Fondations

des Barrages





Colloque du CFBR Chambéry 8 et 9 avril 2015



Les illustrations de ce recueil, reproduites avec l'aimable autorisation des éditions Privat, sont tirées du livre « Lacs et barrages des Pyrénées » Aquarelles Philippe Lhez, textes Léon Mazzella, Editions Privat, 2009 – ISBN 978-27089-5876-0 En couverture : le Barrage de Naguilhes, en Ariège





Fondations des barrages

Chambéry, 8 et 9 Avril 2015 Centre de congrès Le Manège

- Géologie et nature des fondations : reconnaissances, interprétation et caractérisation
- Critères de conception et de justification des fondations : modélisation et calculs
- Excavations et préparation des fondations : traitements et renforcements
- Instrumentation et surveillance des fondations : tenue à moyen et long terme

Comité d'organisation

Etienne FROSSARD, président

Pierre AGRESTI Constance AUBERT Benoit BLANCHER Gilbert CASTANIER Bernard COUTURIER Pierre DELAGE Guilhem DEVEZE Michel LINO Frederic PELLET Laurent PEYRAS

CFBR Savoie Technolac 73373 LE BOURGET DU LAC Tél : 04 79 60 64 45 www.barrages-cfbr.eu

SOMMAIRE

Thème A

Géologie et nature des fondations : reconnaissances, interprétation et caractérisation

A.1	1		
Méthodes géophysiques basées sur le bruit de fond : caractérisation géotechnique des			
sites pour l'aléa sismique	1		
François Dunand, Cédric Duvail, Philippe Combes, Thibaut Bailly			
A.2	11		
La méthode d'investigation par la petite sismique (méthode « Scarabée ») :	1		
développement et applications récents	1		
Marie L'Hostis, Alain Carrère, Silviu Ianos	l		
A.3	23		
Impact des imprévus de la fondation sur la construction d'un grand barrage : GIBE III	1		
(Ethiopie)	l		
Christophe Vibert, Dan Feraru, Edouard Mine	l		
A.4	35		
Aménagement de KOL (Inde, Hichamal Pradesh) : travaux de fondation du barrage et	1		
de l'évacuateur de crue	l		
François Vaysse	l		
A.5	47		
Investigations en fondation et études de diagnostic pour le confortement du barrage de	l		
DARDENNE	l		
Katia Laliche, Romain Venier, Gérard Degoutte, Patrice Meriaux, Bruno Patouillet, Joëlle	l		
Bailleul	l		
A.6	59		
Barrage de SAINT-MICHEL : définition et analyse d'une campagne de	l		
reconnaissances géologique et géotechnique en vue de déterminer les paramètres de	l		
calcul de stabilité	1		
Bertrand Andral	l		
A.7	67		
Caractérisation des discontinuités rocheuses au moyen de données de diagraphie	l		
d'imagerie acoustique : application à l'étude des discontinuités des fondations	1		
rocheuses d'un barrage poids	l		
Laurent Peyras, Patrick Rivard, Adrien Millet, Gérard Ballivy, Claude Bacconnet, Pierre	l		
Breul, Marco Quirion	l		
A.8	79		
Une nouvelle caractérisation des fondations rocheuses pour une meilleure approche de	l		
la résistance au cisaillement d'une interface béton-roche	l		
Hussein Mouzannar, Marion Bost, Patrick Joffrin	I		
A.9	89		
Interprétation des piézocônes par couches homogènes	I		
Jean-François Serratrice	l		

Les articles de ce recueil et les présentations associées seront mis à disposition sur le site internet du CFBR.

Thème B Critères de conception et de justification des fondations : modélisation et calculs

B.1	101
Etude expérimentale de la résistance au cisaillement des discontinuités rocheuses	
des fondations : application aux barrages poids	
Djibril Sow, Patrice Rivard, Laurent Peyras, Pierre Breul, Zabih A.Moradian, Claude	
Bacconnet, Marco Quirion, Gérard Ballivy	
B.2	113
Développement d'une base de données sur la résistance à la traction de l'interface	
béton-rocher	
Guilhem Deveze, Grégory Coubard	
B.3	125
Stabilité des barrages en crue : méthodes d'estimation du risque d'érodabilité aval	
des fondations soumises à déversement par-dessus la crête	
Frédéric Laugier, Thierry Leturcq, Benoit Blancher	
B.4	137
Typologie des incidents d'érosion interne dans les fondations de barrage	
Jean-Jacques Fry, Jean-Robert Courivaud, Laurent Leveque	
B.5	149
Génération de pression interstitielle dans les fondations argileuses des barrages en	
remblai : retour d'expérience et méthodes d'analyse	
Luc Boutonnier, Dino Mahmutovic, Jean-Jacques Fry	
B.6	161
Etancheisation et consolidation de la fondation tectonisée du barrage de	
TABELLOUT	
Jean-Louis Cervetti, Abdelghani Si-Chaib, Mathieu Valadié	
B.7	175
Analyse structurale d'un barrage circulaire construit dans un massif argileux	
Keyvan Maleki, Joseph Chahde	

Thème C Excavations et préparation des fondations : traitements et renforcements

C.1	189
Adaptations géotechniques au contexte géologique pour la construction du barrage	
de LIVET (chantier d'aménagement de Romanche-Gavet)	
Jean-Baptiste Meyran, Sébastien Swieton	
C2	201
Construction du barrage de RIZZANESE : aspects géologiques	
Mélanie Carillo, Alexandre Lochu	
C3	213
Traitement de la fondation karstique du barrage de BALAA	
Alain Ziquel, François Brousset, Laurence Charbel	
C4	223
Réhabilitation de la fondation de l'ouvrage en remblai de fermeture du barrage de	
CHARMINES	
François Delorme, Pierre Geitner, Philippe Kolmayer, Paul Valley	
C5	235
Barrages et effet de site lithologique : influence de l'amélioration de sol grande	
profondeur sur la réponse dynamique des sols	
Philippe Liausu, Stéphane Brûlé	
C6	243
Adaptations du projet de barrage MOULAY BOUCHTA (Maroc)	
Ahmed F.Chraibi, Abdelaaziz Zaki	

Thème D Instrumentation et surveillance des fondations : tenue à moyen et long terme

D.1	255		
Interaction entre comportement hydraulique et géologie au barrage de la			
GUANGISE (France)			
Eric Vuillermet, Bernard Couturier			
D.2	267		
Surveillance des barrages-voûtes de HONGRIN en Suisse : problématiques de venues			
d'eau et de stabilité des appuis			
Thierry Bussard, Alexandre Wohnlich, Azad Koliji, Raphaël Leroy			
D.3	275		
Les déformations différées de la fondation à l'origine des déplacements irréversibles			
du barrage de YATE			
Thomas Pinchard, Eric Bourdarot, Gilbert Castanier, Romain Jarlan			
D.4	289		
Perennité des fondations étanchéité et drainage des fondations des barrages-voûtes :			
exemple du barrage de VOUGLANS			
Eric Bourdarot, Romain Jarlan			
D.5	297		
Retour d'expérience EDF : risques, surveillance, pathologie et vieillissement des			
fondations de barrages			
Philippe Bourgey, Jean-Paul Fabre			
D.6	307		
Auscultation renforcée des digues principales du port de TANGER MED II :			
surveillance des tassements différentiels de caissons			
Grégory Lebon, Fabien Neugue, Vincent Lamour			
D.7	315		
Système de mesure de tassements de sols compressibles supports de remblais, digues			
ou barrages			
David Borel, Christophe Delaunay, Bruno Grawitz			
D.8	325		
Retour d'expérience sur les sous-pressions de 48 barrages poids à EDF			
Jérôme Sausse, Jean-Paul Fabre			
D.9			
Nouvelles analyses du comportement des fondations des barrages (non linéarités,			
effets élastiques différés)			
Jean-Paul Fabre, Florian Mauris, Alexandre Simon			

Thème A

Géologie et nature des fondations : reconnaissances, interprétation et caractérisation



Barrage d'Izourt, Ariège (Aquarelle PH.Lhez)

METHODES GEOPHYSIQUES BASEES SUR LE BRUIT DE FOND : CARACTERISATION GEOTECHNIQUE DES SITES POUR L'ALEA SISMIQUE

Geophysical methods based on ambient vibrations: Sites geotechnical characterization for seismic hazard assessment.

François Dunand, Cédric Duvail, Philippe Combes, Thibaut Bailly FUGRO-GEOTER, Technolac, 34 allée du lac d'Aiguebelette, 73470 Le Bourget du Lac <u>f.dunand@fugro.com, c.duvail@fugro.com, p.combes@fugro.com, t.bailly@fugro.com</u>

MOTS CLÉS

Mots clés : fréquence, profil de vitesse, géophysique, bruit de fond, cartographie, effet de site, sismique, aléa, fondation, barrage, digue.

RÉSUMÉ

Méthodes géophysiques basées sur le bruit de fond : Caractérisation géotechnique des sites pour l'aléa sismique. Le dimensionnement au séisme des barrages nécessite de caractériser la réponse sismique des formations superficielles au droit des ouvrages. En cours de projet ou pour des ouvrages existants, les informations géotechniques ou géophysiques classiques ne permettent que de caractériser de façon ponctuelle les sites.

Alternativement, les méthodes géophysiques basées sur les vibrations ambiantes, qui ne requièrent que peu de moyens de mise en œuvre, permettent de multiplier les points de mesures afin caractériser et de cartographier la réponse sismique de l'intégralité de sites. Ces méthodes non destructives ne nécessitent pas de générer des vibrations (masse, lâché de poids). On distingue la méthode H/V, par mesures ponctuelles, qui conduit à la caractérisation de la fréquence de résonnance du sol, liée à sa rigidité. On distingue également la méthode AVA, par mesures synchrones en différents points, qui conduit à la caractérisation de profils de vitesse en fonction de la profondeur.

L'application de ces méthodes aux sites de fondation de 3 ouvrages (barrages, digue) existants ou en projet permet de fournir les informations nécessaires à la caractérisation de la réponse sismique des sols dans le cadre de l'évaluation de l'aléa sismique.

ABSTRACT

Seismic design of dams requires a good knowledge of the project soil the seismic response. For existing or future projects, classical geotechnical and geophysical surveys leads to punctual information.

Alternatively, geophysical methods based on ambient vibrations recordings, which require only light equipment, leads to soil seismic response characterization and mapping with the multiplication of measurement points. These nondestructive methods de not require generating any vibrations as hammer stroke or weight drop. It be distinguished the H/V method, by punctual measurements leading to soil fundamental frequency characterization (linked to its rigidity), and AVA method, by synchronous measurements at different locations, leading to soil velocity profiles as a function of depth.

These methods' application to 3 dams' foundation soil leads to the necessary information to characterize the seismic soil response for seismic hazard assessment.

1. INTRODUCTION

Le dimensionnement d'un ouvrage au séisme nécessite la connaissance de l'aléa sismique au droit de son site d'implantation. Le contexte sismotectonique du site d'implantation de l'ouvrage permet de définir l'aléa sismique régional, il est déterminé par le législateur ou par des études spécifiques dans le cas des ouvrages à risque spécial. Cependant, l'évaluation de l'aléa sismique local requiert la connaissance de l'aléa régional mais aussi la connaissance des conditions géotechniques locales, lesquelles peuvent modifier significativement l'aléa sismique à prendre en compte.

Les essais géotechniques traditionnels apportent des informations sur la lithologie et la résistance des sols au droit des sondages, mais ne permettent pas de caractériser finement leur comportement sismique à l'échelle du site. Les mesures géophysiques permettent d'accéder au comportement dynamique des sols en des points particuliers (Cross hole, 1D) ou le long de profils spécifiques (MASW, 2D). Alors que pour la problématique sismique et pour des ouvrages couvrant de grandes surfaces, il est nécessaire d'obtenir des informations spatialisées en 3D pour élaborer des microzonages sismiques. Avec ces méthodes, la spatialisation 3D peut être obtenue par la multiplication des informations ponctuelles, mais cela implique la mise en œuvre de moyens importants.

Alternativement, il existe des méthodes géophysique basées sur les enregistrements de bruit de fond (ou vibrations ambiantes) qui ne requièrent que peu de moyens de mise en œuvre. La méthode H/V par mesures ponctuelles apporte une information relative à la fréquence d'amplification du sol qui caractérise sa rigidité (couple vitesse des ondes de cisaillement et épaisseur). La méthode AVA par mesures synchrones en différents points permet de caractériser un profil de vitesse.

Cette communication présente les méthodes H/V et AVA sur trois cas d'application. Les sites concernés sont le site du projet de barrage de Moreau (Goyave, Guadeloupe), le site du projet de barrage de Germillac (Lamentin, Guadeloupe) et une digue de retenue de déchets sur le site nucléaire de Malvésy (Aude). Pour ces trois études, l'objectif était de caractériser les conditions de site afin d'évaluer et cartographier la susceptibilité des sols à amplifier le mouvement sismique.

2. PRESENTATION DES METHODES

Le bruit de fond ou vibrations ambiantes sont des vibrations de faible amplitude (~10-4 m/s²) générées par les activités humaines et naturelles dans l'environnement. La présence continue du bruit de fond en tous lieux en font une source de vibrations économique et sans limite d'exploitation, par comparaison aux sources artificielles tels les coups de masse, les explosifs ou les générateurs de vibrations.

Les ondes qui composent de bruit de fond sont majoritairement des ondes de surface (SESAME, 2004) de type Rayleigh et Love. L'enregistrement (Figure 1et Figure 2) et l'exploitation des propriétés de ces ondes qui sont dépendantes des sols traversés, permet de caractériser le sous-sol d'un point de vue géophysique.



Figure 1 : Sismomètre 1 seconde à 3 composantes.



Figure 2 : Enregistreur sismique.

2.1 Méthode H/V- mesures ponctuelles

Le procédé utilisé est la méthode H/V bruit de fond, dite de Nakamura (1989 ; Bard, 1995). Cette méthode consiste à enregistrer pendant quelques dizaines de minutes les vibrations du sol avec une chaîne d'acquisition composée d'un sismomètre et d'un enregistreur. Le traitement H/V des enregistrements en calculant le rapport des spectres de la composante horizontale et de la composante verticale (rapport H/V) permet de caractériser la fréquence fondamentale (fo) du site (Lachet & Bard, 1994, Guillier et al., 2006).

Dans le cas d'une configuration géologique simple (monocouche), la fréquence fo (en Hz) est reliée à l'épaisseur (H en m) de la couche de sol souple surmontant le substratum et à la vitesse moyenne de

propagation des ondes de cisaillement de la couche (Vs en m/s) par la relation : fo = Vs / 4 H. La connaissance de deux paramètres permet l'estimation du troisième (par exemple la mesure de fo et la connaissance de H par un sondage géotechnique, permet de caractériser la vitesse Vs moyenne de la couche).

En complément d'essais ponctuels géotechniques, la cartographie des fréquences fo permet de juger de l'homogénéité du comportement sismique d'un site et d'en déduire une cartographie des épaisseurs ou des vitesses des ondes de cisaillement.

2.2 Méthode AVA – mesures synchrones en réseau

Les techniques d'analyse de mesures sismiques passives en réseaux (AVA) se basent sur la propriété dispersive des ondes de surface (vitesse de phase dépendant de la fréquence) pour caractériser la vitesse de propagation des ondes de cisaillement dans les sols.

Les mesures en réseau consistent à enregistrer simultanément les vibrations ambiantes avec plusieurs points synchrones dont les emplacements sont connus. L'analyse des différences de temps d'arrivées entre les sismomètres du réseau permet d'établir les courbes de dispersion (vitesse de phase en fonction de la fréquence) dans la gamme de fréquence délimitée par la géométrie du réseau et le type de sol. Les courbes de dispersion sont obtenues par analyse du nombre d'onde (méthodes FK, HRFK, Capon, 1969, Lacoss et al., 1969) ou par analyse de l'intercorrélation des signaux (méthodes SPAC, MSPAC, Aki, 1957 ; Bettig et al., 2001). Les courbes de dispersion font ensuite l'objet d'une inversion afin d'obtenir la caractéristique de vitesse de propagation des ondes S en fonction de la profondeur (profil Vs).

La méthode AVA constitue ainsi un outil géophysique puissant reposant sur des mesures passives non destructives et réalisées avec un matériel léger présentant une grande flexibilité d'emploi. Les profondeurs d'investigations sont de quelques mètres à plusieurs centaines de mètres. La durée des enregistrements peut varier de quelques dizaines de minutes à plusieurs heures en fonction des caractéristiques des vibrations ambiantes. D'un point de vue pratique, on considère généralement que l'ouverture maximale du réseau (plus grande distance inter-capteurs) constitue la profondeur maximale d'investigation. Ce type de mesures requiert la synchronisation temporelle précise des enregistrements et le relevé précis des positions des capteurs du réseau. En effet, l'analyse des signaux repose sur le suivi temporel des trains d'ondes d'un capteur à l'autre du réseau.

Par comparaison, la méthode MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves) repose sur le même principe des ondes de surface dispersives, excepté que les capteurs sont disposés en ligne et qu'il est nécessaire de générer la source des ondes de surface.

3. APPLICATIONS DES METHODES H/V ET AVA

Dans le cadre d'évaluation de l'aléa sismique, les techniques H/V et AVA ont été mises en œuvre sur trois sites : projet de barrage de Moreau (Guadeloupe), projet de barrage de Germillac (Guadeloupe), digues de retenue de déchets sur le site nucléaire de Malvési (Aude). Pour ces sites l'objectif était d'appréhender l'homogénéité des caractéristiques des formations de surface (épaisseur et rigidité-Vs) et d'évaluer le paramètre Vs30 (vitesse des ondes S dans les 30 premiers mètres) nécessaire pour la détermination de l'aléa sismique local.

3.1 Présentation des sites

3.1.1 Projet de barrage de Moreau

Le conseil général de la Guadeloupe a lancé en 2012 le programme de construction du barrage de Moreau sur la ravine Zombi, affluent de la rivière Moreau située 4.5 km à l'ouest de l'agglomération de Goyave, au Sud-est de la Basse Terre (Figure 3), ceci afin de répondre à des besoins de stockage d'eau brute pour l'irrigation.

D'une hauteur maximale de 26 mètres au-dessus du terrain naturel et d'une longueur totale en crête de 250 mètres, la retenue présente un volume utile stocké de l'ordre de 1 million de m³. Le déversoir de crues associé à cet ouvrage de classe A (hauteur > 20 m) débite 50 m³/s.

Dans le cadre de l'évaluation de l'aléa sismique pour le dimensionnement du projet, il a été nécessaire de caractériser et cartographier les caractéristiques du sous-sol de l'ouvrage.



Figure 3: Localisation du site du projet de barrage de Moreau.

3.1.2 Projet de barrage de Germillac

Le Conseil Général de la Guadeloupe a lancé le programme de construction du barrage de Germillac sur la rivière du Lamentin, dans le Nord de Basse-Terre (Figure 4), à des fins de stockage d'eau brute pour l'irrigation. Le projet de barrage de Germillac est un barrage de type terre homogène d'une hauteur de 19 mètres, avec une longueur et une largeur de crête de 390 mètres et 5 mètres respectivement. La retenue présente un volume utile stocké de l'ordre de 5 millions de m³ associé à un déversoir de crues de 41 m³/s. Dans le cadre de l'évaluation de l'aléa sismique pour le dimensionnement du projet, il a été nécessaire de caractériser et cartographier les caractéristiques du sous-sol de l'ouvrage.



Figure 4: Localisation du site du projet de barrage de Germillac.

3.1.3 Digues de retenue de déchets sur le site de Malvésy

Le site de Malvésy (Aude) est constitué de digues de retenues de déchets miniers à caractère radioactif qui en font une Installation Nucléaire de Base (INB) assujettie à une réglementation spécifique en particulier pour la caractérisation de l'aléa sismique.

Dans le cadre d'une réévaluation de l'aléa sismique, avec des délais d'étude courts, une campagne géophysique du type bruit de fond a été menée pour caractériser et cartographier le paramètre Vs30 en se basant sur une synthèse des données géotechniques existantes en certains points.

3.2 Application de la Méthodologie H/V

La technique H/V a été mise en œuvre sur les sites des deux projets de barrage et sur le site des digues de Malvesi. Pour chaque site, le plan de mesure (espacement et localisation des points) a été adapté aux objectifs et aux contraintes de terrain (Figure 5) avec environ 50 points de mesures. La durée d'enregistrement suffisante était de 15 minutes en chaque point dans le contexte vibratoire calme des sites de barrages ou le contexte vibratoire industriel du site de Malvesy.



Figure 5: Plan d'investigation sur le site de Germillac.

Figure 6: Plan d'investigation sur le site de Malvesy.

Le traitement H/V des enregistrements tient compte de possibles perturbations locales du bruit de fond, comme le passage proche d'un véhicule, en éliminant les parties perturbées du signal (Figure 7). Pour chaque point est calculé une courbe H/V moyenne à laquelle est associée une fréquence fondamentale fo en fonction de la fréquence du pic d'amplification (Figure 8).

La cartographie des fréquences fo permet ensuite de définir des zones géographiques dont les caractéristiques géotechniques (couple épaisseur / Vs) sont homogènes (Figure 9). L'analyse spatiale sera d'autant plus détaillée que le nombre de points de mesures H/V est important.

Suivant les éventuelles informations complémentaires à disposition (profils de vitesse, sondages carottés, profil géophysique, coupe géologique...), les fréquences mesurées peuvent être utilisées pour caractériser la profondeur du substratum ou la vitesse Vs moyenne de la couche le surmontant dans les différentes zones.

Dans le cas du site de Germillac, une zone de mauvaises caractéristiques géotechniques a été identifiée et délimitée (Figure 9) sous la partie Nord-Ouest de la digue. Elle correspond aux formations superficielles constituées d'alluvions récentes (tourbes et vases). La cartographie de la zone alluviale a été réalisée à partir des résultats de la méthode H/V et des observations géomorphologiques. Elle a permis d'orienter la campagne de reconnaissances géotechnique en optimisant le nombre de sondages et leur localisation (Figure 9). L'épaisseur des alluvions a pu être extrapolée sur l'ensemble du site à partir des multiples mesures de fréquence fo calibrées par les données de forages de la campagne de reconnaissance (fo=Vs/4H – avec une hypothèse de vitesse Vs constante dans la zone). Une cartographie de son épaisseur a ainsi pu être proposée.

Dans le cas du site de Moreau, une zone de mauvaise caractéristique géotechnique a été identifiée au centre de la digue. Un sondage carotté existant dans cette zone a permis de corréler ce signal avec la présence d'alluvions. Leur variation d'épaisseur a été déterminé sur l'étendue de la zone en tenant compte des multiples mesures de fréquence fo dans la zone (fo=Vs/4H – avec une hypothèse de vitesse Vs constante dans la zone).

Dans le cas du site de Malvesy, les mesures de fréquence fo sur le pourtour de la digue ont permis d'extrapoler l'épaisseur des formations quaternaires entre les quelques sondages carottés disponibles (fo=Vs/4H - avec une hypothèse de vitesse Vs constante). Cette approche a ainsi permis de proposer une coupe des épaisseurs du quaternaire sur un grand linéaire, sans nécessiter d'investigations géotechniques complémentaires.





Figure 7: Enregistrement de 15 minutes de vibrations ambiantes sur dans les 3 directions (vertical, Nord et Est). En couleur, les fenêtres de signal sélectionnées pour mener l'analyse H/V.

Figure 8: Courbe H/V et pic caractéristique d'amplification fo à 3.1 Hz.



Figure 9: Cartographie des fréquences d'amplification fo du site de Germillac et identification de zones de caractéristiques géotechniques homogènes. En orange, l'identification d'une zone de mauvaises caractéristiques composée de vases et tourbes.

3.3 Application de la Méthodologie AVA

La technique AVA a été mise en œuvre sur les sites du projet de barrage de Moreau et de Germillac avec pour objectif la détermination du profil de vitesse Vs sur les 30 premiers mètres ceci afin d'évaluer le paramètre Vs30 au droit du site nécessaire pour mener l'étude d'aléa sismique spécifique.

Pour ces deux sites les campagnes de mesures ont été menées sur des terrains agricoles en exploitation (prairie et champ de canne à sucre) avec des accès piétons seulement. Aucune dégradation aux terrains n'a été constatée.

Pour cette profondeur d'investigation (30/40 m), 4 sous-réseaux circulaires de 7 capteurs avec des rayons de 8 à 40 mètres ont été implantés dans des zones plates et dégagées d'arbres et arbustes (Figure 10). On notera que la présence de végétation n'est pas un facteur limitant pour la méthode, elle complique seulement les accès aux points de mesures. Les enregistrements étaient de 45 minutes par sous-réseau dans un contexte avec peu de sources de vibrations parasites.

L'intérêt d'effectuer des mesures avec des sous-réseaux de différentes tailles est que la géométrie du réseau détermine complètement le domaine de définition de la courbe de dispersion correspondante. Plus les sous-réseaux sont grands et plus ils permettent l'étude des basses fréquences associées aux grandes profondeurs, et inversement pour les sous-réseaux de petite taille. La réalisation de plusieurs sous-réseaux dont les domaines de définition se recoupent permet la détermination de la courbe de dispersion sur un domaine fréquentiel étendu et continu (Figure 10). De plus, avec un nombre limité de capteurs (7 à 10) il est possible de couvrir plusieurs tailles de réseaux.

Des courbes de dispersion partielles sont calculées pour chaque sous-réseau (Figure 11 et Figure 12) et sont assemblées pour caractériser la courbe de dispersion globale. Puis, l'inversion de la courbe de dispersion permet de caractériser une série de profils de vitesse Vs probables. Une analyse statistique des profils de vitesse permet ensuite de proposer un profil de vitesse moyen (Figure 13) et un paramètre Vs30 (Figure 14).



Figure 10: Dispositif de mesures AVA sur le site du barrage Moreau – 4 sous-réseaux circulaires de diamètres croissants avec 7 capteurs dont un central.



Figure 11: Courbe de dispersion partielle pour un sous-réseau de 25 m de rayon



Figure 12: Courbe de dispersion partielle pour un sousréseau de 35 m de rayon



Figure 13: Inversion de la courbe de dispersion globale en profils probables de vitesses.



Figure 14: Statistique sur la valeur du paramètre VS30 pour chacun des profils probables de vitesse.

5. CONCLUSIONS

Les méthodes géophysiques basées sur les enregistrements de vibrations ambiantes permettent de cartographier les formations superficielles, d'y caractériser la vitesse des ondes de cisaillement et d'estimer leur géométrie (3D) sur la base d'un calibrage par sondage. On distingue la méthode H/V, par mesures ponctuelles, qui conduit à la caractérisation de la fréquence de résonnance du sol, liée à sa rigidité (Vs – vitesse des ondes de cisaillement). On distingue également la méthode AVA, par mesures synchrones en différents points, qui conduit à la caractérisation de profils de vitesse en fonction de la profondeur.

L'application de ces méthodes aux sites de 2 barrages en projet et à une digue existante démontre que cette méthodologie, légère en moyens et en temps, autorise son déploiement sur des surfaces importantes pour **cartographier les formations superficielles** d'un site. L'intérêt majeur est de pouvoir identifier des zones de caractéristiques homogènes afin d'optimiser le nombre de sondages géotechniques et leur localisation. Puis de permettre d'extrapoler à l'ensemble d'un site les informations ponctuelles fournies par les sondages géotechniques.

RÉFÉRENCES ET CITATIONS

- Aki, K. (1957). Space and time spectra of stationary stochastic waves, with special reference to microtremors: Bulletin of the earthquakes Research Institute of Tokyo University, 25, 415-456.
- Bard P.Y. (1995). Effects of surface geology on ground motion: Recent results and remaining issues. 10th European Conference on Earthquake Engineering, Balkema, Rotterdam.
- Bettig, B., P.-Y. Bard, F. Scherbaum, J. Riepl, F. Cotton, C. Cornou & D. Hatzfeld (2001). Analysis of dense array noise measurements using the modified spatial auto-correlation method MSPAC. Application to the Grenoble area, Bollettino di Geofisica Teorica e Applicata, 42, 281-304.
- Bonnefoy-Claudet S. (2004). Nature du bruit de fond sismique : implications pour les études des effets de site. Thèse pour obtenir le titre de Docteur de l'université Joseph Fourier Grenoble I, Spécialité : Science de la Terre et de l'Univers, 241 p.
- Capon, J.(1969). High-Resolution frequency-wavenumber spectrum analysis, Proceeding of the IEEE, 57(8), 1408-1418.
- Guillier, B., Cornou, C., Kristek, J., Moczo, P., Bonnefoy-Claudet, S., Bard, P.-Y. & Fäh, D.(2006). Simulation of seismic ambient vibrations: does the H/V provide quantitative information in 2D-3D structures? Third International Symposium on the Effect of Surface Geology on Seismic Motion, Grenoble, France, 30 August – 1 September 2006; Paper Number: 185.
- Lachet, C. & Bard, P.-Y. (1994). Numerical and theoretical investigations on the possibilities and limitations of Nakamura's technique, J. Phys. Earth, 42, 377-397.

- Lacoss, R.-T., E.-J. Kelly & M.-N. Toksöz (1969). Estimation of seismic noise structure using arrays: Geophysics, 34, 21-38.
- Nakamura, Y. (1989). A method for dynamic characteristics estimation of subsurface using microtremor on the ground surface. QR of R.T.R., 30-1.
- SESAME (2004). Guidelines for the implementation of the H/V spectral ratio technique on ambient vibrations, European Commission Research General Directorate, Project No. EVG1-CT-2000-00026 SESAME, http://sesame-fp5.obs.ujf-grenoble.fr

LA METHODE D'INVESTIGATION PAR LA PETITE SISMIQUE (METHODE « SCARABÉE ») : DEVELOPPEMENTS ET APPLICATIONS RECENTS

The Petite Sismique Investigation Method (« SCARABÉE » Method): New Developments and Applications

> Marie, L'HOSTIS marie.lhostis@gdfsuez.com

Alain, J., CARRÈRE alain.carrere@gdfsuez.com

Silviu, IANOS <u>silviu.ianos@gmail.com,</u>

TRACTEBEL ENGINEERING S.A. Le Delage - 5 rue du 19 mars 1962 - 92622 Gennevilliers CEDEX – France Téléphone : + 33 (0)1 41 85 03 69, Fax : + 33 (0)1 41 85 03 74

MOTS CLÉS

Sismique, fondations, barrages, mesures de terrain, évaluation géotechnique, train d'ondes, module statique.

RÉSUMÉ

La méthode d'investigation par la petite sismique (méthode « SCARABÉE ») : développements et applications récents. Acquérir une bonne connaissance des caractéristiques mécaniques de la fondation est la condition indispensable à toute conception et réalisation de grands ouvrages. COYNE et BELLIER (TRACTEBEL Engineering France) a développé, depuis plus de 50 ans, une méthode d'approche synthétique, simple, rapide et économique. Basée sur le principe des mesures sismiques, la méthode SCARABÉE, autrefois appelée « Petite Sismique », a pour objectif « d'ausculter » le rocher par des mesures de terrain simples et standardisés, avec un appareillage de mesure approprié et peu encombrant. L'interprétation des résultats permet de formuler un diagnostic rapide sur la qualité des fondations rocheuses et des bétons de masse. Cette méthode s'appuie sur l'enregistrement et l'analyse détaillée de signaux sismiques émis par le simple choc d'un marteau sur le rocher, en différents points le long d'un profil de mesure. Les paramètres mesurables sur les trains d'ondes ont été expérimentalement comparés et corrélés à des résultats de mesures géotechniques ponctuelles et à des caractéristiques géotechniques de référence sur de nombreux sites. Il est ainsi possible de comparer et évaluer un site étudié à l'ensemble des sites qui constituent la base de références. Le présent article souligne la contribution que la méthode SCARABÉE a apporté à quatre projets récents et rappelle les étapes de modernisation du matériel de mesure et du mode d'interprétation des mesures au regard des développements de l'électronique et de l'informatique. Aujourd'hui encore, SCARABÉE reste la seule méthode qui fournit rapidement une évaluation du module statique d'une fondation rocheuse à l'échelle qui intéresse le concepteur d'un grand ouvrage.

ABSTRACT

The Petite Sismique Investigation Method (« SCARABÉE » Method): New Developments and Applications.

The acquisition of a good knowledge of the mechanical characteristics of the foundation is a must for designing and building large structures. COYNE et BELLIER (TRACTEBEL Engineering France) has developed since more than 50 years a simple, fast and cheap synthetic approach method. Founded on the principles of the seismic geophysical method, the objective of The SCARABÉE Method, formerly called « Petite Sismique », is to "monitor" the rock mass through simple and standardized field measurements, with a suitable and light equipment. A quick diagnosis of the quality of the rock foundation or the mass concrete is made by the interpretation of the results. This Method is based on the record and detailed analysis of the seismic signals induced by a free-falling hammer on the rock surface at impact points along a profile. The recorded parameters on the wave trains have experimentally been compared and correlated to results of punctual geotechnical measurements and to reference geotechnical characteristics measured on a great number of sites. They allow the site to be valued and then classified within the hierarchy of the reference sites of the database. The present paper highlights the contribution of the SCARABÉE Method in four recent Dam projects and recalls the measurement equipment modernization steps made possible by the recent electronic and computer science developments. At present, SCARABÉE is still the only investigation technique which provides rapidly the estimation of the scale relevant for the designer of large structures.

1. LA METHODE SCARABÉE

1.1. Origine, description et atouts de la méthode SCARABÉE

B. Schneider a imaginé et développé la méthode SCARABÉE, autrefois appelée « Petite Sismique », dans les années 60 0. C'est une méthode d'approche synthétique, simple, rapide et économique, basée sur le principe des mesures sismiques. Le but est de donner à l'ingénieur en charge du projet une évaluation rapide et globale des conditions de fondations, pour lui permettre de choisir rapidement la meilleure alternative, et de définir les investigations détaillées supplémentaires à réaliser. Le tableau ci-dessous compare les volumes de massif rocheux reconnus par différentes méthodes d'évaluation du module de déformation statique. SCARABÉE est de loin celle qui donne l'image la plus représentative de la fondation avec un volume reconnu de l'ordre de 1000 m³ pour un seul profil.

Méthode d'investigation	Volume reconnu (ordre de grandeur, en m ³)
Essais sur carottes de sondage	x 10 ⁻³
Essai au dilatomètre	x 1
Essai au vérin	x 10
Profil SCARABÉE®	x 1000

Tableau 1 : Une reconnaissance à l'échelle des discontinuités du massif

Plus précisément, cette méthode s'appuie sur l'enregistrement de signaux sismiques émis par le simple choc d'un marteau sur le rocher, en différents points d'un profil de mesure, et successivement reçus par un seul capteur implanté en tête de profil. L'originalité et l'efficacité de la méthode réside dans la part prépondérante réservée à l'analyse détaillée des signaux sismiques enregistrés. Cette analyse consiste à identifier et mesurer plusieurs paramètres dont l'interprétation aboutira au « diagnostic » géotechnique du rocher ausculté. Ces paramètres mesurables sur le train d'ondes sont : les temps d'arrivée des deux premières ondes, leurs fréquences, les pertes d'énergie et la durée totale du signal.

Mais la force de cette méthode provient de toute l'expérience emmagasinée depuis plus de 50 ans sur de nombreux sites (environ 100) par le Bureau COYNE et BELLIER (TRACTEBEL Engineering France). Tous les critères quantifiables définis par B. Schneider ont été expérimentalement comparés et corrélés à des résultats de mesures géotechniques ponctuelles et à des caractéristiques géomécaniques de référence. Ils permettent d'évaluer la « signature » du site et de le classer dans la hiérarchie des sites de référence étudiés par le Bureau COYNE et BELLIER (TRACTEBEL Engineering France). Les applications de SCARABÉE sont variées : fondations de barrages voûte et poids, tunnels – mines – usines souterraines, efficacité des injections de consolidation ou encore qualité du béton de masse.

Une telle méthode relève plus du naturalisme que du déterminisme. Elle n'a de raison d'être que grâce à l'existence d'un grand nombre de mesures dans différents contextes. Ceci explique pourquoi la « Petite Sismique » est restée pendant plusieurs dizaines d'années confidentielles, le temps d'étoffer la base de données et de développer les équipements d'enregistrement. Ce développement a été réalisé par vagues successives, avec l'aide de l'ANVAR (Association Nationale de Valorisation de la Recherche) dans les années 90 et puis à nouveau en 2014 lors de la dernière campagne d'investigation au Népal.

1.2. Mesures de terrain

1.2.1 Equipement

Les mesures s'effectuent avec un appareillage spécifique facilement transportable, qui comporte : un enregistreur avec un préamplificateur, un géophone 30 HZ, un déclencheur fixé sur un marteau de 5 kg, des câbles de raccordement, un scléromètre Schmidt modèle N. Les essais sont non-destructifs, sans impact nuisible pour l'environnement.

1.2.2 Mesures

Les mesures de terrain doivent suivre une méthodologie spécifique qui i) optimise le post-traitement et l'interprétation des données et ii) garantit l'homogénéité des enregistrements.

La campagne d'essais commence par le repérage des profils, soit sur des zones d'affleurement superficielles, soit en galeries, tranchées et autres sites souterrains exposant le rocher. Pour chaque profil d'environ 25-30m, le géophone recevant le signal est placé à une extrémité, et les points d'impact sont répartis tous les 3 à 4 m d'intervalle. La vérification instantanée des traces se fait sur l'écran afin de ne pas retenir les enregistrements anormaux. La durée et le nombre d'enregistrements pour chaque point d'impact sont précisément définis dans la méthodologie. Les données enregistrées sont stockées numériquement.

Sur chacun des points de mesure (géophone et émission) sélectionnés le long du profil, une mesure scléromètrique est réalisée. Cette mesure, comme celle de l'amplitude du signal, contribue à la caractérisation de la qualité matricielle du rocher sans tenir compte de l'effet des discontinuités étant donné le faible volume de rocher testé avec le scléromètre seul.

La méthode devient très fiable quand plus de 12 profils peuvent être mesurés sur un site. Un minimum de 6 profils homogènes est nécessaire pour en déduire des informations significatives. L'ensemble des tests peut être réalisé par un technicien accompagné d'un assistant. En général, les mesures de 3 à 4 profils peuvent être acquises en une journée.

1.3. Interprétation des résultats

1.3.1 Analyse du train d'ondes

L'analyse des enregistrements se fait de façon progressive en 3 étapes, en commençant par l'interprétation de chaque trace correspondant à un point d'impact (opération de « pointage »), puis du profil en entier, et enfin de l'ensemble des profils afin de déterminer la « signature » du site (Graphique 1).



Graphique 1 : Organisation de l'interprétation

Les grandeurs mesurées pour chaque point de frappe sont des temps et des amplitudes (Graphique 2). Pour un profil complet, leur association fournit des grandeurs soit sensiblement constantes (vitesses), soit variables en fonction de la distance du point de choc au géophone (amplitudes, fréquences, durée totale du signal). Sur chaque trace, on distingue deux ondes :

- la première, la plus rapide, de courte durée et de faible amplitude, qui est interprétée comme étant l'onde de compression;
- la seconde, de longue durée et de forte amplitude, qui est interprétée comme étant l'onde de cisaillement.



Graphique 2 : Exemple de signal enregistré

Les paramètres de la deuxième arrivée permettent de mieux caractériser le massif rocheux, l'onde de cisaillement étant plus sensible à la fracturation que l'onde de compression.

Les mesures au scléromètre sont associées à chaque point d'impact. Tous les paramètres mesurés en chaque point d'un profil sont ensuite rassemblés afin de déterminer la vitesse de propagation de chaque onde ainsi que d'autres paramètres caractéristiques. Enfin, les résultats de tous les profils sont moyennés afin de caractériser le site grâce à plusieurs indicateurs thématiques et globaux.

Si des variations notables apparaissent, et si le nombre de profils est suffisant, il est alors possible de repartir ces indicateurs par groupes de profils en fonction de la localisation dans l'espace, des formations géologiques, de la profondeur, etc. La méthode fournit alors de manière très efficace le zonage géotechnique de la fondation.

1.3.2 Interprétation des résultats

L'intérêt de la méthode SCARABÉE réside dans l'interprétation des divers critères mesurés qui conduit à fournir un certain nombre d'informations géotechniques sur le milieu rocheux ausculté. Ces informations résultent de la comparaison des critères mesurés avec ceux obtenus, soit sur des sites pour lesquels des corrélations ont été établies avec des résultats d'essais géotechniques (essais au vérin) réalisés durant l'étude du projet ou avec des mesures faites après la réalisation du projet, soit sur des sites qui sont considérés comme les plus caractéristiques d'un type de roche de fondation.

Les développements récents de la méthode sur un nombre toujours croissant de sites ont permis d'exploiter un plus grand nombre d'informations et de relations expérimentales, de sorte que l'interprétation des critères caractéristiques de la méthode fournit à présent plusieurs types de résultats tant géomécaniques que géotechniques sur la qualité du milieu étudié. Les informations principales obtenues par la méthode SCARABÉE sont les suivantes (Tableau 2):

- Le module statique, obtenu à partir de la mesure de la fréquence de la 2^{ème} arrivée Fs, et pouvant être comparé aux résultats des essais au vérin.
- L'état de compacité de la roche, obtenu à partir d'une corrélation entre la valeur scléromètrique S, qui caractérise la matrice rocheuse et la vitesse sismique de la 2^{ème} arrivée V_S, qui caractérise la masse rocheuse.
- La présence dans les milieux rocheux de matériaux argileux, tels les remplissages argileux des failles, indiquée par le rapport Vs/Fs qui s'est révélé expérimentalement sensible.

- La fracturation : l'amplitude du signal reçu par le géophone ainsi que la durée totale du signal DT sont les deux critères sensibles aux discontinuités.
- La détérioration superficielle expérimentalement liée au rapport des fréquences des deux premières arrivées, F_P/F_S, ainsi qu'au temps initial d'arrivée de la première onde T_{OP}.
- L'estimation préliminaire de la consolidation potentielle du rocher par injection de coulis définie par une relation entre la valeur scléromètrique S, la vitesse de la deuxième onde V_S et le gain standard de la 2^{ème} arrivée G_{15S}.
- Le critère de qualification du site étudié ou Paramètre SCARABÉE (PS), regroupant 4 critères individuels qui caractérisent plusieurs propriétés du milieu, est alors comparé aux nombreuses valeurs obtenues sur plus de 60 sites étudiés depuis la mise en application de la méthode.

A. Critères Directs	
Valeur scléromètrique	
Valeurs sismiques (temps et amplitudes) :	
• Vitesses	V _P et V _S
• Fréquences	F _{15P} et F _{15S}
Gain Standard	G _{15P} et G _{15S}
Durée Totale	DT ₁₅
Analyse Spectre	FFT
B. Paramètres Géotechniques	
Coefficient de Poisson	$\nu = \frac{\alpha^2 - 2}{2(\alpha^2 - 1)}, \alpha = \frac{V_p}{V_S}$
Module Statique	$E_{\rm S} = 0.19 \ F_{\rm S}^{-1.69}$
Module Dynamique	$E_D = 2 p (1 + V) V_S^2$
Décompression – application aux souterrains	Scléro / V _S
Détérioration superficielle	F_P / F_S
Déformation permanente	E_D / E_S
Prévision de consommation de coulis	
C. Paramètre SCARABÉE	
Ks = (S) Valeur Scléromètrique (Unité Schmidt) / 40	Traduit l'état de la matrice rocheuse.
Ke = (Ed) Module Dynamique (MPa) / 44000	Représentatif de l'élasticité du milieu.
Kf = (Fs) Fréquence 2^{eme} arrivée (Hz) / 750	Apporte un terme correcteur au critère précédent pour ce qui concerne les déformations lentes. Il fait intervenir le module statique.
$Ka = 45 / (G15_S)$ Amplitude standard (dB)	Directement proportionnel aux pertes d'énergie, lesquelles reflètent l'état de discontinuité du milieu.
$PS = \frac{K_S + K_e + K_f + K_a}{4}$	Coefficient PS (Paramètre SCARABÉE), critère de qualification de la méthode.

Tableau 2: Liste des paramètres de la méthode SCARABÉE

2. EXEMPLES D'APPLICATION

2.1. Bakhtyari (Iran)

Bakhtyari est un barrage voûte de plus de 300 m de haut, actuellement en construction. Le site est caractérisé par la juxtaposition de massifs rocheux contrastés, succession de calcaires finement lités et localement intensément fracturés et déformés (unités stratigraphiques SV2 et SV3), et de calcaires en bancs grossiers à

massifs (SV4 et SV5). A proximité du chevauchement frontal des Zagros, la reprise en pli anticlinal d'une structure en duplex est vraisemblablement à l'origine de zones de dilatation travaillant en tension au droit même du site du barrage. Dans la même zone, les calcaires lités sont fortement plissés sur une bande étroite désignée comme « kink zone ». Les résultats SCARABEE se sont montrés très sensibles à ces variations géologiques, prouvant que les différences de faciès, notamment d'épaisseur de couches et de degré de déformation tectonique sont directement retranscrites dans les caractéristiques géomécaniques.

Le nombre important de profils SCARABÉE (26) rend cet exemple particulièrement probant. Le module de déformation statique du rocher a été évalué via la campagne SCARABEE mais aussi par de nombreux essais au vérin. L'analyse statistique a permis de distinguer trois classes de rocher avec des caractéristiques différentes:

- **Classe 1** : Les calcaires faiblement déformés et fracturés de la formation SV2, rencontrés en partie basse de la fondation du barrage, et les bancs épais, peu déformés de la formation SV5.
- **Classe 2** : Calcaires finement lités, peu déformés et modérément fracturés de la formation SV3. Une zone déformée de la formation SV5 au voisinage d'une faille appartient également à cette classe.
- Classe 3 : Calcaire en couches épaisses, très déformées et fracturées de la formation SV3, correspondant à la zone critique « kink band ».

Massif rocheux	Module statique (Es) en GPa		Paramètre SCARABÉE (P.S.)	
	Intervalle	Moyenne	Intervalle	Moyenne
Classe I	10,9 - 16,8	13,9	0,77 – 1,02	0,88
Classe II	3,6 - 11,0	7,3	0,62 - 0,73	0,70
Classe III	1,6 – 5,2	2,7	0,47 – 0,59	0,53
Site du barrage	1,6 - 16,8	6,7	0,47 - 1,02	0,68

Les caractéristiques principales de ces trois classes sont présentées dans le Tableau 3.

 Tableau 3 : Résumé des résultats SCARABÉE pour le site du barrage de Bakhtyari.

En considérant les résultats dans leur ensemble, le critère SCARABÉE classe le site du barrage légèrement en dessous de la limite pour la réalisation d'un barrage voûte, principalement dû au fait que la moyenne du P.S. est inférieure à la valeur limite de 0.75. De plus, le coefficient de variation du P.S. est plutôt élevé (0,35). La classification du site est pénalisée par les faibles résultats obtenus pour la Classe 3, surtout dans la « kink band », où la grande majorité des profils SCARABÉE ont été réalisés. Inversement, la formation SV2 dans la partie basse des rives, est de bonne qualité.

Ces résultats ont suggéré que de meilleures conditions géotechniques pouvaient être rencontrées à l'amont de la zone « kink band ». SCARABÉE aura donc eu une contribution décisive dans la sélection de l'axe du barrage, actuellement en cours de construction.

2.2. Gibe III (Ethiopie)

Le barrage en BCR, d'une hauteur record pour ce type d'ouvrage de 240 m, est actuellement en construction.

La géologie du site du barrage est dominée par les formations volcaniques et par les processus d'altération hydrothermale associés au Grand Rift Est-Africain. La fondation rocheuse est constituée principalement par une très épaisse coulée de trachytes, à texture généralement massive. Ces roches ont subi une altération épithermale, dont témoignent à première vue la couleur blanchâtre des zones altérées ainsi que des auréoles de diffusion marquées par des liserés successifs d'oxydes de fer. Mais la conséquence la plus spectaculaire de cette altération est la désagrégation, localement complète, du rocher : très compact et dur lorsqu'il est peu ou pas altéré, le rocher se transforme, dans les zones d'altération maximale, en matériau dépourvu de cohésion. Ce matériau représenterait le résidu d'un processus de corrosion (Graphique 3).

La fondation du barrage est traversée notamment par des zones de fractures quasi verticales, dans une direction sensiblement nord-sud, relativement proche de celle de la rivière. Très continues, ces structures majeures sont aussi très espacées. Deux autres familles de discontinuités notables sont, l'une subverticale et

perpendiculaire à la rivière, l'autre caractérisée par un faible pendage, d'orientation variable. En outre, le massif rocheux présente une fissuration diffuse, bien plus discrète.



Graphique 3 : Exemple de matériau altéré dans la fondation du barrage (54.50m à 59.00m sous le fond de fouilles)

La distribution des zones de roche décomposée semble être très irrégulière, comme révélé par les forages, les galeries d'investigations, les tunnels excavés et l'ouverture des fouilles. Certes, les principaux canaux empruntés par les fluides hydrothermaux ont été identifiés comme étant les fractures subméridiennes, que les zones décomposées jalonnent. On remarque par ailleurs que, du fait de leur direction subparallèle au rift, ces fractures sont aussi les plus ouvertes. Remontant le long des fractures majeures, les fluides ont pénétré dans les diaclases diversement orientées du rocher mais aussi dans sa masse, exploitant vraisemblablement des horizons de trachytes dotés d'une certaine porosité primaire qui n'est pas inhabituelle dans ce type de roches volcaniques. Enfin, il est à noter que la taille des zones ou poches de roche désagrégée est très variable, allant de quelques décimètres cubes jusqu'à plusieurs milliers de mètres cubes, comme l'a montré le vidage soudain d'une de ces poches dans le tunnel de dérivation central.

Conséquence notable de l'altération hydrothermale, le zonage géotechnique classique d'un massif rocheux homogène et isotrope, caractérisé par l'amélioration progressive des conditions géotechniques en profondeur, n'est pas applicable au site de Gibe III. Comme les poches de roche décomposée, les zones de faiblesse de la fondation du barrage ont une distribution irrégulière et imprévisible si l'on se limite à caractériser le massif rocheux à partir de données de sondages et d'essais ponctuels. C'est précisément dans ces conditions particulières que l'investigation de volumes de roche représentatifs de la fondation du barrage, par la méthode SCARABÉE, trouve tout son intérêt.

Les mesures ont été réalisées exclusivement dans l'appui rive droite, où sont concentrées les zones de rocher décomposé. Onze profils, cumulant une longueur totale de 230 m, ont été réalisés dans les galeries de reconnaissance et dans les fouilles en fond de vallée, entre les cotes 655 et 820. Les valeurs du module de déformation varient entre 1,1 et 5,9 GPa, autour d'une moyenne consistante de 2,6 GPa. Cette valeur moyenne est considérée représentative du massif de fondation intégrant des zones de rocher sain et des zones de rocher altéré.

La campagne SCARABÉE sur le site de GIBE III a confirmé son inaptitude à recevoir un barrage de type voûte, ce qui a conduit à finalement construire un barrage poids en BCR.

2.3. Artvin (Turquie)

Le site du barrage d'Artvin est localisé dans le domaine des Pontides orientales, dans une zone caractérisée par une forte déformation tectonique. Les formations prédominantes dans la fondation sont des tufs et des roches volcano-sédimentaires du Crétacé, dont la matrice intacte est très dure et très peu déformable. En rive gauche, des bandes de schistes argileux, d'épaisseur plurimétrique, apparaissent de manière subordonnée. Très bien cimentés, ces schistes sont aussi dotés d'une matrice intacte dure ; ils sont néanmoins relativement

friables et présentent localement un plissement très serré, résultats des fortes contraintes tectoniques. L'altération météorique est en général négligeable.

Dans l'ensemble, la fracturation du massif rocheux est modérée à forte, mais l'enchevêtrement des blocs débités par les différents systèmes de joints tectoniques confère à la fondation une bonne résistance et une rigidité élevée. Ceci est particulièrement le cas du massif confiné, en-dessous d'une frange superficielle où les fissures sont classiquement plus ouvertes.

L'une des faiblesses potentielles de cette fondation, autrement favorable à l'implantation du barrage voûte prévu, est constituée, dans l'appui rive gauche, par une série de fractures dont le pendage défavorable vers la rivière pouvait péricliter la résistance au cisaillement de la fondation. En effet, ce pendage est plus faible que le talus naturel, mais suffisamment élevé pour que les contraintes approchent la résistance au cisaillement de ces discontinuités dans les conditions naturelles et pouvant la dépasser après la mise en eau et l'augmentation de la pression interstitielle.

Les observations de terrain ont montré que ces fractures n'étaient pas d'origine tectonique, mais le résultat du relâchement des contraintes. La question du degré de confinement et de la déformabilité en grand de cet appui venait ainsi s'ajouter à l'incertitude sur la résistance au cisaillement. Bien que disposant des résultats d'un nombre élevé d'essais au vérin effectués dans les années '80, c'est pour évaluer cette déformabilité en grand qu'il a été décidé de réaliser une campagne d'investigations par la méthode SCARABÉE. En outre, le diagnostic global de la fondation livré par cette méthode devait permettre de comparer le site aux nombreuses références de la base de données afin de vérifier s'il était adéquat pour la construction de l'ouvrage envisagé.

Des mesures ont été réalisées sur 11 profils cumulant une longueur totale de 255 m. Deux de ces profils, situés dans les branches des galeries proches du canyon, ont été dédiés à l'évaluation de la frange superficielle du massif rocheux décomprimé. Les résultats de cette campagne sont résumés dans le Tableau 4 :

Maggif rachaux	Module statique (Es) en GPa		Paramètre SCARABÉE (P.S.)	
WIASSII FOCHEUX	Intervalle	Moyenne	Intervalle	Moyenne
Massif interne, confiné	9,5 - 20,2	14,2	0,88 - 1,14	1,02
Massif externe, décomprimé	4,4-7,9	6,1	0,51 - 0,72	0,61
Appui rive gauche	15,8 - 20,2	18,5	1,10 - 1,14	1,12
Appui rive droite	9,6-14,5	11,7	0,88 - 1,08	0,96

Tableau 4: Résumé des principaux résultats des mesures SCARABÉE sur le site du barrage voûte d'Artvin.

Ces résultats ont conduit aux conclusions suivantes :

- En-dessous d'une frange de rocher décomprimé d'une épaisseur de 10 à 15 m, la fondation est adaptée à recevoir le barrage voûte projeté.
- Les valeurs du module statique déterminées par la méthode SCARABÉE sont très proches de celles déterminées par les essais au vérin.
- Le nombre considérable d'essais au vérin (66) confère une haute crédibilité à l'analyse statistique des résultats. Dans ces conditions, la coïncidence des valeurs SCARABÉE / essais aux vérins confirme de manière remarquable la loi de corrélation empirique F_s/E_{statique} établie à partir de la base de données SCARABÉE (Graphique 4).



Graphique 4 : Barrage voûte d'Artvin, Turquie (2011) Validation récente de la corrélation SCARABÉE

2.4. Budhi Gandaki (Népal)

La dernière campagne d'investigation SCARABÉE a été réalisée en début 2014 au Népal, pour les études de faisabilité et d'avant-projet détaillé du barrage voûte de Budhi Gandaki, 260 m de haut, et son usine hydroélectrique.

La fondation rocheuse est formée par une série de roches faiblement métamorphisées, comprenant principalement des alternances de phyllites et quartzites. Dans le contexte tectonique himalayen, dominé par un régime compressif intense, ces formations ont subi une forte déformation qui se manifeste notamment par le redressement de la structure et par la présence de zones de cisaillement. Ces dernières sont souvent parallèles à la foliation ; plus rarement, elles empruntent aussi des directions sécantes variées. De point de vue géotechnique, il en résulte une fondation comportant des zones de qualité globalement bonne, séparées par des zones de faiblesse étroites correspondant aux zones de cisaillement. Là encore, la capacité de la méthode SCARABÉE à caractériser des volumes de rocher représentatifs des conditions variées s'avère très utile.

Cependant, plusieurs difficultés ont été rencontrées à la lecture des traces et à l'interprétation des 18 profils réalisés dans les 4 galeries d'investigation. Entre autres, des anomalies ont été détectées dans les valeurs du temps « zéro » (temps de déclanchement de l'enregistrement). Cette inconvenance, qui peut être due au vieillissement du module déclencheur a pu être corrigée en exploitant les mesures réalisées en parallèle avec un équipement plus moderne, dans le cadre des actions entreprises pour le développement de la méthode.

Une forte atténuation de l'amplitude du signal a aussi été constatée, rendant l'arrivée des ondes P souvent imperceptible. L'appréciation visuelle du rocher dans les galeries laisse penser que cette atténuation est imputable en bonne partie à la forte détérioration du rocher par les tirs trop puissants.

En toute rigueur, il ne sera pas possible de mener l'analyse SCARABÉE jusqu'au bout pour Budhi Gandaki (calcul du Paramètre SCARABÉE, appréciation globale et comparaison du site avec les références de la base de données). En revanche, il a été possible d'exploiter les fréquences et de livrer ainsi des valeurs crédibles de modules. En effet, les fréquences des ondes S (précisément celles qui sont corrélées avec le module élastique statique) repérables même sur des signaux fortement amortis, sont cohérentes avec les conditions géologiques observées.

A partir de ces corrélations encourageantes, en écartant les traces problématiques ainsi que les valeurs extrêmes, les valeurs moyennes qui ont été retenues pour les massifs rocheux en fondation (après excavation de 15-20 m) sont les suivantes :

- Rive Gauche, hors zones de faiblesse et quartzite : 5 GPa ;
- Rive Droite, hors zones de faiblesse et quartzite : 6 6,5 GPa ;
- Zones de faiblesse : <= 1,5 GPa ;
- Quartzite : 12 GPa.

Au moment de la rédaction de cet article, une campagne d'essais au vérin était en cours sur le site de Budhi Gandaki. Il est prévu en particulier de préciser l'évaluation des zones de faiblesse. Ces résultats seront comparés aux résultats SCARABÉE ultérieurement.

3. DEVELOPPEMENTS RECENTS

Depuis son origine, l'équipement SCARABÉE a été renouvelé une première fois en 1976 (passage du MD1 au BISON) et une seconde fois en 1995 (passage au dispositif actuel).

Lors de la dernière campagne SCARABÉE au Népal, un nouvel équipement a été testé en parallèle de l'équipement SCARABÉE de 1995 (Graphique 5). Le nouveau système a pour objectif de permettre la poursuite de l'exploitation de la méthode SCARABÉE en continuité avec la pratique passée, de façon à bénéficier de la richesse de la base expérimentale accumulée en 50 années, tout en apportant les réponses nécessaires aux faiblesses constatées dans le système actuel.



Graphique 5 : Mesures réalisées en parallèle avec les deux équipements au Népal

Le nouveau matériel et logiciel testés ont été développés dans le but de répondre aux problèmes rencontrés récemment avec le système de 1995:

- Composants vieillissants qui rendent le système d'acquisition fragile,
- Logiciels d'exploitation obsolètes,
- Matériel et logiciels non courants et non maintenus par leurs fournisseurs d'origine.

Le capteur, un géophone standard, ainsi que l'émetteur, la masse de 4,5 à 5 kg tombant de 1 m, ont été conservés. En revanche, l'analyseur a été remplacé par un oscilloscope numérique du commerce courant, facile à remplacer.

Lors de la campagne SCARABÉE au Népal, les mesures réalisées en parallèle avec les deux équipements ont permis de constater la concordance des résultats, validant ainsi l'adoption du nouveau matériel. Postérieurement à la campagne Budhi Gandaki, le câble reliant l'accéléromètre et l'oscilloscope a été remplacé par un émetteur radio, qui permettra de s'affranchir des défauts matériels éventuels. L'ancien et le nouvel équipement sont présentés dans les Graphique 6 et Graphique 7.



Graphique 6 : Dispositif sismique SCARABÉE (1995)



L'obsolescence des logiciels de capture des traces est résolue par le changement de matériel, le nouveau possédant ses propres outils de restitution des traces. En version standard, les traces sont directement recopiées dans le PC raccordé à l'oscilloscope. Elles sont ensuite récupérables par n'importe quel logiciel courant (Excel) ou dédié.

Dans une première phase, les logiciels existants peuvent continuer à être utilisés. A terme, on prévoit de disposer d'un logiciel unique de gestion des dossiers de site, depuis la récupération de toutes les mesures jusqu'à l'expertise. Dans la mesure où le pilotage de l'oscilloscope est fait dans un langage accessible (LabView), on peut imaginer un développement spécifique SCARABÉE2 qui intégrerait tout, depuis la capture des signaux jusqu'à l'expertise et la préparation du rapport. Ce développement devrait être réalisé dans les mois à venir.

4. CONCLUSIONS

La méthode SCARABÉE a fait ses preuves depuis des années au sein du Bureau COYNE et BELLIER (TRACTEBEL Engineering France) apportant une contribution significative à la prise de décisions sur un nombre considérable de grands ouvrages. Aujourd'hui encore, SCARABÉE reste la seule méthode qui fournit rapidement une évaluation du module statique d'une fondation rocheuse à l'échelle qui intéresse le concepteur d'un grand ouvrage. Les applications récentes sur plusieurs sites de très grands barrages ont confirmé l'intérêt de cette méthode, dont les avantages essentiels sont : (i) la rapidité et le faible coût du diagnostic global de la fondation, (ii) la capacité d'ausculter un volume représentatif de rocher, intégrant des conditions contrastées, là où les essais ponctuels sont fortement influencés par des particularités géologiques locales.

En pratique, afin de caractériser les fondations de grands ouvrages de génie civil, il est recommandé de réaliser d'abord une campagne de mesures par la méthode SCARABÉE. Des essais géomécaniques ponctuels seront ensuite efficacement employés pour caractériser des zones spécifiques. En fin de compte, la méthode SCARABÉE représente pour les essais géomécaniques ponctuels ce que les profils géophysiques représentent pour les forages, soit une continuité et la certitude d'investiguer un volume représentatif. A noter que l'analyse géologique détaillée des profils et points de mesure est indispensable, tant pour le choix des emplacements que pour l'interprétation adéquate des résultats.

On peut imaginer de nouveaux développements de cette méthode SCARABÉE, comme par exemple l'investigation à l'intérieur des forages, avec comme émetteur le marteau fond de trou, et un récepteur placé en tête de forage, afin de réaliser des profils en profondeur ou de piloter en temps réel un tunnelier de façon plus précise que ce qui s'est fait jusqu'à présent.

RÉFÉRENCES ET CITATIONS

- Schneider, B. (1967). *Contribution à l'étude des massifs de fondation de barrages*. Faculté des Sciences de Grenoble, Mémoire N°7.
- Carrère, A. (1995). Application of the SCARABEE method to re-evaluation of concrete dams' safety. Swiss National Committee on large dams, Research and Development in the Field of Dams, Crans-Montana, Switzerland, September 7-9, 1995.
- Carrère, A. Hugonin, J. Magnin, O. (1995).*SCARABEE: une nouvelle méthode de reconnaissance des massifs rocheux,* Chantiers de France, Paris, France, Avril 1995.
- Carrère, A. Szendroi, A. *Comment traiter les appuis déformables d'un grand barrage en béton au Pakistan.* Communication au Symposium "Les Fondations des Grands Ouvrages", SGF-UNESCO, Paris, 1990.

IMPACT DES IMPREVUS DE LA FONDATION SUR LA CONSTRUCTION D'UN GRAND BARRAGE : GIBE III (ETHIOPIE)

Impact of uncontemplated foundation characteristics of a large dam during construction: Gibe III (Ethiopia)

Christophe Vibert¹, Dan Feraru, Edouard Mine Tractebel Engineering, Le Delage, 5, rue du 19 mars 1962, 92622 Gennevilliers Cedex, France christophe.vibert@gdfsuez.com

> Silviu Ianos 16, rue de l'Annonciation, 75016 Paris, France silviu.ianos@gmail.com

MOTS CLÉS

Excavations, altération, hydrothermalisme, hydrogéologie, aquifère, injections, traitement

RÉSUMÉ

Impact des imprévus de la fondation sur la construction d'un grand barrage : Gibe III (Ethiopie) Le projet hydroélectrique de Gibe III est situé sur la rivière Omo, dans le sud de l'Ethiopie et comprend un barrage en béton compacté au rouleau (BCR) de 246 m de hauteur, situé dans une gorge entaillée dans une épaisse formation de trachyte. La présente communication décrit comment le modèle géotechnique de la fondation initialement utilisé par l'Entrepreneur pour le projet du barrage a dû être adapté et ses caractéristiques révisées en fonction des observations faites au fur et à mesure de la progression des excavations. L'attention de l'Entrepreneur avait pourtant été attirée sur le fait qu'au vu des observations de terrain préliminaires et de certains résultats des reconnaissances effectuées, les hypothèses géotechniques paraissaient optimistes. En effet, des indices marqués d'une altération hydrothermale ayant progressé à partir des discontinuités étaient observables. Une relative consolidation des formations altérées par oxydation est observée dans les rives, mais pas sous le niveau de la rivière. C'est donc paradoxalement en profondeur que les poches de sable gris-vert constituant le produit final de l'altération se sont révélées les plus fréquentes. En outre, les caractéristiques de l'aquifère confiné détecté sous le barrage, et par conséquent son comportement au remplissage du réservoir, ont été l'objet d'un intense échange technique et de certaines modifications du projet, qui sont brièvement relatées ici. Sont aussi décrites les procédures de traitement de la fondation (en particulier injections) qui ont finalement été retenues compte tenu des caractéristiques réelles de la fondation.

ABSTRACT

The Gibe III Hydropower Project on the Omo River, in the southern part of Ethiopia, includes a 246 m high rollercompacted (RCC) dam located within a gorge carved in a thick formation of trachyte rock. The present paper describes how the initial geotechnical model of the foundation presented by the EPC Contractor had to be adapted and its characteristics revised according to the observations made as excavation progressed. The EPC Contractor, nevertheless, had been warned that, given several observations noticed from field work and site investigations, its assumptions of the geomechanical characteristics of the foundation seemed to be optimistic, because failing to take into account the hydrothermal alteration having progressed from cracks through the rock mass. The relative oxidationrelated consolidation of the hydrothermally altered rock observable in the river banks did not occur below the river level. Paradoxically, this was resulting in an increased presence of lenses of greenish-grey sand – final product of the alteration – with depth. Moreover, the characteristics of the confined aquifer present below the dam, and notably its behaviour at impounding, were the subject of intense technical debates and some design adaptations briefly reported. A description of the treatment procedures finally retained for the foundation, especially in terms of grouting, is provided, which takes into account the actual characteristics of the foundation.

¹ Auteur correspondant

1. INTRODUCTION ET CONTEXTE CONTRACTUEL

L'Ethiopie est un pays engagé dans un développement rapide, pour lequel les besoins en énergie augmentent de manière considérable. Le projet hydroélectrique de Gibe III est l'un des ambitieux projets en cours de construction, dont l'achèvement doit contribuer à doubler la capacité installée du pays. Il est situé dans le sud du pays, sur la rivière Omo.

Les composantes essentielles du projet sont le barrage-poids en béton compacté au rouleau de 246 m de haut (il sera le plus haut de ce type en Afrique une fois achevé), d'un volume de 6,1 Mm^3 et d'une longueur en crête de 700 m, représentant plus de 33 000 m² de fondation ; l'usine hydroélectrique de 1.870 MW située en surface en rive gauche est alimentée par deux tunnels en pression. Trois tunnels de dérivation sont en outre excavés en rive droite.

Il est important, pour une bonne compréhension de ce qui suit, de mentionner tout d'abord le cadre contractuel du projet. La conception et la construction du barrage (tout comme la totalité de l'aménagement) sont confiées dans un projet clef en main à la responsabilité d'un Entrepreneur, sous la forme d'un contrat EPC. C'est cet Entrepreneur qui a initié en 2005 les premières reconnaissances sur le site et débuté les premiers travaux en 2006. Le Maître d'Ouvrage s'est adjoint entre autres les services de Coyne et Bellier / Tractebel Engineering France pour la supervision du contrat. Ensuite, il convient de préciser que la construction du barrage est toujours en cours, le volume déjà mis en place étant de l'ordre de trois quart du volume total (ce qui représente une hauteur d'environ 150 m), et que la mise en eau du réservoir sera initiée au début de l'année 2015.

2. LE CONTEXTE GEOLOGIQUE

Une vue en plan de l'aménagement superposée à la géologie est visible sur la figure 1. De nombreuses reconnaissances ont été effectuées sur le site, comprenant notamment plus de 120 sondages carottés, la plupart du temps avec essais d'eau, huit galeries d'investigation, 6,5 km de lignes de sismique-réfraction, et plus de 150 tests sur échantillons en laboratoire. En outre, des essais de déformabilité in-situ ont été réalisés (dilatomètre, essais au vérin plat, essais de chargement à la plaque).

Le modèle géologique tel que déduit des reconnaissances établit que la plus grande partie de la fondation du barrage est à excaver dans une épaisse formation de trachyte (roche volcanique), dont la partie supérieure est qualifiée de « légèrement altérée », et la partie inférieure de trachyte non altéré (voir figure 1). Au-dessus du massif de trachyte se sont mis en place en plusieurs épisodes volcaniques récents, des coulées de basalte et des dépôts d'ignimbrites. Des paléo-sols ou des dépôts de colluvions ont été observés en divers endroits entre le trachyte et le basalte, témoins d'une érosion active du contact supérieur des trachytes. Le contact basal du massif de trachyte, lorsqu'il a été atteint, s'est révélé constitué essentiellement d'une alternance de fines couches d'argilites noirâtres et de grès, appartenant à une formation volcano-sédimentaire (de fines intercalations d'argiles noirâtres ont aussi été recoupées par certains sondages à l'intérieur même des trachytes). L'épaisseur du massif de trachyte, maximale au droit du barrage (estimée a au moins 150 m), décroît vers l'amont comme vers l'aval.

Les études de géologie structurale menées par l'Entrepreneur mettent en évidence deux principales familles de discontinuités, l'une grossièrement orientée Nord-Sud, subverticale ou avec un fort pendage vers l'ouest, et une famille de joints approximativement dans la direction perpendiculaire. Les discontinuités sont donc en très grande majorité subverticales, orientées à quelques degrés près parallèlement et perpendiculairement à la rivière. En dehors de ces deux systèmes de discontinuités, le modèle géologique présenté ne faisait pas apparaitre de faille majeure, mais une fissuration diffuse parfois intense.

Les essais d'eau réalisés dans les sondages mirent en évidence sous le lit de la rivière un horizon globalement de très faible perméabilité (0 à 4 unités-Lugeon) jusqu'à une profondeur variant de 85 à 135 m (cotes 530 à 580). En dessous, un aquifère artésien fut rencontré, de conductivité hydraulique plus élevée (autour de 8 à 15 unités-Lugeon). Un aquifère captif était donc présent sous la fondation du barrage, entre les formations volcano-sédimentaires situées sous le corps de trachyte, et l'horizon supérieur quasiimperméable.


Figure 1 : Vue en plan de l'aménagement dans son contexte géologique

3. LE MODELE GEOTECHNIQUE INITIAL DE LA FONDATION

Sur la base des investigations effectuées, l'Entrepreneur élabora le modèle géotechnique de la fondation. En l'absence de failles susceptibles de générer des instabilités dans les fondations du barrage, il choisit d'estimer les caractéristiques mécaniques des masses rocheuses en utilisant la démarche de Hoek [1], au moyen du logiciel Roclab. Pour chacune des unités géotechniques présentes dans la fondation, l'index GSI fut estimé, tandis que la résistance à la compression simple de la roche intacte et le paramètre m_i furent estimés à partir des essais de laboratoire sur échantillons intacts.

Le tableau 1 présente les caractéristiques géomécaniques retenues pour les trois unités géotechniques principales reconnues. Ces trois unités sont décrites comme suit :

- Le trachyte non altéré, soit la partie inférieure du corps de trachyte, de couleur gris-clair à gris-noir, parfois verdâtre : c'est un rocher dur avec joints moyennement à largement espacés. Le trachyte de couleur gris-noir est plus dur que celui de couleur gris clair.
- Le trachyte légèrement altéré sus-jacent, qui constitue la majeure partie de la fondation du barrage, est un trachyte porphyrique, de couleur gris à brun-jaune, indiquant cette légère altération ; localement ce trachyte est découpé à très découpé par des discontinuités d'espacement réduit.
- Le basalte du sommet de la fondation est un rocher très dur, à la fracturation typique des coulées de basaltes, mis en place sur la partie supérieure du corps de trachyte.

Les caractéristiques des discontinuités au sein des trachytes, et plus particulièrement dans les trachytes légèrement altérés, étaient une persistance moyenne à élevée, une ouverture ne dépassant pas quelques millimètres, le plus souvent ondulées à rugueuses, sans remplissage ou cimentées par de l'oxyde de fer. Une série de tests effectués en laboratoire sur des joints préexistants montrait des angles de frottement

élevés (40 à 60°). L'approche du logiciel Roclab, assimilant le massif à un matériau homogène, était ainsi justifiée par le fait que ces joints n'étaient pas de nature à menacer la stabilité de la fondation du barrage.

	Rock mass							
	Decolt	Unweathered	Slightly weathered					
	Basall	trachyte	trachyte					
Uniaxial compressive strength of dry samples								
No. of tests	17	14	26					
Min-Max (MPa)	264-382	77-167	32-134					
Mean value (MPa)	319	98 (*)	67					
Deformability of intact, dry samples								
No. of tests	17	14	54					
Min-Max (GPa)	83-110	16-33	9-44					
Mean value (GPa)	94	25 (*)	22					
Rock mass failure criterion								
Assumed GSI value	65	60 55						
mi value	25	14	20					

(*) Mean value for light grey trachyte only

Tableau 1: Synthèse des résultats d'investigation et des paramètres du modèle géotechnique initial

Les essais in-situ de déformabilité du massif ont consisté en essais dilatométriques à membrane flexible dans quatre sondages, 41 essais au vérin plat dans les galeries de reconnaissance du barrage, et cinq essais de chargement à la plaque. De ces essais, les caractéristiques de déformabilité du massif ont été fixées à respectivement 15 et 10 GPa pour le trachyte non altéré et le trachyte légèrement altéré (voir tableau 2).

Rock mass	Unweathered trachyte			Slightly weathered trachyte		
	DT	FJT	PLT	DT	FJT	PLT
No. of tests	8	-	2	13	41	3
Absolute min-max (GPa)	2.1-7.6	-	3.5-20.5	0.1-6.8	0.3-21.0	4.0-35.0
Min-Max 90% conf.int. (GPa)	4.5-7.0	-	-	1.6-3.6	6.4-8.5	-
Mean value (GPa)	5.8	-	9.5	2.6	7.4	16.5
St. deviation (Gpa)	2.1	-	-	2.2	3.8	-
Legend						
DT: Flexible dilatometer test						
FJT: Flat jack tests (345 mm width, 250 mm depth, 4 mm thickness)						
PIT. Plate load tests (large flat jack with extensometers in the centre)						

 Tableau 2 : Synthèse des résultats des essais de déformabilité in-situ exécutés sur le site

Le rapport géotechnique élaboré par l'Entrepreneur concluait donc à l'adoption, pour la conception du barrage des caractéristiques du tableau 1. Il est important de souligner que les caractéristiques se basaient sur les valeurs moyennes obtenues à partir des essais de laboratoire, réalisés sur échantillons de roche prélevés dans les caisses de carottes, soit à l'état sec.

4. REVUE CRITIQUE DU MODELE GEOTECHNIQUE

Dans le cadre de la revue du modèle géotechnique, effectuée en s'appuyant sur les documents fournis d'une part et les visites de site d'autre part, plusieurs indices ont été relevés, tendant à montrer que le modèle géotechnique proposé était optimiste quant à la qualité réelle du rocher de fondation. Ces indices sont notamment les suivants.

Le fait que les carottes de certains sondages se soient, en moins de six mois, considérablement dégradées, souvent en un matériau sableux de couleur verdâtre, à tel point que les géologues soupçonnèrent un moment des erreurs dans les levés initiaux, mais après vérification, le doute n'était plus possible. La figure 2 montre certains de ces passages altérés en matériau argilo-sableux de couleur gris-vert. Les géologues de l'Entrepreneur avaient d'ailleurs déjà pointé du doigt une altération hydrothermale dans ces sondages.



Figure 2 : Carottes de sondages initialement compactes s'étant effritées en sable gris-verdâtre

A l'affleurement et dans les galeries de reconnaissance, des auréoles concentriques de diffusion de fluides au sein de la matrice rocheuse, progressant depuis les discontinuités, mettaient en évidence l'altération hydrothermale ayant affecté de manière graduelle les propriétés de la roche. En plusieurs endroits, tout spécialement là où la densité de fracturation était élevée, la roche présentait une couleur blanchâtre et une texture saccharoïde, ainsi qu'une densité plus faible. Le long des discontinuités, la roche pouvait être altérée en un matériau blanchâtre d'épaisseur pluri-centimétrique, se délitant à la main. C'est surtout en rive droite que ces observations étaient fréquentes.

D'autre part, et principalement sur cette même rive droite, les parois de la gorge montraient en plusieurs endroits des cavités métriques, et jusqu'à décamétriques, de morphologie karstique, et souvent concentrées le long dans les zones fracturées ou le long de discontinuités. Ces cavités étaient trouvées jusqu'à 50 m au-dessus du niveau de la rivière. Plus qu'une érosion par la rivière, ces cavités ont vite été suspectées être le résultat du lessivage de poches remplies de matériau altérées (voir Figure 3).



Figure 3 : *Cavités d'allure karstique visibles en rive droite du site (la galerie d'investigation donne l'échelle)*

Il était donc clair, au vu de ces indices, que le massif rocheux avait été soumis dans le passé à une altération hydrothermale qui en avait modifié les caractéristiques initiales. Cependant, le modèle géotechnique initial ignorait largement cette altération hydrothermale, puisque basé sur les résultats des essais réalisés sur échantillons intacts. Les larges tronçons altérés repérés en sondages échappaient donc à l'analyse, de même que le matériau altéré en surface, puisque par nature même, il n'était pas possible de récupérer un échantillon intact pour les tests en laboratoire sur de tels matériaux. De plus, il put être vérifié que certains matériaux de remplissage des discontinuités se fissuraient, voire se désintégraient, après immersion dans l'eau, montrant par-là l'influence que pouvait avoir le degré de saturation de la roche sur sa résistance mécanique. Laquelle influence n'avait pas été considérée pour l'élaboration du modèle géotechnique.

La bonne image de la fondation que donnait le modèle géotechnique proposé ne semblait donc pas, sur plusieurs points correspondre à la réalité. La revue critique des essais au vérin plat, où l'attention était attirée par la grande dispersion des résultats des essais au vérin plat, permit par exemple de s'apercevoir que c'est effectivement dans les tronçons de galerie les plus affectés par l'altération hydrothermale que les valeurs les plus faibles avaient été relevées (autour de 1 GPa).

En outre, la présence de l'aquifère captif repéré en fondation, avec une conductivité hydraulique augmentant avec la profondeur, soulevait de réelles questions quant à l'extension du voile d'injection du barrage, prévu atteindre la cote 550, soit 125 m sous la fondation, sans atteindre la base présumée de l'aquifère captif, située au contact inférieur du corps de trachyte, vers la cote 500. La question se posait donc de savoir comment cet aquifère captif allait réagir au remplissage du réservoir, et quelle quantité d'eau pourrait éventuellement s'échapper vers l'aval par cette voie.

A ce stade, et confronté à ces observations, la réponse de l'Entrepreneur, déjà bien avancé dans la conception du barrage, fut que le projet serait si nécessaire adapté aux conditions géologiques réellement rencontrées. La seule concession qui fut faite fut l'ajout d'une unité géotechnique de trachyte « légèrement altéré », de 32 MPa de résistance à la compression.

5. CONSTATATIONS FAITES AU FUR ET A MESURE DES EXCAVATIONS

5.1 Excavation des tunnels de dérivation

La première surprise survint en mai 2007, lors de l'excavation du tunnel de dérivation central, lorsqu'un flot de matériau constitué pour l'essentiel de sables à grain fin, sec à légèrement humide, provenant de l'altération du trachyte se déversa soudain dans le tunnel depuis un point localisé en haut du front de taille (voir figure 4). Le flot cessa de lui-même, à la manière d'un sablier. Le volume de matériau éboulé dans le tunnel fut estimé à environ 6.000 m³. De toute évidence, c'est le contenu d'une zone de faiblesse du massif qui s'est ainsi déversé dans le tunnel lorsque le front de taille l'a atteint. La présence dans les éboulis de quelques galets roulés montre que vraisemblablement, l'éboulement était remonté jusqu'à atteindre la poche de colluvions, pincée à cet endroit entre le contact supérieur du trachyte et la coulée de basalte sus-jacente, environ 80 à 100 m au-dessus du tunnel. Des soutènements lourds furent nécessaire sur une longueur de 90 m pour franchir la zone, quelques autres éboulements de moindre ampleur se produisant avec l'avancée du tunnel jusqu'en décembre 2007.



Figure 4 : Vue du matériau s'étant déversé depuis la gauche du front de taille

La figure 5 montre l'interprétation qui en a été faite ; compte tenu de la localisation des fissures apparues dans le revêtement de béton du tunnel de dérivation gauche (déjà terminé), la thèse d'une discontinuité marquée, de direction NNW-SSE, remplie de trachyte altéré en sable sous l'effet des fluides hydrothermaux, et déjà avancée par Coyne et Bellier, semblait se confirmer. L'examen des débris permit de mieux comprendre le mécanisme de l'altération hydrothermale. La microporosité du trachyte, en favorisant la diffusion des fluides corrosifs transitant par les fissures, accroit encore cette porosité, et le sable fin, lâche, de couleur verdâtre trouvé également dans les sondages représente le stade extrême de cette altération.



Figure 5 : Direction des principales discontinuités présumées remplies de trachyte altéré, telle que déduites des linéaments géomorphologiques et de la localisation de l'éboulement du tunnel de dérivation central

5.2 Excavation des appuis du barrage

L'excavation de la fondation du barrage commença par les appuis au début de l'année 2008. Après l'excavation du basalte en partie supérieure, les excavations atteignirent le trachyte, révélant en rive droite un réseau de discontinuités rempli de matériau altéré cimenté par des oxydes de fer. Vers la cote 850 fut rencontré une zone de trachyte blanchâtre plus altéré, alignée sur la direction de la présumée discontinuité majeure de la figure 5, et constituant donc un argument de plus en faveur de la thèse avancée.

Au fur et à mesure de la progression des excavations en rive droite, la roche apparut de plus en plus densément fracturée suivant la direction approximativement perpendiculaire à la rivière, et à partir de la cote 780 (soit 120 m au-dessus du point bas de la fondation), la matrice rocheuse apparut de plus en plus affectée par l'altération hydrothermale. Dans la galerie excavée à la cote 740 des fragments anguleux de trachyte blanchâtre, saccharoïde, furent observés pris dans une matrice fortement oxydée. A la surface, les oxydes de fer pouvaient apparaître comme croûte dure, mais aussi comme du matériel sableux se délitant à la main. Les conséquences de l'altération hydrothermale apparaissaient donc maintenant clairement, avec une augmentation notable de la porosité. La fissuration ou désintégration du matériau altéré retiré des fissures une fois plongé dans l'eau montrait que l'impact de la saturation de la fondation devait être considéré.

La rive gauche apparut beaucoup moins affectée par l'altération hydrothermale, à l'exception de cavités mesurant jusqu'à 50 cm de diamètre relevées dans les fouilles de l'usine, en prolongement immédiat d'une autre discontinuité majeure, parallèle à celle de la figure 5, pressentie traverser les fouilles sous la rivière.

Il faut reconnaitre qu'à ce stade, le concepteur du barrage au sein de l'Entrepreneur, reconnut rapidement l'ampleur des modifications que ces diverses constatations pouvaient entrainer pour le projet de barrage, et s'attacha à une reconnaissance soignée des zones faibles de la fondation, en vue d'un traitement adapté. Du personnel expérimenté fut en particulier posté en permanence sur le site, dont le suivi au jour le jour des travaux améliora considérablement la situation.

5.3 Excavation de la fondation au niveau de la rivière

Lorsque les excavations atteignirent la base de la rive droite, un changement d'aspect du massif de fondation put être observé. D'une couleur brun-jaunâtre dans les appuis, le trachyte passait brusquement à une couleur gris-vert à blanchâtre, le contact se faisant de manière parfaitement horizontale (voir figure 6). La raison de ce changement de couleur est en fait l'absence d'oxydation des matériaux altérés sous le niveau de la rivière, qui apparurent alors clairement comme un rocher blanchâtre de faible résistance mécanique, s'effritant facilement en un sable blanc, ou bien sous l'aspect d'un sable argileux prenant une couleur verdâtre en présence d'eau.



Figure 6 : Vue du chantier après excavation du lit de la rivière : le changement de couleur de la roche montre clairement l'absence d'oxydation sous le niveau d'eau souterraine

Après excavation complète de la fondation, la distribution des principales zones d'altération hydrothermale dans le lit de la rivière confirmait leur concentration autour des quelques discontinuités majeures la traversant, effectivement dans la direction NNW-SSE, comme présumé auparavant. L'alimentation en fluides hydrothermaux se faisant par ces discontinuités, l'altération s'est propagée dans les autres discontinuités et à travers la porosité de la matrice. Des zones faibles, particulièrement affectées par cette altération, furent localisées en bas de rive droite, s'étendant de 10 à 15 m à l'intérieur de la galerie située à la cote 660. En dehors de ces zones, l'altération était distribuée de manière irrégulière, suivant le degré de fracturation de la roche, avec des alternances rapides de rocher sain et de remplissage altéré.

L'une des principales conséquences de cette configuration était que le zonage géotechnique « classique », suivant lequel les caractéristiques du massif rocheux s'améliorent en profondeur, se trouvait ici complètement inversé. La cimentation des joints et du rocher altéré dans la zone d'oxydation au-dessus des fluctuations de l'eau souterraine contribuait à améliorer les caractéristiques mécaniques de la masse rocheuse. Sous ce niveau, ce n'est plus le cas, et on se trouve en présence de zones de faiblesses distribuées de manière plus ou moins aléatoire en profondeur, contenant un matériau argilo-sableux lâche et potentiellement érodable. Cette situation imprévue représentait donc un réel problème pour le projet.

5.4 Observations hydrogéologiques : les incertitudes

Quelques sources d'eau chaudes furent repérées dans les fouilles du lit de la rivière, totalisant un débit d'environ 3 litres/seconde, mais variable avec le niveau de la rivière. Leur température (autour de 33°C) suggérait un transit par des profondeurs de l'ordre de 200 m, et compte tenu de la présence de l'aquifère captif en fondation, il fut vite soupçonné que cette eau provenait de l'aquifère, à travers de fines fissures subverticales. Ce fut l'occasion pour Coyne et Bellier de recommander, une fois de plus, une investigation précise des zones de recharge, de décharge, et en général des caractéristiques hydrogéologiques de cet aquifère captif.

Des analyses chimiques et isotopiques furent donc menées par l'Entrepreneur. Il en ressortit que cette eau avait été soumise à une évaporation, provenant probablement de la rivière Omo elle-même, la zone de recharge se situant quelques kilomètres en amont. Cependant, par manque de reconnaissances, les débouchés de cet aquifère captif restent toujours inconnus aujourd'hui, de même que l'estimation de la variation de débit de l'aquifère avec la future montée du réservoir.

L'attention de l'Entrepreneur fut également attirée sur le fait que lors du remplissage, on ne pouvait exclure un débourrage des discontinuités verticales par lesquelles l'eau circule à travers la couche supérieure de trachyte, de plus faible conductivité hydraulique. Dans ce cas, des sous-pressions localisées non négligeables pourraient s'établir sous le barrage. Pour prévenir cela, l'Entrepreneur ajouta un réseau de galeries munies de drains en partie basse de l'ouvrage, en suivant les principales discontinuités de la fondation, ainsi qu'un dispositif de pompage capable d'évacuer un débit total de théorique de 2,2 m³/s. Néanmoins, la question se pose de savoir si un tel dispositif serait suffisant en cas de débourrage extrêmement localisé.

6. MESURES PRISES POUR LE TRAITEMENT DE LA FONDATION

Il était donc nécessaire d'adapter le traitement de la fondation en fonction de ces nouvelles données, en prenant en compte la présence des zones altérées en surface comme profondeur. En surface, il s'agissait de garantir la capacité portante de la fondation en évitant de possibles tassements différentiels en absence de traitement. En profondeur, ce sont d'une part les caractéristiques du voile d'injection, et d'autre part les procédés à utiliser pour l'étanchéité de la fondation qui étaient à adapter.

6.1 Traitement superficiel des zones altérées pour la fondation du barrage

Comme il était apparu clairement que les zones de faiblesse contenant du trachyte altéré ne satisfaisaient pas les caractéristiques du modèle géotechnique initial ayant servi au projet du barrage, il importait d'adopter un traitement de nature à reconstituer une fondation uniforme.

Ceci fut fait par le traitement systématique des principales discontinuités, le matériau altéré étant retiré de la fondation après nettoyage au jet haute pression. Le critère retenu était l'enlèvement de la roche altérée sur une profondeur approximativement égale à deux fois la largeur de la zone traitée. Après un nouveau lavage, du béton de remplissage était coulé dans la zone traitée, le tout étant recouvert d'une couche protectrice de béton. Ce type de traitement est classique, mais il concernait ici un nombre important de zones altérées dans la fondation.

Toutefois, il était impossible, en bas de rive droite, de retirer la totalité du matériau altéré contenu dans cette zone faible sans compromettre la stabilité de l'appui, puisque la géométrie de cette zone suivait celle des principaux joints à cet endroit, avec un léger pendage vers l'ouest, soit vers l'intérieur de la rive droite. Cette zone fit donc l'objet d'un traitement par injections spécifique détaillé ci-dessous avec la description des procédures d'injection finalement adoptées.

6.2 Injection de contact/consolidation

Le projet initial de l'Entrepreneur (sondages primaires de 10 m de profondeur à la maille de 15x15 m, et sondages secondaires de 3 m de profondeur à la maille de 3x3 m) a connu pendant son exécution diverses modifications, suivant l'observation des résultats par l'Entrepreneur ou suivant les suggestions de Coyne et Bellier. Parmi ces modifications sont à noter : le resserrage du maillage à 3x3 m, sauf en partie centrale (au vu des charges exercées par le barrage, raison rejetée par Coyne et Bellier), l'augmentation des pressions de contact et consolidation, passant de 2 bar et 5 bar à 5 bar et 10 bar respectivement, l'inclinaison des sondages pour mieux intercepter des discontinuités dominantes, etc.

Après la découverte des zones de roche fortement altérée (avec parfois des venues d'eau thermale) des mesures spécifiques d'injection de consolidation ont été ajoutées au projet « régulier ». La mesure la plus

notable fut le procédé d'injection que l'Entrepreneur a appelé « high pressure water washing » et ensuite, après de légères modifications, « mini jet grouting ». Celui-ci consiste en les opérations suivantes : i) lavage du sondage à très haute pression d'eau, ii) remontée du matériau ainsi disloqué par circulation d'eau à basse pression, iii) injection de coulis à une pression qui a évolué dans le temps (jusqu'à 35-40 bar dernièrement). Le procédé n'emprunte à la méthode connue comme « jet grouting » que le lavage à l'eau sous haute pression mais même dans cette phase les détails ne correspondent pas.

L'initiative de l'Entrepreneur de répondre aux conditions imprévues rencontrées par la mobilisation d'équipement d'injection couteux et par un volume considérable de travail sur le terrain est à saluer. Toutefois, les résultats obtenus par ces opérations spéciales ne se sont pas avérés meilleurs que ceux obtenus par la méthode « commune » appliquée ailleurs dans la consolidation ou dans le voile d'injection. La raison est probablement due à la conception du modèle géotechnique des zonées altérées. L'Entrepreneur conçoit des zones de largeur décamétrique de matériaux décomposés à un état quasi granulaire, en tous cas de cohésion très faible. Tandis que la vision de Coyne et Bellier est plutôt celle de lentilles de décomposition de largeur centimétrique parsemées le long des discontinuités de la masse trachytique, celle-ci gardant à grande échelle sa matrice rocheuse.

6.3 Etanchéité de la fondation

Le projet de traitement profond d'étanchéité de la fondation consiste en un voile d'injection en une seule ligne exécuté à partir des galeries situées à l'amont du barrage. A l'heure qu'il est, la partie profonde de ce voile est considérée terminée et les travaux continuent dans les galeries supérieures, dans les deux rives.

La procédure d'injection suit le principe de « serrage » depuis les sondages primaires vers secondaires et tertiaires, distants respectivement de 12, 6 et 3 m. La méthode d'injection est celle du GIN (Grout Intensity Number) telle que développée par Deere et Lombardi. Les paramètres propres à cette méthode – GIN, p_{max} et V_{max} – ont été définis par l'Entrepreneur par zones en montant du fond sur les rives. Pour la partie profonde du voile ces paramètres ont été les suivants : GIN = 3000 bar x litre, p_{max} = 50 bar, V_{max} = 400 l/m.

En complément de cette procédure générale, une procédure particulière a été adoptée pour trois zones de roche altérée interceptées dans le tracé linéaire du voile, dont celle en partie profonde mesure approximativement 100m de longueur. Cette procédure consiste en un traitement par « high pressure water washing » ou « mini jet grouting », comme présenté ci-avant.

Cette conception du voile a suscité des débats soutenus entre le bureau d'études de l'Entrepreneur et Coyne et Bellier, dont les plus notables portaient sur les points suivants.

• La profondeur du voile

Le concepteur a adopté un critère de profondeur de ceux que l'on trouve dans la littérature en fonction de la hauteur du barrage, en l'occurrence réduite à 0,4 de la hauteur du barrage en partie profonde du voile. Coyne et Bellier a opposé à ce critère la prise en compte de l'aquifère captif avéré dans la fondation, au vu des résultats des essais d'injection in-situ. La recommandation a été d'arrêter le voile au toit de l'aquifère, c'està-dire de ne pas essayer de traiter la zone de l'aquifère. Les deux conceptions sont montrées de façon simplifiée en figure 7.

Cette recommandation était complétée par celle de reconnaître le plafond de l'aquifère captif, ce que la réduction substantielle de travaux d'injection aurait permis sans coût supplémentaire. Cette recommandation n'a pas été acceptée par l'Entrepreneur, ce qui fait qu'à ce jour on ne connait pas la configuration de l'aquifère, au moins dans la zone d'empreinte du barrage.

Au jour d'aujourd'hui l'Entrepreneur considère la partie profonde du voile achevée, même si l'injection dans l'aquifère ne montre pas « la fermeture » souhaitée.



Figure 7 : Voile d'injection – concept appliqué par l'Entrepreneur (à gauche) et concept proposé par Coyne et Bellier (à droite)

• Profondeur des secondaires, tertiaires et la suite

Le concepteur du voile a adopté un critère de réduction progressive de la profondeur des sondages des primaires aux secondaires et tertiaires et la suite. Critère auquel Coyne et Bellier a opposé la demande d'appliquer la même profondeur à tous les rangs afin d'apprécier l'effet de « serrage » de l'injection. L'Entrepreneur n'a pas accepté de réviser son projet.

• Le traitement particulier des zones altérées

Le traitement par la technique de « high pressure water washing » ou « mini jet grouting » a demandé à l'Entrepreneur, d'une part, la mobilisation d'équipement dédié et, d'une autre part, un gros volume de travail. Ce qui est à reconnaitre et saluer. Toutefois le résultat de ce traitement particulier n'est pas à la hauteur des objectifs qui lui étaient assignés, c'est-à-dire que ce traitement ne donne pas de meilleurs résultats que le traitement « conventionnel » suivant la procédure adoptée pour le reste du voile. Coyne et Bellier a trouvé que cette approche n'était pas appropriée, surtout à cause de la perception du modèle géotechnique de ces zones altérées.

Une approche alternative au traitement des zones altérées a été proposée par Coyne et Bellier, basée sur un modèle géotechnique différent, proposition rejetée par l'Entrepreneur.

• L'objectif assigné au voile

Dans le projet de l'Entrepreneur était une perméabilité inférieure à 3 unités-Lugeon en tout point du voile. Coyne et Bellier a objecté que ce critère serait difficile à mesurer dans les zones de faible perméabilité

avant injection (au-dessus de l'aquifère) et à atteindre dans les zones plus perméables (dans l'aquifère) et a proposé à la place des critères basés sur la variation observée des prise de coulis dans le processus d'injection. Après très longtemps, et beaucoup de sondages de contrôle, l'Entrepreneur a changé ses critères d'achèvement des sondages et des panneaux de voile.

• Les critères à adopter pour entreprendre des sondages de rang supérieur

Ces critères ont aussi fait l'objet d'échanges entre l'Entrepreneur et Coyne et Bellier. En partie profonde, des critères de prises de coulis ont été appliqués, compris en général entre 50 kg/m et 100 kg/m (ou l/m).

• La composition du coulis

L'utilisation d'un coulis unique a été trouvé adéquate, coulis à base de ciment, eau, bentonite et adjuvant superfluidiant.

Il est à noter que toutes les opérations d'injection dans le voile ont été accompagnées d'enregistrement des paramètres d'injection en temps réel. Ceux-ci ont été d'une grande utilité dans la compréhension du comportement du terrain injecté ainsi pour le suivi des opérations en général.

7 CONCLUSIONS

L'historique du projet, puis de l'évolution du modèle géotechnique avec la progression des excavations du barrage de Gibe III est un parfait exemple des surprises et des pièges que peuvent réserver les formations volcaniques. Il nous apprend qu'aucun indice ne doit être négligé dans l'appréciation des caractéristiques géotechniques de la fondation, et que le projet ne peut se faire en suivant pas à pas les instructions d'un ouvrage général. Chaque site a sa spécificité, qui peut influer sur les méthodes et modifier les idées préconçues.

Ici, l'altération hydrothermale, pourtant détectée très tôt, n'avait pas été appréciée à sa réelle ampleur. En effet, en se basant sur les essais forcément réalisés sur échantillons pouvant s'y prêter, la fraction de massif rocheux dans laquelle il n'était pas possible de prélever d'échantillons était négligée.

L'exemple de Gibe III démontre également une fois de plus la nécessité pour le concepteur d'avoir du personnel qualifié posté en permanence sur le site des travaux. Dans le cas précis, cela lui a permis de réagir de manière globalement satisfaisante.

Néanmoins, l'inconnue qui subsiste sur le comportement de l'aquifère confiné n'a pu être levée. L'observation et le contrôle du futur remplissage de la retenue sera donc une phase essentielle du projet. A cet effet, le remplissage de l'espace entre le batardeau et la face amont du barrage a été achevé à la fin septembre 2014, soit de l'ordre de 70 m de charge sur le plan de fondation du barrage. Le plan d'eau sera ensuite contrôlé jusqu'à une cote maximale située 60 m sous la retenue normale, lors de la fin de la première saison humide en septembre 2015. L'observation des systèmes d'auscultation devrait fournir rapidement des informations dignes d'intérêt.

RÉFÉRENCES ET CITATIONS

[1] Hoek, E. (2013). Practical Rock Engineering. <u>www.rocscience.com</u>

AMENAGEMENT DE KOL (INDE, HIMACHAL PRADESH) : TRAVAUX DE FONDATION DU BARRAGE ET DE L'EVACUATEUR DE CRUE KolDam (India, Himachal Pradesh) : Dam and spillway foundation

works

François, P, Vaysse EDF CEIDRE TEGG, 905 avenue du Camp de Menthe, 13097 Aix-en-Provence francois.vaysse@edf.fr

Téléphone : +00 (33) 4 42 95 95 55, Fax : +00 (33) 4 42 95 95 00

MOTS CLÉS

Calcaire, Dolomie, Karst, Paléo-vallée, Terrassement, Traitement de peau, Injection

RÉSUMÉ

L'Aménagement de KOL est situé le long de la rivière Satluj, sur les contreforts de l'Himalaya, dans l'état indien de l'Himachal Pradesh. La puissance installée est de 4 * 200 MW, et le productible annuel sera de l'ordre de 3 000 GWh. Le barrage, du type en enrochement à noyau argileux central, d'une hauteur de 163 m sur fondation, et d'une longueur de 500 m en crête créera une retenue de 560 hm3.

A la suite d'un appel d'offre international lancé par la compagnie publique indienne National Thermal Power Compagny (NTPC), EDF a obtenu en 2001 le contrat d'ingénierie principal pour les études de conception et de réalisation de l'Aménagement de KOL.

La construction de l'Aménagement a débuté en 2003. Le barrage est aujourd'hui achevé et la mise en eau devrait s'effectuer à compter de l'automne 2015.

L'Aménagement est fondé essentiellement sur des calcaires et dolomies, légèrement karstifiés, dans un contexte tectonique chahuté. Le site est caractérisé par des joints de décompression ouverts en fond de vallée et dans les appuis du barrage ainsi que par la présence de deux générations distinctes de paléo-vallées, qui sont présentes tant en rive droite que gauche de l'Aménagement.

Les aléas géologiques rencontrés pour assurer la fondation du barrage et de l'évacuateur de crue ont nécessité des adaptations parfois importantes par rapport au design originel.

ABSTRACT

Kol dam is located along the Satluj river, in the Indian Himalayas, state of Himachal Pradesh. The installed power is 4 * 200 MW, and the annual production will be around 3000 GWh.

The rockfill dam with impervious central clay core is 163 m high (above foundation), with a 500 m long crest. The volume of the reservoir is 560 hm3.

Since 2001, EDF is the prime consultant of KOL dam project on behalf of NTPC (National Thermal Power Company), with the full responsibility of the design.

The construction started in 2003. Today, the dam is built and the impounding should start in autumn 2015.

The project mainly lies on slightly karstified limestone and dolomite, in a complicated tectonic context. The site is characterized by numerous stress relief joints, located as well as in the bottom of the valley and along the slopes. Two different generations of paleo-valleys can also be observed in the right and left banks of the river.

Due to many geological hazards, some important modifications in the design have been required during the dam and spillway construction.

1. PRESENTATION DE L'AMENAGEMENT

La rivière Satluj prend sa source au Tibet, traverse le Nord de l'Inde avant de rejoindre le fleuve Indus au Pakistan et se jeter dans l'océan indien.

L'Aménagement de KOL (figure 1) est situé sur cette rivière, sur les contreforts de l'Himalaya, dans l'état de l'Himachal Pradesh, à l'amont du réservoir du barrage de BAKHRA. Le pied du barrage est situé à une

altitude de 500 m environ. Le débit moyen annuel de la rivière au droit du barrage est de l'ordre de 400 m³/s. Le barrage créera une retenue de 560 hm³ et de 40 km de longueur.

Le principal objectif de l'Aménagement est la production d'électricité, avec une puissance installée de 800 MW et un productible annuel estimé à 3 050 GWh.

2. CONTEXTE DE L'AFFAIRE

A la suite d'un appel d'offre international lancé par la compagnie publique indienne National Thermal Power Compagny (NTPC), EDF a obtenu en 2001 le contrat d'ingénierie principal pour les études de conception et de réalisation du barrage et de ses ouvrages annexes : tunnels de dérivations provisoires, ouvrage de prise, conduites forcées, usine et évacuateur de crue.

Après une phase de reconnaissances, d'études et de passation des marchés, d'une durée de 2 années environ, la construction de l'Aménagement a débuté en 2003. Le barrage est aujourd'hui achevé et la mise en eau devrait débuter durant l'automne 2015.



Figure 1 : Localisation de l'Aménagement de KOL (Inde – Himachal Pradesh)

3. CONTEXTE GEOLOGIQUE

L'Aménagement de KOL s'inscrit dans la ceinture de Shali datée du Précambrien, appartenant à l'ensemble géographique dit « Lesser Himalaya ». Cette ceinture est comprise entre les dépôts molassiques du Siwalik à l'Ouest, d'âge tertiaire, et les formations cristallines internes de l'Himalaya à l'Est, d'âge archéen (figure 2). La ceinture de Shali est composée principalement de calcaires, dolomies, quartzites et argilites. La ceinture de Shali s'inscrit dans un contexte tectonique essentiellement compressif, et présente une succession de plis, plis déversants, plis faillés et nappes de charriage, structurant le paysage selon une orientation N-S. A la faveur d'épisodes tectoniques extensifs, des filons de roches basiques jalonnent des accidents tectoniques orientés pareillement.

L'Aménagement est fondé essentiellement sur des calcaires et dolomies dans un contexte tectonique chahuté : stratification sub-verticale (légèrement oblique par rapport à l'axe du barrage) et présence d'une faille d'importance régionale à l'aval du barrage, marquée par la présence d'un important filon de roches basiques.

A l'endroit du barrage, la stratification, sub-verticale, est entaillée par la Satluj pour constituer une cluse.

Le site du barrage est caractérisé par des joints de décompression ouverts en fond de vallée et le long des versants, ainsi que par la présence de deux générations distinctes de paléo-vallées de la Satluj, qui sont présentes tant en rive droite que gauche de l'Aménagement.



Figure 2 : Coupe géologique à l'échelle régionale - « Shali belt » comprise entre le MBT (Main Boundary Thrust) et le MCT (Main Central Thrust)

4. PRESENTATION DE L'AMENAGEMENT

Les principaux composants de l'Aménagement (figures 3 et 4) sont :

- un barrage du type en enrochement à noyau argileux central (figure 5), d'une hauteur de 163 m sur fondation et d'une épaisseur à sa base de l'ordre de 730 m. Il présente un couronnement d'environ 500 m de long qui se prolonge d'environ 300 m en rive gauche par l'ouvrage de prise d'eau et les vannes de l'évacuateur de crue,

- deux tunnels de dérivation, d'environ 1 km de long et 15 m de diamètre ; l'un est muni d'une vanne de fond dont le seul objectif est de pouvoir réguler la vitesse de montée du plan d'eau lors du premier remplissage du barrage,

- un ouvrage de prise d'eau qui alimente 4 conduites forcées souterraines de 8 m de diamètre environ,

- une usine située en pied rive gauche du barrage, composée de 4 groupes Francis de 200 MW chacun,

- un évacuateur de crue, d'une largeur de 102 m en crête et équipé de 6 vannes de 17 m de large. L'évacuateur est dimensionné pour une crue de 16 500 m³/s. Le coursier, d'une longueur de 460 m, aboutit à un saut à ski qui alimente une fosse de dissipation.



Figures 3 et 4: Plan masse de l'Aménagement de KOL (avec l'axe du barrage en rouge, et le cours de la Satluj en bleu) et vue 3D



5. LES TRAVAUX DE FONDATION DU BARRAGE

5.1 Les terrassements du noyau argileux

Le terrassement des fouilles du noyau argileux a nécessité d'importants travaux réalisés à l'explosif, pour l'essentiel dans les calcaires et dolomies (figure 6).



Figure 6 : Vue du site vierge depuis l'aval (en rouge, la crête du barrage à la cote 648)

Les reconnaissances géologiques (galeries, sondages, sismique réfraction) ont permis de définir la profondeur du « rocher sain », à une profondeur comprise entre 15 et 30 m. Le volume excavé pour mettre à jour la fondation du noyau a été estimé à environ 1 Mm³. La profondeur importante des fouilles du noyau (figure 8) tient essentiellement aux raisons suivantes :

- la présence d'un important cône d'éboulis en rive droite,

- la présence de nombreux joints de décompression, ouverts en fond de vallée ainsi qu'au niveau des appuis, conférant au massif une perméabilité élevée, parfois exacerbée par de petits conduits karstiques.

La genèse de ces joints de décompression (figures 7, 9 et 10) tient à l'existence d'une tectonique active, à la rapidité d'érosion, à la présence probable de glaciers, ainsi qu'à la raideur des formations rocheuses traversées par la cluse de la Satluj.



Figure 7 : Schéma conceptuel expliquant la géométrie des joints de décompression (la Satluj entame son lit lors de différentes phases d'érosion (la première en rouge, la seconde en bleu), responsable chacune d'une série de joints : subhorizontaux en fond de vallée, la plupart du temps parallèles au versant en partie haute



Figure 8 : Coupe géologique axiale du barrage (en rouge, la profondeur de fondation du noyau



Figure 9 : Un joint de décompression d'extension remarquable (observé dans le volume de la retenue)



Figure 10 : Un joint de décompression ouvert de 40 cm dans l'appui amont rive droite (observé dans la galerie de reconnaissance DR3), et partiellement comblé de colluvions

5.2 L'écroulement survenu en rive droite amont des fouilles du noyau

En janvier 2006, survient un important éboulement rocheux en rive droite, à l'amont immédiat des fouilles du noyau argileux en cours de terrassement (figure 11). Le volume rocheux mis en mouvement est estimé à 200 000 m³. Au-delà de la pente importante du talus rocheux, rendue nécessaire par la profondeur des fouilles du noyau, le versant comportait des terrains plissés et fauchés, sapés en pied par une ancienne divagation de la Satluj et affectés de joints de décompression (figure 12).



Figure 11 : Le jour de l'écroulement en rive droite amont des fouilles du noyau



Figure 12 : Les trois causes géologiques à l'origine de l'écroulement en rive droite amont des fouilles du noyau

La solution retenue (figures 13 et 14) a été :

- d'alléger la masse écroulée en la terrassant partiellement,
- de conforter les talus ainsi terrassés (clous, béton projeté, drains),
- de maintenir une butée de pied en modifiant la géométrie du noyau.



Figure 13 : Coupe géologique le long de l'écroulement, avec la trace des joints stratigraphiques (en noir), les lignes de rupture (en rouge), le profil topographique retenu pour le terrassement de la zone instable (en bleu), le remplissage alluvial en pied d'écroulement (en vert), et la butée de pied conservée au niveau de la fouille du noyau (en orange)



Figure 14 : La zone de l'écroulement (en rouge) en rive droite amont des fouilles du noyau. La photographie montre la masse écroulée en cours de terrassement, avec la trace de l'ancienne divagation de la Satluj (en bleu)

5.3 Le traitement de la fondation du noyau (traitement de peau)

Le traitement de la fondation du noyau réclame, outre un prédécoupage et des tirs amortis lors des dernières volées, un certain nombre de travaux, constituant ce que l'on désigne par « traitement de peau » :

- des travaux de régularisation topographique (pour éviter de cisailler le futur noyau),

- la purge des discontinuités argilisées et des cavités karstiques mises en évidence notamment le long des joints subhorizontaux de décompression découverts en fond de vallée ; ces cavités témoignent d'une activité karstique superficielle, dans la zone de raccordement de la nappe avec la rivière. Ces petites cavités ont été observées essentiellement dans la zone de transition entre dolomie et calcaire (figures 15 et 16),

- le calfatage de ces zones, à l'aide d'un mortier de ciment, aidé par une injection localisée (figures 17, 18 et 19),

- l'injection systématique des 6 premiers mètres dans la fondation (figure 20), approfondie à 9 puis 12 m dans la zone axiale de la coupure étanche.



Figure 15 : Un joint de décompression subhorizontal (en jaune) au niveau de l'appui rive gauche, jalonné de petites cavités karstiques



Figures 16 et 17: Un joint de décompression subhorizontal en fond de vallée, en cours de purge, avant calfatage et injection – Les dispositions normales de traitement d'un joint horizontal karstifié (purge+calfatage+injection)



Figures 18 et 19:

- Rive gauche - zone de raccordement du noyau argileux avec la structure béton de la prise d'eau – zone réceptionnée : dolomie régularisée, calfatée et injectée, prête à recevoir le noyau, les filtres et drains Pine draite - zone récentionnée prête à recevoir le noyau, les filtres et drains

- Rive droite - zone réceptionnée prête à recevoir le noyau : joints stratigraphiques du calcaire après calfatage



Figure 20 : Rive gauche - injection lors du traitement de peau dans la dolomie

5.4 L'incident des remontées karstiques sous le noyau en cours de mise en place

En Juin 2007, lors d'un orage de pré-mousson, des résurgences apparaissent au travers du noyau argileux alors en cours de mise en place, au niveau de la rive gauche, à l'interface entre argile et rocher, mais également une trentaine de mètres en arrière du talus rocheux (figure 21).

Rapidement, le constat est fait que le traitement de la fondation est imparfait et notamment que certaines cavités karstiques n'ont pas été suffisamment traitées.



Figure 21 : Résurgences dans le noyau en cours de mise en place, ici à l'interface argile / rocher

La solution retenue consista à enlever le noyau argileux (environ 50 000 m³) à l'endroit des résurgences, et à reprendre le traitement de la fondation (figure 22). Par la suite, des rideaux d'injection réalisés à l'avancement, et à intervalles réguliers ont été réalisés au niveau des talus amont rive gauche permettant d'isoler la zone d'éventuelles nouvelles venues d'eau karstiques.



Figure 22 : Enlèvement de 15 m d'épaisseur d'argile endommagée au niveau de la rive gauche ; le pointillé noir matérialise le niveau du noyau avant l'enlèvement

5.5 Le voile d'injection du barrage

Les reconnaissances ont conduit à désigner un rideau d'injection de grande dimension. A l'origine monolinéaire, les difficultés à satisfaire aux critères de réception ont conduit à refaire intégralement le voile (figure23). L'espacement entre forages du second voile est de 1,25 m en moyenne ; il est réduit à 0,63 m sur un linéaire important, en raison de multiples difficultés :

- un contexte local de faible technicité,

- l'obligation d'utiliser des produits d'injection locaux (ciment, bentonite, ...), peu performants,

- un temps de prise important du coulis (dilution du ciment Portland) générant un problème de lessivage du coulis dans les galeries fuyardes sous-nappe (figure 24); l'entreprise n'a jamais su maîtriser des injections à court temps de prise (silicate de soude ou résine aqua-réactive),

- la présence d'une paléo-vallée en rive droite qui était susceptible de créer un by-pass de la retenue, et qui a nécessité de nombreuses et répétitives injections, certaines avec du micro-ciment,

- la présence de cavités karstiques développées à proximité des paléo-vallées (jusqu'à 1 m de diamètre observé), qui ont nécessité localement l'injection de grandes quantités de mortier.

Les coulis bentonite-ciment utilisés étaient dans la gamme de C/E comprise entre 0,4 et 0,8. La consommation moyenne a été de l'ordre de 40 kg de ciment / ml de forage. Les critères de réception, basés sur des essais Lugeon réalisés par passes de 5 m, étaient les suivants :

- aucun essai Lugeon supérieur à 10 UL,

- moyenne de 3 passes consécutives inférieure à 4 UL,

- moyenne de 9 passes consécutives inférieure à 9 UL.



Figure 23 : Rideau d'injection en rive droite, avec représentation des sondages d'injection Primaires, espacés de 10 m. On note la paléo-vallée, à l'origine d'un possible by-pass de la retenue, et la zone des cavités karstiques injectées par du mortier



Figure 24 : Atelier de forage et d'injection dans la galerie sous fluviale, fuyarde sous 4 bars de charge hydrostatique en dépit de son revêtement béton et de maintes tentatives d'injection de collage et d'imperméabilisation du rocher autour

6. LES TRAVAUX DE FONDATION DE L'EVACUATEUR DE CRUE

Les travaux de terrassement de l'évacuateur de crue se sont heurtés à un déficit de reconnaissances qui a conduit à différents déboires :

- la réalisation du coursier de l'évacuateur de crue (figure 26) s'est heurtée à la présence d'une paléo-vallée dont on a mésestimé la profondeur (le site est affecté par deux générations principales de paléo-vallées ; figure 25); à défaut de pouvoir substituer les alluvions par du béton compacté au rouleau (solution EDF), le client a pris l'option de les consolider par injection (figure 27),

- la réalisation du saut à ski et de la fosse de dissipation s'est heurtée à la méconnaissance du tracé d'une faille d'importance composée de schistes ardoisiers broyés et d'un filon de roches vertes altérées, imposant des modifications lourdes de design, et notamment le déplacement vers l'aval du saut à ski (entrainant une zone renforcée du coursier sous la faille; figure 28), ainsi que le renforcement du pied aval du saut à ski (figure 29).



Figure 25 : Etat actuel des connaissances concernant les divagations de la Satluj au cours des temps géologiques



Figure 26 : Paléo-vallée de Sherpa compromettant la fondation rocheuse du coursier de l'évacuateur de crue, et paléo-vallée de Harnora recouvrant une faille d'importance dans la zone du saut à ski



Figures 27 et 28 :

- Emprise de la paléo-vallée de Sherpa compromettant la fondation rocheuse du coursier de l'évacuateur de crue
- Zone de renforcement du coursier de l'évacuateur de crue dans la zone des schistes ardoisiers broyés (entre les pointillés rouge)



Figure 29 : Renforcement de talus amont du bassin de dissipation par des murs en béton armé cloués

7. CONCLUSION

L'Aménagement de KOL (figure 30) concentre certaines spécificités géologiques inhérentes au contexte himalayen qui sont illustrées de manière remarquable avec :

- des joints de décompression qui tapissent les versants et le fond de vallée. La genèse de ces joints au cours des temps géologiques tient à une tectonique active, à la rapidité d'érosion, à la présence probable de glaciers, ainsi qu'à la raideur des formations rocheuses traversées par la cluse de la Satluj. Ces joints ont posé des problèmes lors des travaux de terrassement avec notamment un important glissement rocheux susceptible d'impacter la fondation du noyau et ont posé de grandes difficultés lors des injections d'imperméabilisation du rocher de fondation du barrage (traitement de peau du noyau et injection des voiles, notamment depuis la galerie sous-fluviale),

- des phénomènes karstiques, certes relativement superficiels (connexion de la nappe à la rivière le long des joints de décompression), ou bien plus profonds et développés sous les paléo-vallées, qui ont généré différents problèmes : tenue à la sous-pression du noyau en cours de construction lors des épisodes de pluie, difficultés de réalisation des injections d'imperméabilisation de la fondation (injection de cavités effectuées au mortier),

- de nombreuses paléo-vallées qui se sont avérées problématiques tant en rive droite que gauche : possibilité d'un by-pass en rive droite qui a nécessité des investigations géologiques complémentaires et des travaux d'injection spécifiques, ainsi qu'une fondation rocheuse compromise sous le coursier de l'évacuateur de crue,

- une faille d'importance soulignée par une intrusion de roches basiques et par la présence de plus de 20 m d'épaisseur de schistes ardoisés broyés et argilisés qui ont affecté la fondation du saut à ski de l'évacuateur de crue.



Figure 30 : Vue depuis l'aval à la date du 17 Octobre 2014 (barrage et évacuateur de crue terminé), avant remplissage

INVESTIGATIONS EN FONDATION ET ETUDES DE DIAGNOSTIC POUR LE CONFORTEMENT DU BARRAGE DE DARDENNES Dardennes dam: foundation investigations and diagnosis before reinforcement studies

Katia LALICHE

Société du Canal de Provence Le Tholonet, CS 70064, 13182 Aix-en-Provence Cedex 5 katia.laliche@canal-de-provence.com

Gérard DEGOUTTE

Membre du CTPBOH

Romain VENIER

Tractebel Engineering S.A. 129 rue Servient 69326 Lyon Cedex 3 romain.venier@gdfsuez.com

Patrice MERIAUX

Irstea CS 40061 13182 Aix-en-Provence Cedex 5 patrice.meriaux@irstea.fr

Bruno PATOUILLET

DREAL 16 rue Antoine Zattara, CS70248, 13331 Marseille Cedex 3 bruno.patouillet@developpement-durable.gouv.fr Joëlle BAILLEUL

Ville de Toulon 137 rue Henri Poincaré, 83000 Toulon jbailleul@mairie-toulon.fr

MOTS CLÉS

Barrage en maçonnerie, rideau de drainage de la fondation, sous-pressions en fondation, auscultation, confortement.

RÉSUMÉ

Investigations en fondation et études de diagnostic pour le confortement du barrage de Dardennes.

Le barrage de Dardennes vient de fêter ses 100 ans. C'est un ouvrage poids arqué, en maçonnerie de 35 m de hauteur, dont la retenue, d'une capacité d'environ 1 hm3 permet de stocker les excédents de la source du Ragas afin de sécuriser l'alimentation en eau de la ville de Toulon, située juste en aval. L'ouvrage présente aujourd'hui un évacuateur de crues sous-dimensionné au regard des standards actuels, et des niveaux de fuites et de sous-pressions qui ont conduit le Service de Contrôle de Sécurité des Ouvrages Hydrauliques appuyé par Irstea, à prescrire un diagnostic sur les garanties de sûreté pour ce barrage. Les études et investigations nécessaires à ce diagnostic ont dès lors été engagées, sous la maîtrise d'ouvrage de la Ville de Toulon et la direction d'un consortium de deux bureaux d'études agréés, la Société du Canal de Provence et Tractebel Engineering – Coyne et Bellier. Les reconnaissances géotechniques réalisées fin 2012 – début 2013 pour reconnaître la nature de l'assise du barrage ont permis de valider certaines hypothèses géotechniques et d'affiner le calcul de stabilité du barrage. Toutefois, les incidents intervenus pendant les travaux du fait de la complexité géologique du site ont conduit en premier lieu à en adapter le programme, puis à modifier fondamentalement le projet de confortement par injection en fondation initialement imaginé. Les études de diagnostic ont finalement abouti à proposer la mise en place d'une recharge en pied aval du barrage.

ABSTRACT

The Dardennes dam has just celebrated its 100th anniversary. It's a gravity arched dam, made out of masonry, 35 mhigh. Its reserve, about 1 hm3 of capacity, is fed by the overflows of the spring called the Ragas, and supplies water to the city of Toulon downstream. The spillway of the dam is now undersized as regards the new French standards. In addition, the significant dam leaks and measured under-pressures in its foundation have led the State Service for the control of the safety of hydraulic structures to prescribe a complete diagnosis regarding the dam safety. The studies and necessary investigations for diagnosis have been engaged by the city of Toulon. A consortium of two engineering companies, the Society of Canal de Provence and Tractebel Engineering – Coyne et Belier is in charge of the project. The 2012 – 2013 geotechnical investigations engaged in order to recognize the main mechanical characteristics of the foundation enabled to validate geotechnical assumptions, and to provide the necessary data for a precise stability analysis. Nevertheless, the incidents that occurred during the geotechnical investigation works, because of the complex geological context, have led firstly to adapt the initial investigation program and secondly to amend the project as initially designed, reinjection of the rock foundation. Today, the project has evolved into a dam reinforcement with a downstream foot bank.

1. INTRODUCTION

Le Barrage de Dardennes est un barrage en maçonnerie de 36 m de hauteur, construit en 1912 pour emmagasiner les excédents de la source vauclusienne du Ragas, dont les débits sont très variables et ponctuellement très importants, afin de les restituer pour sécuriser l'alimentation de Toulon.

En 2010, les résultats de la surveillance du barrage de Dardennes ainsi que les études de stabilité et hydrogéologiques indiquent que les garanties de sûreté de l'ouvrage ne sont pas suffisantes. Le Maître d'Ouvrage missionne alors un consortium de Bureaux d'études – l'ingénierie de la Société du Canal de Provence et Coyne et Bellier - pour entreprendre les études de projet pour le confortement de cet ouvrage. Les incidents rencontrés lors de l'exécution d'un rideau de drainage et des reconnaissances géotechniques vont remettre en cause le projet initial de mise en œuvre d'un confortement par injections de la fondation.



Graphique 1: Vue d'ensemble de l'ouvrage - Implantation des reconnaissances géotechniques (novembre 2012)

2. HISTORIQUE DE LA CONSTRUCTION ET DE L'EXPLOITATION

2.1Contexte géologique de l'aménagement

Le barrage de Dardennes est situé sur l'extrémité orientale d'une vaste structure synclinale appelée « Synclinal de Beausset ». Le cœur de cette structure est occupé par des formations de la fin du Crétacé : Cénomanien, Turonien et Campanien . Ces terrains sont moyennement perméables (argilo-gréseux), voire marneux (Cénomanien marneux, Turonien marneux).

Plus en profondeur, entre l'Aptien / Turonien marneux d'une part, et le Néocomien d'autre part, on rencontre les calcaires urgoniens, intensément karstifiés et constituant le plateau du Siou Blanc. Avec les dolomies jurassiques sous-jacentes, également karstifiées, qui reposent sur des marnes bathoniennes, ces deux formations aquifères constituent des réservoirs de première importance régionale qui donnent naissance à un certain nombre de sources (exsurgences de Dardennes, sources de la vallée du Gapeau et, à l'opposé de la structure synclinale, sources sous-marines de Cassis et Port-Miou).

Le barrage a été établi sur une géologie très tourmentée, qui comporte à la fois des zones imperméables et des zones perméables et fissurées. L'emplacement de l'ouvrage a été déterminé par les considérations géologiques : de longues études, de nombreux sondages de reconnaissance ont été menés dans les années 1900. Le concepteur a pris le pari, osé mais réussi, d'implanter la retenue sur ce synclinal pincé entre deux failles, référencé aussi comme « le pli du Revest » (cf : **Graphique 2**).

Le fond de la cuvette est constitué par une couche pratiquement imperméable de marnes néocomiennes (ou dernier étage du Crétacé), surmontée par le prolongement en profondeur du banc urgonien fissuré qui recouvre le plateau, lui-même surmonté de plusieurs couches épaisses du Crétacé, plus ou moins imperméables :

- 1. marnes aptiennes,
- 2. marnes et calcaires cénomaniens,
- 3. calcaire karstique turonien.

Au droit du barrage, les pendages dirigés vers amont sont favorables en termes d'étanchéité et de stabilité.



Graphique 2: Coupe en long géologique de la vallée de Dardennes ; fonctionnement de la Foux et du Ragas de Dardennes à Toulon (établie par E. A. MARTEL, 1911, et reproduite dans l'article de 1914 publié après la construction de l'ouvrage [5]).

En rive droite et en fond de vallée, le barrage est fondé directement sur la barre de calcaire urgonien. En rive gauche, les différents documents disponibles laissent supposer que le barrage a été descendu à travers le massif d'éboulis jusqu'à 24 m de profondeur pour atteindre les marnes aptiennes, sous la forme d'un « masque »² de chaux maritime de 2,1 m d'épaisseur et de 175 m de longueur. La profondeur atteinte représente 5 m de plus que prévu initialement dans le projet. Cet écran constituait à l'époque la plus grande originalité de cet aménagement et sa plus grande difficulté.

2.2. Reconnaissances et traitement de la fondation

Pendant les travaux (mars 1910), quelques fissures sont découvertes sur le fond de fouille dans les bancs de calcaire urgonien, en particulier deux fissures remplies d'argile, perpendiculaires à l'axe du barrage. Mais leur nature ne semble pas inquiéter le Maître d'Œuvre qui préconise simplement de traiter la partie superficielle accessible des fissures avec de la chaux maritime [1].

Des injections superficielles sous faible pression ont été réalisées en cours de construction (avril-mai 1910), pour combler les fissures découvertes sur le fond de fouille du barrage.

Au cours des premières mises en eau de l'ouvrage en mars 1912, des fuites jugées anormales sont constatées sous le barrage. Des injections sous pression sont alors réalisées depuis les pieds amont et aval de l'ouvrage, dans des trous de 4 à 8 m de profondeur creusés à la barre à mine. Il est à noter que, pendant cette campagne,

² On parlerait aujourd'hui plutôt d'un écran ou d'une paroi puisqu'il s'agit d'une partie d'ouvrage creusée dans le terrain.

pratiquement aucune injection n'a été réalisée en rive gauche, ce qui semble confirmer l'absence d'éboulis sous le barrage. Le remplissage complet de la retenue n'interviendra qu'en avril 1913.

Au cours de la vie de l'ouvrage, divers désordres (fuites de débit croissant, résurgences aval, piézométrie élevée) ont conduit à entreprendre plusieurs campagnes de reconnaissance.

Les forages successifs ont permis de reconnaître l'état de la maçonnerie et de la fondation et de préciser par endroits la cote du contact barrage/fondation. Ils ont ensuite été utilisés pour injecter la maçonnerie et sa fondation proche, ou pour installer des dispositifs d'auscultation.

On notera en particulier, la pose en deux étapes (1989 et 1997) au contact barrage-fondation de 20 cellules de pression interstitielle à corde vibrante suivant trois profils comportant chacun trois cellules : en amont, à milargeur et en aval.

2.3 Perte des garanties de sûreté

En 2010, Irstea en appui au Service de Contrôle des Sécurité des Ouvrages Hydrauliques établit au vu des résultats d'auscultation que le bénéfice des travaux antérieurs d'injection et de drainage est désormais annihilé [2]. Les fuites et les sous-pressions ont peu à peu dépassé les valeurs avant injections et continuent à augmenter inexorablement [6].

Parallèlement, les vérifications de stabilité, certes basées sur un faible nombre d'essais mécaniques, indiquent la faible marge de sécurité de l'ouvrage.

Concernant les crues, plusieurs études hydrologiques convergent vers la conclusion que le système d'évacuation des crues du barrage est insuffisamment dimensionné vis-à-vis des critères modernes de calcul et que l'ouvrage n'est pas sûr en cas de crues exceptionnelles. Ces études précisent également que le nouvel évacuateur doit être dimensionné en tenant compte du comportement du bassin versant hydrogéologique, encore méconnu.

Sur proposition du Service de Contrôle des Sécurité des Ouvrages Hydrauliques, ces éléments ont conduit à l'arrêté préfectoral du 5 juillet 2011 : il est prescrit un diagnostic sur les garanties de sûreté (« révision spéciale ») pour ce barrage, diagnostic à appuyer sur des reconnaissances du barrage et de sa fondation ainsi que sur une étude hydrogéologique. En urgence, il a été demandé de supprimer le parapet étanche rajouté en 1978 afin d'améliorer dans un délai très court la stabilité en cas de forte crue, ce qui a été fait en septembre et octobre 2011.

3. RECONNAISSANCES GEOTECHNIQUES ET DRAINAGE

En 2011, les documents existants relatifs au barrage ne permettent pas de définir avec précision le matériau constitutif du barrage ainsi que le positionnement et la nature du contact barrage fondation. De nouvelles reconnaissances sont nécessaires préalablement aux études de diagnostic. Elles se sont déroulées entre novembre 2012 et avril 2013.

3.1 **Programme initial**

Le programme initial de ces reconnaissances supplémentaires a été établi pour répondre aux objectifs suivants :

- valider la géométrie du barrage et en particulier son contact avec la fondation ;
- valider les paramètres géotechniques de la maçonnerie et du rocher de fondation nécessaires aux calculs de stabilité ;
- déterminer les modules d'élasticité du barrage (maçonnerie) et du rocher de fondation ;
- effectuer des essais de perméabilité (essais d'eau sous pression limitée à 2 bars) dans le corps du barrage et de la fondation rocheuse sur une profondeur suffisante en vue d'une possible campagne d'injection ;
- installer des drains en pied aval du barrage et ainsi réduire la piézométrie en cet emplacement.

Il était initialement prévu la réalisation des travaux suivants :

- quatre sondages carottés verticaux de 60 ml environ depuis la crête du barrage ; équipement en piézomètres de ces quatre sondages;
- seize sondages carottés inclinés vers l'amont, de 10 à 20 ml réalisés depuis le pied aval ; équipement de ces sondages en drains;
- essais d'eau sous pression et essais au dilatomètre ;
- une campagne de tomographie sismique depuis les parements amont et aval de l'ouvrage ;
- essais de laboratoire sur des échantillons de maçonnerie et de rocher de fondation : poids spécifique, compression uniaxiale avec détermination du module tangent, essais brésiliens, porosité, vitesse de propagation des ondes, essais triaxiaux non drainés avec mesure de la pression interstitielle dans la maçonnerie et dans la fondation rocheuse.

3.2 Suivi des travaux

Les travaux se sont accompagnés d'un suivi permanent des instruments d'auscultation notamment des piézomètres situés à l'aval et dans le corps du barrage, ainsi que des cellules de pression interstitielle situées au contact rocher/fondation.

Les essais d'eau ont rapidement été interrompus du fait de fortes fuites d'eau nouvelles apparues dans le corps du barrage.

Le déroulement des travaux a de plus été perturbé par un incident survenu suite au percement d'un drain en rive droite (drain dit DAV5), au pied aval, le 13 décembre 2012. En effet, quelques heures après avoir atteint la profondeur prévue, une importante venue d'eau chargée de matière en suspension est constatée. Elle atteint un débit estimé à 20 m3/h. L'entreprise se trouve face à des difficultés ne lui permettant pas de reboucher le drain rapidement. Un packer est alors placé à l'aval du forage ; relié à une manchette pompier, ce dispositif permet de canaliser l'eau pour que la plate-forme de travail ne soit pas inondée. Un dispositif identique est placé sur le drain voisin (DAV6) qui s'est également mis à couler à la suite de la mise en place du premier packer.

Craignant un lessivage de la maçonnerie et une augmentation des sous-pressions, une cellule de crise spécialisée réunissant le Maître d'Ouvrage, l'exploitant et l'ingénierie-conseil est très rapidement mise en place dans les heures qui suivent, et l'exploitant met en œuvre une surveillance 24h/24h de l'ouvrage.

Dans la soirée suivant l'événement et grâce au suivi en continu des piézomètres, il est constaté une augmentation des sous-pressions en fondation. L'entreprise est immédiatement rappelée sur site pour déposer les packers. Cette opération permet effectivement de retrouver un niveau piézométrique sous l'ouvrage identique à celui observé avant la mise en place des packers.



Graphique 3: Suivi piézométrique en fondation – Profil 2 – Zoom sur l'événement du 13 décembre 2012

Parallèlement et afin notamment d'épuiser les venues d'eau dans les drains aval, il est demandé à l'exploitant de procéder à une rapide baisse du plan d'eau qui ne sera effective que quatre jours plus tard du fait de l'alimentation de la retenue par de fortes précipitations.

Malgré cela, le fond du forage est injecté le lendemain de l'événement.

S'il est normal que les drains débitent, car ils constituent une première mesure de mise en sécurité de l'ouvrage en faisant chuter rapidement les sous-pressions en fondation, de trop forts débits, s'ils concernent le corps du barrage, pourraient à terme détériorer la maçonnerie.

Suite à l'incident, une campagne d'imagerie optique des drains a été réalisée pour déterminer les caractéristiques et orientations des fissures et discontinuités de la fondation rocheuse, et observer l'état de la maçonnerie.

3.3 Résultats de la campagne de reconnaissances

3.3.1 Amélioration de la connaissance de l'hydrogéologie du site

Dans le cadre de la surveillance du barrage, encore renforcée suite à l'événement décrit plus haut, des corrélations ont pu clairement être établies entre le niveau d'eau dans le gouffre du Ragas qui alimente la retenue (cf. graphique 3), le plan d'eau et le débit des drains.

- sous l'effet de la hausse du niveau d'eau dans le gouffre du Ragas due à de fortes pluies, certains débits de drainage ont soudainement augmenté de manière exponentielle ;
- après un retour à la normale du niveau d'eau dans le gouffre du Ragas, les débits de drainage se maintiennent relativement hauts. ;

- le débit drainé par le drain DAV8 est jugé anormalement élevé. Il a donc été rebouché le 27 mars 2013 provoquant une hausse des débits drainés par les drains voisins.



Graphique 4: Corrélation entre la cote du niveau d'eau dans le gouffre du Ragas, la cote du plan d'eau et les débits des nouveaux drains

Ces observations montrent que le réseau de fissures du massif de fondation du barrage est en lien avec le niveau de la retenue elle-même alimentée par le gouffre du Ragas. La réalisation de drains qui ont recoupé ce réseau a provoqué un débourrage des fissures colmatées d'argile sous l'effet de la mise en charge du gouffre du Ragas.

L'inspection caméra réalisée le 14 mars 2013 révèle en effet que DAV8 est obstrué par du sable à partir de - 9,50 m de profondeur sous le parement. Il avait été foré jusqu'à -13,25 m de profondeur.

Un débourrage de ce type est également constaté au niveau de DAV6 qui a vu son débit tripler le lendemain de la montée du niveau du Ragas le 24 mars 2013, malgré une cote de plan d'eau inférieure à celle du 7 mars 2013.

L'inspection vidéo des drains montrent que ceux présentant des débits ont systématiquement recoupé une fissure contrairement à ceux qui ne coulent pas.

Compte-tenu de la connaissance acquise sur le fonctionnement hydrogéologique de la fondation du barrage et préalablement à la remontée du plan d'eau, les drains ayant traversé une fissure ont été rebouchés partiellement (c'est-à-dire du fond du forage jusqu'au-dessus de la ou des fissures constatées), qu'ils débitent ou non. Ce rebouchage préventif a été décidé afin d'éviter de nouveaux débourrages qui auraient pu conduire à de trop fort débits de drainage à travers la maçonnerie, qui auraient pu survenir avec la remontée du plan d'eau. Ainsi, 12 des 16 drains ont été rebouchés.

3.3.2 *Caractéristiques de la fondation et de la maçonnerie*

Contrairement à ce que laissaient supposer les documents d'archives, la récente campagne de sondage a permis de constater que les calcaires de l'Urgonien constituent de manière homogène la fondation de l'ouvrage.

Le contact maçonnerie/fondation est qualifié de bon : il est bien fermé, avec une cohésion non nulle.

Les premiers cinquante centimètres de fondation sous le contact apparaissent assez fracturés : fissures ouvertes centimétriques à pluri-décimétriques et fissures remplies de matériaux fins. Le réseau de fissures présente une organisation structurale complexe démontrée par la grande dispersivité sur le canevas de Wulff et ce malgré un substratum stratifié. Ceci est attribué à la structure globale en synclinal et à la faille aval [3].



La tomographie sismique a, quant à elle, permis de constater l'absence d'hétérogénéité dans le corps du barrage et une bonne qualité mécanique du massif calcaire de fondation.

4. PHASE DE DIAGNOSTIC ET ORIENTATIONS RETENUES POUR LA PHASE PROJET

La campagne de reconnaissances géotechniques, si elle n'a pas permis de lever de façon exhaustive les incertitudes dans la connaissance de la fondation, a toutefois apporté de précieux enseignements pour la phase de diagnostic de confortement par rapport aux seuls éléments à disposition dans les archives de l'ouvrage :

- la fondation proche de l'ouvrage est concernée par un réseau de fissures dont les orientations sont très disparates ;

- il a été confirmé que le fonctionnement des circulations d'eau dans la fondation fissurée est très difficile à appréhender de façon précise. Un lien est toutefois établi entre ces circulations d'eau et le niveau de saturation du réseau karstique amont (gouffre du Ragas), engageant à la prudence quant aux dispositions constructives d'un drainage aval, dans le contexte de la perte d'étanchéité des anciens ouvrages d'injection de la fondation ;

- malgré les risques de débourrage que le forage peut comporter, la réalisation de drains à l'aval est bénéfique à court terme pour la piézométrie sous l'ouvrage, à condition de bien maîtriser les débits résultants ;

- une détermination précise des paramètres mécaniques de l'ouvrage et de la fondation, en vue de la réalisation de calculs de stabilité, a été rendue possible par la campagne de reconnaissances.

C'est à la lumière de ces éléments de compréhension nouveaux, du suivi de l'auscultation et notamment de l'évolution des sous-pressions sous l'ouvrage, et enfin de la réalisation de calculs de stabilité complémentaires que la pertinence des différentes solutions de confortement a été évaluée.

4.1 Différentes possibilités de confortement

Ces cinq dernières années, quatre solutions de confortement ont pu être envisagées pour le barrage [4].

Solutions n°1a, 1b et 1c : diminution des sous-pressions sous l'ouvrage au moyen d'un voile d'injection associé à un réseau de drainage

- Solution n°1a : Injection et drainage avec galerie à l'amont

Une galerie située au centre du barrage est creusée depuis une galerie d'accès débouchant en pied aval. Cette galerie n'intéresserait que les profils clés où des réserves de stabilité doivent être apportées, sur une longueur développée de 40 mètres. Le voile d'injection et le rideau de drainage sont réalisés depuis la galerie.



Graphique 6: Principe de la solution de confortement 1a

- Solution n°1b : injection et drainage sans galerie

Le rideau d'injection est réalisé depuis une plinthe en pied amont du barrage. Le rideau de drainage est foré depuis le pied aval du barrage, uniquement au droit de la partie centrale du barrage.



Solution n°1c : injection et drainage avec galerie à l'aval.

Une galerie de drainage est réalisée au pied aval du barrage avec un radier situé au niveau de la fondation (contact maçonnerie/rocher) soit environ 5 m sous le niveau de la plate-forme aval. Les eaux de drainage sont évacuées vers la rivière par l'intermédiaire d'une conduite. Des injections de collage sur une profondeur de 5m (bulbe d'injection) sont réalisées à partir du parement aval et la crête du barrage. Cette solution permet d'abaisser la pression aval au niveau du contact maçonnerie/fondation. Pour le drainage du corps du barrage, des drains horizontaux pourraient être exécutés à partir de la galerie de drainage.



Graphique 7: Principe de la solution de confortement 1c

Solution n°2 : remblai aval

Un remblai de confortement est placé contre le parement aval du barrage. Il augmente le poids de la structure et donc sa stabilité. Il est à noter que cette solution ne traite que les conséquences du problème et ne permet pas de traiter ses causes (augmentation des sous-pressions sous l'ouvrage) ni de se prémunir contre une dégradation de la situation actuelle (montée de la piézométrie aval) qui peut survenir à plus ou moins brève échéance sans mesure corrective. Cette solution pourrait pour cette raison être couplée avec la réalisation d'une galerie de drainage.

A.5 – Investigations en fondation et études de diagnostic pour le confortement du barrage de Dardennes



Graphique 8: Principe de la solution de confortement 2

4.2 Solutions écartées

Les solutions 1a et 1b ont été écartées pour les raisons suivantes.

Bien que la création d'une galerie d'injection et de drainage (solution 1a) présente l'intérêt de permettre l'observation de l'état de la maçonnerie du cœur de l'ouvrage, elle présente des inconvénients majeurs :

- une fragilisation très importante du barrage, en lui ôtant notamment 5% à 10% de son poids au droit du profil où est réalisée la partie de jonction avec l'aval ;
- la réalisation d'une telle galerie s'avérerait très dangereuse, au vu de l'âge du barrage et de l'incertitude sur la tenue de la maçonnerie lors du creusement de la galerie : les vibrations créées risqueraient de conduire à de forts désordres sur l'ouvrage et à le fragiliser durablement.

La solution d'injection et de drainage sans galerie (solution 1b) nécessite la réalisation des ouvrages suivants :

- une galerie de dérivation provisoire ;
- un batardeau pour réaliser les injections à l'amont après vidange de la retenue ;
- une plinthe amont en béton avant réalisation de forages pour injection.

La réalisation de ces ouvrages pose de nombreux problèmes techniques.

La création d'une galerie de dérivation provisoire serait très complexe au vu de la fondation du barrage : calcaire fissuré au centre et en rive droite, éboulis et marnes en rive gauche. L'exécution de cette galerie qui devrait passer sous l'ouvrage sera donc soumise à de forts aléas notamment géotechniques.

L'exécution de la plinthe serait très difficile. Exécuter cet ouvrage en béton de façon correcte dans la vase de la retenue sera quasi impossible, or la pose de la plinthe doit être parfaite pour qu'elle joue son rôle d'appui pour les injections. Egalement en raison de l'envasement, l'étanchéité entre la plinthe et le barrage ne pourra jamais être garantie. Or, si de l'eau s'insinuait entre la plinthe et le pied amont du barrage, l'effet du voile d'injection amont serait réduit à néant. En lien avec la vidange de la retenue, pour injecter sans problème depuis l'amont, il serait nécessaire de créer dans la retenue un batardeau de dimensions comparables à celles du barrage actuel, ce qui s'avérerait délicat vu l'envasement de la retenue et le délai de mise en place d'un tel batardeau.

Le curage de la vase de la retenue n'est pas envisageable au vu de l'ampleur des travaux que cela constituerait.

4.3 Solution retenue

Avant la réalisation de la campagne de reconnaissances de 2012-2013, la solution 1c avait les faveurs des experts impliqués dans le suivi du barrage, bureau d'études et appui au contrôle. En effet, cette solution lutte contre le phénomène d'augmentation de la piézométrie à l'aval mis en évidence ces dernières années sur l'ouvrage, et la réalisation de quelques drains n'avait jusque-là pas présenté de difficultés (aucun incident survenu avant celui de décembre 2012) et avait prouvé son efficacité.

Toutefois, plusieurs éléments sont venus remettre en cause cette solution.

Les calculs de stabilité récents montrent qu'un drainage efficace à l'aval ne permet pas de gagner énormément sur le coefficient de sécurité, en regard des importants travaux à réaliser.

Le drainage systématique à l'aval peut s'avérer hasardeux et créer des débourrages de fissures en fondation ; à tout le moins est-il délicat. L'incident de décembre 2012, qui a finalement conduit par la suite à reboucher la majorité des drains en pied aval dans leur partie en fondation, a été révélateur à cet égard.

Le sujet de l'injection appelle peut-être plus de réserves encore. La complexité de la géologie liée à l'absence d'orientation privilégiée de fissures en fondation peut faire craindre une inefficacité d'un traitement par injection, voire l'apparition d'un comportement préjudiciable non nécessairement prédictible dans la répartition des sous-pressions sous l'ouvrage. Il faut rappeler également que les campagnes d'injection des années 1960 et 1980, n'ont pas conduit à des résultats appréciables, en tout cas pas sur le long terme.

S'ajoute à ces interrogations le coût important d'une campagne d'injection à maillage serré, telle qu'elle serait probablement nécessaire.

La faible assurance d'un bénéfice réel sur la stabilité de l'ouvrage et les aléas probables dans la réalisation des travaux ont conduit à préférer la solution 2.

Cette solution permet de disposer d'une marge appréciable sur le coefficient de sécurité, vis-à-vis de la montée éventuelle des niveaux piézométriques à l'aval (notablement plus qu'un drainage à l'aval). Le gain de sécurité apporté par cette solution est moins aléatoire que celui apporté par les solutions d'injection et drainage.

Le comportement au séisme de l'ouvrage conforté sera étudié dans les phases suivantes du projet.

Cette solution peut d'ailleurs être couplée avec une galerie de drainage à l'aval, du même type que celle proposée pour la solution n°1c. L'avantage est de se réserver la possibilité de pouvoir ultérieurement drainer voire injecter à moyen ou long terme (et ainsi d'abaisser les sous-pressions à l'aval) si cela s'avère nécessaire.

Pour ce qui est de l'augmentation de la capacité de l'évacuateur de crues, le parti aujourd'hui privilégié est l'élargissement de la boite d'entonnement et du coursier vers le versant rive droite, rocheux. Dans les études de projet, il sera tenu compte de l'existence éventuelle de sous-pressions en fondation de la boîte de l'ouvrage actuel.

Enfin, il est à noter que la solution retenue est compatible avec un maintien de l'usine de traitement des eaux au pied aval du barrage.

5. CONCLUSIONS

Le barrage de Dardennes, construit il y a plus de 100 ans, créé une retenue qui permet l'alimentation en eau potable de la ville de Toulon. Cet ouvrage a fait récemment l'objet d'études de diagnostic en vue de son confortement. Le confortement de l'ouvrage est devenu nécessaire consécutivement à la perte de marges, au fil des années, sur les réserves de stabilité présentées par l'ouvrage.

En 2012-2013, une campagne de reconnaissances géotechniques a été menée afin d'améliorer la connaissance du contexte géologique de l'ouvrage en fondation, et de préciser les paramètres mécaniques du barrage et de sa fondation dans le but de réaliser des calculs de stabilité complémentaires.

Les enseignements de la campagne, détaillés et discutés dans cet article, ont été nombreux. On citera notamment :

- la complexité de la fissuration en fondation proche de l'ouvrage ;
- l'aléa géotechnique important lié à la formation de drains en pied aval.

La campagne a permis d'orienter la phase de diagnostic vers la recherche d'une solution de confortement optimale pour l'ouvrage, compte tenu des apports des reconnaissances. Elle a finalement abouti à proposer la mise en place d'une recharge en pied aval du barrage.

Cette solution présente l'avantage, par rapport à toutes les autres, d'apporter un gain de stabilité important, immédiat et maîtrisé ; par ailleurs la réalisation du confortement sera relativement aisée.

REMERCIEMENTS

Nous souhaitons remercier Mme Catherine Casteigts (Société du Canal de Provence) et M. Joseph Gautier (Tractebel Engineering – Coyne et Bellier). Leur expertise technique dans les phases de réalisation et d'analyse des reconnaissances géotechniques a été cruciale.

RÉFÉRENCES ET CITATIONS

[1] Compagnie Générale des Eaux – Compte-rendu moral de mars 1910 – M. BERENGIER

[2] Rapport Irstea – 21 décembre 2010 – « Avis sur la mise en sécurité du barrage de Dardennes » - G. DEGOUTTE

[3] Rapport TRACTEBEL Engineering – « Barrage de Dardennes - Etude géologique de synthèse » – 5 juin 2013 – G. GODDERIDGE

[4] Rapport TRACTEBEL Engineering – « Barrage de Dardennes – Diagnostic travaux de confortement » – 9 juillet 2013 – R. VENIER / J. GAUTIER

[5] Annales des Ponts et Chaussées – article de 1914 – BOUTAN, VILHAN et MERCIER

[6] Commission Internationale des Grands Barrages – mai 2012 – Vieillissement des barrages en maçonnerie – G. DEGOUTTE, E. BOURDAROT, B. TOUILEB, P. ROYET, F. COPPEL, X. DUCOS

BARRAGE DE SAINT-MICHEL : DEFINITION ET ANALYSE D'UNE CAMPAGNE DE RECONNAISSANCES GEOLOGIQUE ET GEOTECHNIQUE EN VUE DE DETERMINER LES PARAMETRES DE CALCUL DE STABILITE

SAINT MICHEL Dam : definition and analysis of a geological and geotechnical investigation to define the parameter required for evaluation of the stability

Bertrand, P. Andral EDF-CEIDRE-TEGG, 905 av. Du Camp de Menthe, 13097 AIX-EN-PROVENCE cedex 2 bertrand.andral@edf.fr

MOTS CLÉS

Barrage, Voute multiple, reconnaissances, paramètres de résistance au cisaillement, angle de frottement, cohésion, surface de rupture, homogénéisation

RÉSUMÉ

En 2012, le barrage de Saint Michel, de type voûtes multiples, a fait l'objet de reconnaissances géologiques et géotechniques destinées à caractériser sa fondation en vue d'un calcul de stabilité. Dans un premier temps, la nature et le volume de reconnaissances proposées sont détaillés au vu des contraintes propres au site (accès limité, représentativité). L'interprétation des essais de cisaillement (contact béton – rocher, joints rocheux) est ensuite développée, notamment la nécessité de les interpréter à partir d'un nombre limité d'échantillons, ce qui conduit à raisonner à contrainte normale constante. Parallèlement à l'approche expérimentale, une approche d'homogénéisation de la masse rocheuse (de type Hoek & Brown) est également présentée, après avoir été justifiée par la définition du modèle géologique (fondation homogène à l'échelle du contrefort). Les géométries de rupture ont également été établies sur la base des observations géologiques, notamment d'imagerie de paroi de forage. En cours d'investigation, l'imagerie associée à d'autres méthodes (essai micro- Deval) ont permis d'éliminer un aléa lié à la déstructuration du rocher altéré lors de la foration.

ABSTRACT

In 2012, geological and geotechnical investigations were carried out on the site of Saint Michel multiple arch dam, in order to define the parameters required for the evaluation of the stability. The type and the program of investigations is first detailed, considering the constraints associated to the site (limited access, representativity). The interpretation of the shear tests (along the concrete-rock contact or along an existing discontinuity) developed, in particular the necessity to rely upon a limited number of samples, leading to propose laboratory tests at constant normal stress. Besides an estimation of the rock mass properties (Hoek & Brown approach) is also presented, after being justified by the definition of the geological model (homogeneous foundation at the required size). The geometry of the potential failure is also detailed on the basis of geological considerations, including video imaging of the walls of the boreholes. During the investigation, this method (associated to micro-Deval test) enabled to remove an uncertainty associated to the destructuration of the weathered rock during core boring.

1. INTRODUCTION

Le barrage de Saint-Michel est situé sur l'Ellez, à proximité de Morlaix (Finistère). Il crée une retenue de 13 355 000 m³.

Sa conception est de type voûtes multiples en béton : il est constitué de 13 voûtes (V1 à V13), s'élevant de 10,80 m au-dessus du terrain naturel et s'appuyant sur 15 piles ou contreforts avec un évacuateur de crues implanté entre les voûtes 10 et 11 et reposant sur 2 contreforts.

En 2012, il a fait l'objet d'une évaluation de sa stabilité, à la demande de l'Autorité de Sûreté Nucléaire, cette justification s'inscrivant dans le cadre du démantèlement de la centrale de Brennilis, pour le chantier duquel la rupture du barrage serait un évènement agresseur.

2. DEFINITION DU PROGRAMME DE RECONNAISSANCES

2.1 Contraintes et limites d'accès - Représentativité

Outre la question de la représentativité des reconnaissances (le modèle établi sera valable pour une voûte ou un contrefort donné, et difficilement extrapolable de part et d'autre de la zone investiguée, à la différence d'un barrage poids béton, par exemple), la conception de l'ouvrage introduit des contraintes importantes pour la réalisation des sondages, notamment en raison (voir graphique 1) :

- d'un accès limité sur le couronnement (foreuse de petites dimensions, mise en place par grue),

- de la présence d'un caniveau de 3 m de largeur collectant les fuites au pied aval de l'ouvrage,

- de la présence de 3 lignes de tirants par contrefort, inclinés vers l'amont, qu'il faut veiller à ne pas endommager.



Graphique 1 : Vue du contrefort 10 depuis l'aval (à gauche, noter le caniveau en rive gauche et la sondeuse sur le couronnement) et du parement rive droite du contrefort 7 (à droite, noter les tirants inclinés vers l'amont et le caniveau)

2.2 Objectif et nature des reconnaissances réalisées

Comme défini en introduction, la campagne de reconnaissances avait pour but de caractériser le rocher de fondation, dans un premier temps d'un point de vue qualitatif (définition du modèle géologique : pétrographie, altération, failles et discontinuités), puis d'un point de vue quantitatif (caractéristiques de résistance au cisaillement).

Pour cela, la campagne a consisté en la réalisation d'une première série de 8 sondages (diamètre de carotte 93 mm) sur les contreforts 7 et 10 (pour chaque contrefort : un sondage sur le couronnement, deux sondages en pied de contrefort, dont un vertical et un incliné vers l'amont, et un sondage vertical dans la fondation à l'aval immédiat).

Au vu des premiers résultats, cette première série a été complétée par sept sondages supplémentaires au voisinage des contreforts C7 à C10.

Pour l'ensemble des sondages, la pénétration dans le terrain de fondation variait de 3 à 8 mètres.

Les carottes ainsi prélevées ont permis de réaliser des essais de laboratoire comprenant, pour la partie roche, des essais de résistance à la compression, à la traction et des essais de résistance au cisaillement.


Graphique 2 : Plan d'implantation des reconnaissances au droit des contreforts 7, 8, 9 et 10

3. RESULTATS DES SONDAGES CAROTTES

Les sondages carottés ont mis en évidence, dans leur ensemble, un **substratum granitique assez fortement fissuré** (degré de fissuration « Fissuré » à « Très Fissuré », correspondant à un espacement des discontinuités sur carottes variant de 6-12 cm à 3-6 cm) et **altéré** (voir graphique 3, a minima degré d'altération « G0f », correspondant à un granite friable au couteau).



Graphique 3 : granite altéré et fissuré en fondation du contrefort 7 (sondage SC13)

Parmi les points favorables, les sondages ont permis de vérifier la conformité aux plans concernant la profondeur d'encastrement dans le rocher (de l'ordre de 2 mètres en moyenne) et la présence de redans (réalisés selon des plans de discontinuités à pendage modéré vers l'amont, de l'ordre de 10 à 15°, voir graphique 4).

A.6 – Barrage de Saint-Michel : définition et analyse d'une campagne de reconnaissances géologique et géotechnique en vu de déterminer les paramètres de calcul de stabilité



Graphique 4 : Coupes interprétatives de la fondation au droit des contreforts 7 (à gauche) et 10 (à droite) Le granite altéré (G0f – G0s) est représenté en jaune, le granite sain (G0r - G1) en marron

Il convient de souligner la présence de sable au niveau du contact béton-rocher dans les sondages réalisés depuis le couronnement (SC4 et SC8), information préjudiciable pour la justification de la stabilité. Cependant, l'analyse de l'imagerie de paroi (qui met très clairement en évidence la présence du substratum rocheux, altéré, voir graphique 5) et l'examen du sable à la loupe binoculaire (grains anguleux) ont permis d'avancer l'hypothèse que le sable était dû à la déstructuration du substratum altéré (désagrégation des feldspaths) lors de la foration par la machine de faible puissance installée sur le couronnement (voir graphique 5). Un essai micro Deval a permis de valider cette hypothèse : la fraction d'éléments de taille initiale 10-14 mm réduits lors de l'essai à une taille inférieure à 1,6 mm par une charge abrasive en présence d'eau a ainsi atteint 64%, ce qui est particulièrement élevé.



Graphique 5 : Sondage SC8 : éléments anguleux de sable observés à la loupe binoculaire et présence de rocher à la sous-face du béton, mis en évidence par imagerie de paroi.

La conclusion que l'on peut tirer de l'observation des carottes est donc que le barrage est bien **fondé au substratum rocheux**, même si celui-ci présente un **niveau d'altération relativement important**.

4. DETERMINATION DES CARACTERISTIQUES DE RESISTANCE AU CISAILLEMENT – GEOMETRIE DES SURFACES DE RUPTURE POTENTIELLE

4.1 Approche expérimentale : essais de laboratoire

Des essais de cisaillement ont été effectués au laboratoire EDF-CEMETE de TEGG afin de caractériser un contact béton – rocher et quatre joints rocheux. Pour chaque échantillon, un premier cisaillement a été effectué sous une contrainte normale de σ n=375 kPa (résistance au pic) puis la contrainte a été augmentée à σ n=500 kPa (paramètres résiduels).

Etant donné le nombre limité d'échantillons disponibles (on soulignera qu'en règle générale, on ne peut tester qu'un échantillon sur trois parmi l'ensemble des carottages destinés à caractériser le contact béton – rocher), l'interprétation des essais a été faite sur la base d'un comportement purement frottant (ce qui permet une analyse à partir d'un nombre limité d'essais, sans faire varier les contraintes normales et de proposer une moyenne sur la tangente de l'angle de frottement mesuré pendant les essais).

La campagne d'essai a ainsi permis de définir un angle de frottement équivalent moyen de 49° pour les joints rocheux exprimés (discontinuités disjointes au début de l'essai).

Au voisinage d'une contrainte normale de 375 kPa, le couple de paramètre ainsi défini {c'=0kPa; $\phi'=49^\circ$ } est équivalent, à titre de comparaison, à un couple de résistance au cisaillement {c'=56kPa; $\phi'=45^\circ$ }.

L'équivalence de ce dernier couple de paramètres avec l'angle de frottement équivalent à cohésion nulle n'est plus vérifiée si on s'éloigne de la zone de contrainte normale utilisée lors des essais (375 kPa).

L'approche choisie de concentrer les essais sur des valeurs de contraintes normales resserrées autour de la contrainte de service estimée a priori permet de mieux tenir compte de la forte variabilité des essais de cisaillement (reproductibilité médiocre sur des échantillons différents) avec un nombre réduit d'échantillons.



Graphique 6 : Résultats des essais de cisaillement sur joint rocheux (pic, $\sigma n=375$ kPa).

Le graphique montre comment la courbe théorique (parabolique) est approchée par un critère « sécant » à cohésion nulle (angle de frottement équivalent ϕ 'éq= 49°) et par un critère « tangent » {c'=56 kPa ; ϕ '= 45°}. Les trois courbes sont équivalentes au voisinage du point correspondant à la moyenne des résultats d'essais (moyenne sur tan ϕ), c'est-à-dire au voisinage de σ n=375 kPa et τ = 431 kPa.

L'**interface béton rocher** a également été testée pour un échantillon unique sous une contrainte normale de 375 kPa portée ensuite après l'amorce de rupture (mesure de la résistance au pic) à 500 kPa pour un second essai (détermination des paramètres résiduels).

La valeur de la résistance au cisaillement au pic correspond à un angle de frottement équivalent (interprété à cohésion nulle, voir précédemment) à $\phi'_{\acute{eq}} = 66^\circ$. Cette mesure ne correspond pas à une valeur réaliste de l'angle de frottement mais tient compte d'une certaine cohésion (impossible à définir du fait d'un essai unique, pour la résistance au pic). En revanche, elle traduit la réalité du rapport entre contrainte normale et résistance au cisaillement mobilisable ($\tau = \sigma_n \tan \phi'_{\acute{eq}}$).

Exprimé de façon plus conventionnelle, le couple de paramètres {c'= 0kPa; $\phi'= 66^{\circ}$ } est équivalent, au voisinage d'une contrainte normale de 375 kPa, à un couple de valeurs { $c'_{BR} = 395 kPa$; $\phi'_{BR} = 50^{\circ}$ }.

4.2 Surface de rupture potentielle associée aux critères de rupture définis d'après essais de laboratoire

Les valeurs issues des essais de laboratoire caractérisent l'interface béton – rocher ou un joint rocheux. Dans le premier cas la surface de rupture potentielle est clairement identifiée (surface 1 dans le graphique 7).

En revanche, s'agissant d'une rupture potentielle impliquant des joints rocheux, l'imagerie de paroi de forage se révèle très utile. Elle permet dans le cas présent, de constater la présence de joints exprimés avec une maille très resserrée (donc devant être envisagés, dans le calcul, immédiatement sous le contact béton-rocher et non à une plus grande profondeur, comme c'est parfois le cas) et de préciser l'attitude ces joints (pendage favorable orienté de 15° vers l'amont). La surface à prendre en compte dans l'évaluation de la stabilité sera donc constituée par une **succession de segments inclinés à 15° vers l'amont** (surface n°2 dans le graphique 7).



Graphique 7 : Surfaces de rupture potentielle

1. à l'interface béton-rocher – 2. Selon des segments de discontuités à pendage amont – 3. Paramétrique (circulaire) au sein de la masse rocheuse, voir ci-après.

4.3 Approche d'homogénéisation de la masse rocheuse

Le nombre important de sondages pour chacun des contreforts 7 et 10 et les similitudes entre les faciès recoupés, tant en termes d'altération et de degré de fissuration (notamment un espacement entre fissures suffisamment faible par rapport à l'étendue du contrefort) permet de **justifier une approche d'homogénéisation de la masse rocheuse**. Il faut souligner en effet que cette vérification préalable est trop souvent négligée alors qu'il s'agit d'une condition nécessaire pour pouvoir évaluer la résistance au cisaillement de la masse rocheuse selon une approche Hoek & Brown (voir [réf. 2]), dont il faut rappeler que le critère de rupture repose sur l'hypothèse que la maille de fractures est suffisamment faible ou à l'inverse élevée pour avoir un **comportement homogène et isotrope de la masse rocheuse**, à l'échelle de l'ouvrage **considéré** (ici, le contrefort).

L'approche d'homogénéisation conduit à proposer les caractéristiques de résistance au cisaillement suivantes pour les contreforts C7 et C10 : {c'= 150kPa ; $\phi' = 45^{\circ}$ }, interceptées pour un critère de Mohr-Coulomb.

4.4 Surfaces de rupture potentielle à considérer pour une approche d'homogénéisation

Contrairement à une rupture selon des discontinuités exprimées, la surface potentielle à prendre en considération est ici une surface circulaire à paramétrer (faire varier la position du centre et le rayon de courbure, voir surface n° 3 sur le graphique 6).

5. CONCLUSION

Les reconnaissances géologiques et géotechniques entreprises sur le barrage de Saint Michel ont permis de proposer trois scénarios de rupture potentielle à prendre en compte dans le calcul de stabilité. Pour chacun de ces scénarios (rupture à l'interface béton – rocher, rupture selon une succession de joints rocheux exprimés et rupture dans la masse rocheuse), les critères de résistance au cisaillement et la géométrie des surfaces de rupture potentielle qui leur sont associées sont synthétisées dans le tableau 1.

L'exemple de Saint Michel illustre le fait que la définition des paramètres de rupture à prendre en compte dans un calcul de stabilité (résistance au cisaillement et géométries associées) est une démarche complexe reposant à la fois sur des résultats expérimentaux (essais de laboratoire avec une grande variabilité) et sur une approche plus théorique (homogénéisation de la masse rocheuse, susceptible elle aussi de donner des plages de valeur étendues). Dans les deux approches, une large part d'analyse et d'interprétation des résultats, s'appuyant sur le modèle géologique établi auparavant, est nécessaire.

Type de rupture (n° sur	Interface béton –	Relais de joints rocheux	Dans la masse rocheuse (3)
figure 4)	rocher (1)	existants (2)	
Position de la surface de	A l'interface	Dans le rocher,	Dans la masse rocheuse, au-
rupture		immédiatement sous	delà des redans
		l'interface	
Géométrie de la surface	Segments incliné	s à 15° vers l'amont	Surface non prédéfinie
de rupture			
Paramètres de résistance	{c'=0 kPa ; ¢'=66 °}	{c'=0 kPa ; φ'=49°}	{c'=150 kPa ; φ '=45°}
au cisaillement	Ou	Ou	contreforts 7-10
	{c'=395 kPa ;	{c'=56 kPa ; ϕ'=45°}	/
	φ'=50 °}		{c'=250kPa ; φ'=56°}
			contreforts 8-9
Justification	Essais de cisaillem	ent (résistance au pic)	Homogénéisation de la masse
			rocheuse
Domaine de validité	Au voisinage	de $\sigma_r = 375 \text{ kPa}$	$\sigma_{\rm r} \in [0.500 \text{ kPa}]$

Tableau 1 : Rappel des résistances au cisaillement et surfaces de rupture potentielles associées proposées pourl'évaluation de la stabilité

RÉFÉRENCES ET CITATIONS

- [1] EDF-CEIDRE-TEGG. Note EDTGG120779 du 28/11/2012 (document interne). Barrage de SAINT-MICHEL Synthèse des reconnaissances géologiques de 2012.
- [2] HOEK, E., & Brown, E.T. (1997). Practical Estimates of Rock Mass Strength. Int. J. Rock Mech.

CARACTERISATION DES DISCONTINUITES ROCHEUSES AU MOYEN DE DONNEES DE DIAGRAPHIE D'IMAGERIE ACOUSTIQUE : APPLICATION A L'ETUDE DES DISCONTINUITES DES FONDATIONS ROCHEUSES D'UN BARRAGE-POIDS

Determination of rock discontinuities using acoustic imaging log data : Application to the study of discontinuities in gravity dam rock foundations

Laurent PEYRAS¹, Patrice RIVARD², Adrien MILLET^{1,2,3}, Gérard BALLIVY², Claude BACCONNET³, Pierre BREUL³, Marco QUIRION⁴

¹IRSTEA, 3275 Route de Cézanne- CS 40061, 13182 Aix en Provence, France, <u>laurent.peyras@irstea.fr</u>

² Université de Sherbrooke, 2500 Bd de l'Université, Sherbrooke, Québec, Canada, J1K2R7

³ Institut Pascal, Université Blaise Pascal Clermont-Ferrand, Les Cézeaux, 63175 Aubière, France

⁴ HydroQuebec, 75, boul. René-Lévesque Ouest Montréal (Québec) H2Z 1A4, Canada

MOTS CLÉS

Discontinuités rocheuses, imagerie acoustique, diagraphie.

RÉSUMÉ

La caractérisation des discontinuités est une étape importante de l'étude des fondations rocheuses des barrages car celles-ci constituent les plans de faiblesse potentiels du massif rocheux. Actuellement, la pratique de la description de l'ouverture de la discontinuité relève d'une analyse qualitative basée sur l'inspection visuelle par un technicien des carottes ou des diagraphies de forage. Notre recherche vise à permettre une meilleure caractérisation des ouvertures des discontinuités, de manière à faciliter la classification des discontinuités en fonction de leur ouverture et de produire une aide au traitement classique manuel et visuel. Elle propose des démarches quantitatives pour améliorer la caractérisation de l'ouverture des discontinuités au moyen de données de diagraphie d'imagerie acoustique. La méthode permet de classifier les discontinuités d'une fondation rocheuse en fonction de leur ouverture, par une analyse quantitative des données des diagraphies de forage. L'article développe une méthode permettant de caractériser l'ouverture des discontinuités au moyen de l'amplitude des ondes acoustiques. Cette méthode repose sur la détermination pour chaque discontinuité de deux paramètres statistiques : l'amplitude résultante de la discontinuité qui rend compte de la valeur moyenne de l'amplitude mesurée sur la discontinuité et l'écart type de l'amplitude de la discontinuité qui rend compte de la dispersion des valeurs d'amplitude sur la discontinuité. La méthode est appliquée tout le long des développements présentés dans l'article à l'étude de cas de barrage Canadien.

ABSTRACT

Discontinuity determination is a key step in studying gravity dam rock foundations, as those are potential weak plans in the rock mass. The performance and description of discontinuity opening currently rely on a qualitative analysis based on engineer-led visual inspection of drill cores or drilling logs. The purpose of this research work is to improve the determination of discontinuities so as to ensure easier classification thereof and support the traditional manual and visual processing. Quantity-based approaches are suggested for a better determination of discontinuity opening using acoustic imaging log data. The method will help sort the discontinuities in a rock foundation according to their opening, through a quantitative analysis of drilling log data. This paper intends to determine discontinuity opening by analyzing acoustic wave amplitude. Such method is based on determining two statistical parameters for each discontinuity: the discontinuity amplitude, demonstrating the average amplitude value as measured on the discontinuity, and the discontinuity amplitude standard deviation, showing how scattered the amplitude values are on the discontinuity. At all stages of the study outlined herein, the method has been applied to a Canadian dam case study.

1. INTRODUCTION

La caractérisation des discontinuités est une étape fondamentale de l'étude des fondations rocheuses des barrages car celles-ci constituent souvent les plans de faiblesse potentiels du massif rocheux (Carvajal et al. 2009). Dans les massifs rocheux fortement discontinus et anisotropes, les surfaces de cisaillement potentielles de la fondation sont les discontinuités rocheuses dont les extensions sont de taille comparable ou supérieure à l'emprise du barrage (Hoek et al. 1981 ; Hoek et al. 1997; Johansson 2005). A contrario dans les massifs rocheux considérés isotropes, les surfaces de cisaillement de la matrice rocheuse et des discontinuités d'extension limitée au regard de l'emprise du barrage (Hoek et al. 1980; Johansson 2005).

Quelle que soit la fracturation de la fondation, les mécanismes de rupture mettent donc principalement en jeu les propriétés de résistance au cisaillement des discontinuités. Celles-ci sont principalement influencées par l'état de surface de la discontinuité, caractérisé par l'ouverture, la rugosité, l'altération et le remplissage (Patton 1966 ; Barton et al. 1977 ; Barton et al. 1985). Il existe des paramètres quantitatifs permettant d'apprécier certaines caractéristiques de l'état de surface d'une discontinuité. Ainsi, la rugosité peut être caractérisée par le coefficient de rugosité JRC ou du paramètre Z2 (Tse et al. 1979 ; Yu et al. 1991) et l'altération par la résistance à la compression de la paroi du joint JCS (Tse et al. 1979 ; Yu et al. 1991).

Toutefois, la description de l'ouverture de la discontinuité relève toujours d'une analyse qualitative basée sur l'inspection visuelle des carottes ou des diagraphies de forage, sachant que l'ouverture de la discontinuité conditionne entre autre le remplissage de la discontinuité. Notre recherche s'inscrit dans ce cadre et vise à permettre une meilleure caractérisation des ouvertures des discontinuités.

La diagraphie d'imagerie acoustique est une méthode performante pour la reconnaissance des discontinuités (RIFP 1991) et complète l'analyse visuelle des carottes ou l'imagerie optique du forage (Mari et al. 1993).

Le principe est celui de la réflexion des ondes : lorsqu'une source émet une onde de compression (de fréquence 1,2 Mhz dans notre étude) dans le fluide qui remplit le forage, elle induit dans la roche des ondes réfléchies de compression qui se propagent dans le fluide et créent à leur tour des ondes de compression, de sorte qu'elles puissent être détectées par un récepteur placé dans la sonde acoustique. L'enregistrement du récepteur se fait sous forme de temps de parcours de l'onde de retour et d'amplitudes de signal sinusoïdal.

Les données des temps de parcours et des amplitudes se présentent sous formes de log ou d'imageries de paroi. Elles permettent de déduire des informations qualitatives sur l'ouverture des discontinuités du fait que les ondes subissent une importante atténuation dans les zones associées aux discontinuités (Paillet 1980; Arditty 1988; AFTES 2003). Dans notre étude, les pas de mesure angulaire sont de 1,25° et les pas de mesure de l'altitude sont fixés à 0,8 mm. Nous disposons ainsi de 288 mesures par tranche d'altitude de forage (0,8 mm). Cette opération permet d'enregistrer tout le long du forage plusieurs milliers de mesures de temps de retour et d'amplitude (Mari et al. 1998).

Le traitement des données recueillies se fait sous forme d'imagerie de la paroi de forage à partir des données de temps de retour et d'amplitude. La figure 1 montre un exemple : la première image à gauche est l'imagerie réelle optique, la seconde est l'imagerie acoustique sur laquelle un filtre de couleur a été appliqué aux amplitudes de retour sur lesquelles est appliqué un filtre de couleur.



Figure 1 : vues optique et acoustique

A partir de ces imageries, le technicien en charge de l'interprétation des données peut alors effectuer un relevé des discontinuités présentes au sein du forage. Dans les pratiques actuelles de caractérisation des discontinuités par

imagerie acoustique, le traitement des images s'effectue par un opérateur spécialisé et au moyen une analyse visuelle des discontinuités qui conclut sur un recensement des discontinuités rapportées à leur altitude avec leur désignation, leur orientation (azimut et pendage) et classées selon trois groupes : les discontinuités fermées (Figure 2 gauche), les discontinuités partiellement ouvertes (Figure 2 centre) et les discontinuités ouvertes (Figure 2 droite), avec leur caractéristique d'orientation et de pendage.



Figure 2 : Discontinuités fermée (gauche), partiellement ouverte (centre) et ouverte (droite) détectées par diagraphie d'imagerie acoustique (échelle 1/1 approximativement)

Cette pratique qualitative basée sur une analyse visuelle des imageries acoustiques justifie le développement de méthodes alternatives permettant d'aboutir à une classification des discontinuités en fonction des données diagraphiques quantitatives. Dans ce cadre, notre recherche vise à proposer des démarches quantitatives pour améliorer la caractérisation de l'ouverture des discontinuités au moyen de données de diagraphie d'imagerie acoustique. L'objectif de nos travaux est de proposer une méthodologie permettant de classifier les discontinuités d'une fondation rocheuse en fonction de leur ouverture, par une analyse quantitative des données des diagraphies de forage. Il vise également la possibilité d'envisager d'automatiser la procédure de classification des discontinuités, permettant ainsi un gain de temps considérable dans le traitement des données.

La méthodologie proposée valorise toutes les données des diagraphies d'imageries acoustiques. Tout d'abord nous proposons une méthode quantitative de classification des discontinuités selon leur degré d'ouverture, à partir des données d'amplitude. Cette méthode utilise certains paramètres statistiques des données d'amplitude pour permettre de caractériser l'ouverture de la discontinuité. Ensuite, nous proposons d'évaluer l'intérêt de cette méthode au moyen de données diagraphiques issues d'investigations réalisées sur un barrage-poids. Le barrage étudié situé au Canada a fait l'objet d'une analyse approfondie de ses fondations au moyen de 4 sondages carottés, associés à des inspections par diagraphies d'imageries acoustiques.

2. CARACTERISATION DE L'OUVERTURE DES DISCONTINUITES PAR L'AMPLITUDE DES ONDES ACOUSTIQUES

2.1 Principes physiques

L'amplitude mesurée lors d'une diagraphie d'imagerie acoustique correspond à celle du signal sinusoïdal de l'onde de compression réfléchie P sur la paroi du forage et traversant le fluide. Elle peut être définie comme étant une valeur adimensionnelle traduisant la variation de pression sonore perçue par le fluide et causée par les ondes réfléchies par la paroi de la roche (Paillet 1980; Lurton 1998). L'onde sonore venant frapper la paroi du forage va subir des transformations de sa structure due à la nature - impédance acoustique de la roche - et à la géométrie de l'obstacle (Lau et al. 1987; Cornet 1988; Williams et al. 2004). Dans le cas où la paroi est parfaitement plane sans présence de discontinuité, la géométrie régulière de la paroi permet de renvoyer l'onde dans une seule direction cohérente et avec une amplitude élevée. Lorsque l'interface est rugueuse du fait de la présence de discontinuité ou de remplissage, les irrégularités d'interface vont renvoyer, par diffusion, l'onde incidente dans toutes les directions. Toutefois, une partie de l'onde incidente est réfléchie, sans déformation mais avec une perte d'amplitude, dans la direction cohérente du signal (Figure 3). (Lurton 1998)



Figure 3 : Réflexion cohérente et diffusion par une surface rugueuse (Lurton 1998)

La présence des discontinuités entraîne donc une perturbation de la réflexion de l'onde qui se traduit par la baisse de son amplitude (Lurton 1998). Ce résultat physique permet de développer une méthode utilisant les données d'amplitude pour l'identification et la classification des discontinuités en fonction de leur degré d'ouverture à partir des données quantitatives d'amplitude associées aux discontinuités. L'objectif d'une telle méthode est de faciliter la classification des discontinuités en fonction de leur ouverture et de produire une aide au traitement classique manuel et visuel d'un technicien spécialisé. Par ailleurs, le traitement des données quantitatives donne la possibilité d'envisager d'automatiser la procédure de classification des discontinuités, permettant ainsi un gain de temps considérable dans le traitement des données d'amplitude.

La méthode quantitative de classification par degré d'ouverture proposée consiste à traiter localement une discontinuité, sur toutes les orientations (de 0 à 360°), en extrayant les valeurs d'amplitudes associées à sa localisation, puis en caractérisant la discontinuité avec les paramètres statistiques des données extraites d'amplitude. Dans cette partie, nous présenterons les différentes étapes aboutissant à la détermination de ces paramètres statistiques avec lesquels nous développons notre proposition de méthodologie quantitative de classification.

2.2 Analyse des amplitudes des ondes acoustiques le long d'un forage

L'étude statistique de l'amplitude des ondes acoustiques permet d'apprécier la variabilité de l'amplitude le long d'un forage vertical. La figure 4 représente les distributions des temps de retour et des amplitudes des ondes acoustiques obtenues dans une même direction tout le long du forage. L'étude statistique de l'amplitude monte un coefficient de variation CV = 23,2 %, ce qui représente une dispersion nettement plus importante que celle qui est obtenue pour le temps de retour (CV = 5,3 % pour le même forage et pour les mêmes points de mesure).



Figure 4 : Distributions des temps de retour $[\mu_s]$ et des amplitudes des ondes acoustiques le long d'un forage vertical

L'étude de la distribution des amplitudes montre que celle-ci est fonction de plusieurs paramètres. La géométrie fait partie de ceux-ci car l'on retrouve une distribution semblable au temps de retour de l'onde. Cependant, il apparaît que l'amplitude est sensible aux irrégularités géométriques de l'ordre du millimètre le long de la paroi ce qui rend compte avec une grande précision de la géométrie de la paroi. Par ailleurs, il apparaît des variations de l'amplitude dans des zones où le forage ne présente pas d'irrégularité. Cela permet d'indiquer que la nature des roches et leurs propriétés physiques sont aussi des paramètres d'influence de l'amplitude acoustique.

Afin de pouvoir rendre compte des paramètres physiques d'influence de l'amplitude, nous superposons des photographies de carottes avec la courbe de l'amplitude à 0° en fonction de l'amplitude (Figure 5). Nous remarquons ainsi l'alignement entre des pics d'amplitude et des discontinuités visibles sur les carottes, faisant

apparaître que l'amplitude réagit aux discontinuités ouvertes, mais aussi aux autres discontinuités fermées ou partiellement ouvertes.



Figure 5 : Superposition de l'amplitude et des photos de carottes

2.3. Localisation des discontinuités à partir des amplitudes

Les diagraphies d'imageries acoustiques permettent de connaitre les valeurs d'amplitude des ondes acoustiques réfléchies dans les différentes directions et altitudes. Ces données sont consignées dans des tableaux de valeurs d'amplitude. A titre d'exemple, la figure 6 montre un extrait d'un tableau de données d'amplitudes sur une zone de discontinuité, où les valeurs basses des amplitudes ont été traitées par un filtre de couleur. Nous remarquons que le rendu est proche de celui d'une imagerie acoustique.



Figure 6 : Vue Excel d'une discontinuité ouverte

De manière à déterminer les valeurs d'amplitude de la discontinuité, il est nécessaire de déterminer la position exacte de la discontinuité. La forme d'un forage étant un cylindre et une discontinuité apparaissant suivant un plan incliné, l'intersection du plan et du cylindre est alors une ellipse qui, une fois déroulée, donne une sinusoïde. Afin de pouvoir caractériser une discontinuité, nous étudions l'équation théorique de cette sinusoïde qui s'exprime sous la forme :

$$Z(\theta) = \alpha \cdot \sin(\theta + \beta)$$
⁽¹⁾

Où α correspond à l'amplitude et β à la phase à l'origine.

Les paramètres α et β sont déterminés par la géométrie de la discontinuité, à partir de son altitude Zf, du pendage θ_f , du diamètre extérieur du forage ϕ_f et de son orientation Δ_f :

$$\alpha = \frac{\tan \theta_F \times \theta_f}{2} \qquad \qquad \beta = \frac{\pi}{2} - \Delta_f \tag{2}$$

L'équation (1) correspond à celle d'une discontinuité parfaitement sinusoïdale associée aux paramètres d'altitude, de pendage, d'orientation et de diamètre de forage donnés. Toutefois, les discontinuités réelles

observées sur les diagraphies ne sont pas parfaitement sinusoïdales du fait que l'intersection du forage par la discontinuité n'est pas parfaitement plane. Ainsi, afin de permettre la détermination des valeurs d'amplitude propres à la discontinuité réelle, nous proposons de circonscrire la discontinuité par deux sinusoïdes placées de part et autre de la sinusoïde théorique (Figure 7).



Figure 7 : Vue en coupe d'un schéma de forage

Si malgré cette procédure la discontinuité n'est toujours pas bien circonscrite du fait notamment que la discontinuité n'est pas plane à l'échelle de la carotte, nous proposons un ajustage manuel de la sinusoïde en modifiant l'altitude ou l'orientation ou encore le pendage, permettant d'affiner précisément la zone où les valeurs d'amplitude de la discontinuité sont recherchées (Figure 8).



Figure 8 : Correction manuelle de la zone de recherche des amplitudes correspondant à la discontinuité

2.4. Proposition de paramètres caractérisant la discontinuité

Une fois repérée avec précision la zone de la discontinuité et toutes les valeurs d'amplitude associées, nous recherchons à définir des paramètres propres à traduire une signature de la discontinuité. Il s'agit de proposer des paramètres de nature à caractériser les valeurs d'amplitude mesurées sur la zone de discontinuité.

Notre proposition consiste à adopter :

- un premier paramètre qui rende compte de la valeur moyenne de l'amplitude mesurée sur la discontinuité, que nous appelons l'amplitude résultante de la discontinuité,

- un deuxième paramètre qui rende compte de la dispersion des valeurs d'amplitude sur la discontinuité, que nous appelons l'écart type de l'amplitude de la discontinuité.

Dans la zone qui circonscrit la discontinuité, il faut choisir une seule valeur d'amplitude pour chaque orientation. Les discontinuités étant mises en exergue par de faibles valeurs d'amplitude, nous gardons, pour une orientation donnée, la valeur la plus faible.

Nous proposons donc de déterminer ces paramètres de la façon suivante (Figure 9) :

- pour l'amplitude résultante, nous recherchons dans une direction donnée θ la valeur minimum de l'amplitude dans la zone circonscrite par les deux sinusoïdes, puis nous adoptons la moyenne des valeurs minimum obtenues dans l'ensemble des directions. L'amplitude résultante correspond ainsi à la moyenne des valeurs minimum d'amplitude de l'onde tout le long de l'intersection de la discontinuité avec le forage ;

- l'écart type de l'amplitude de la discontinuité est obtenu en recherchant l'écart type des valeurs minimum obtenues dans l'ensemble des directions. L'écart type rend compte de la dispersion de l'amplitude de l'onde tout le long de l'intersection de la discontinuité avec le forage.

Physiquement, l'amplitude résultante représente pour une discontinuité la moyenne des valeurs minimales des points de mesures qui décrivent le lieu géométrique de la discontinuité et l'écart type exprime la dispersion de ces valeurs minimales qui ont servi au calcul de l'amplitude résultante.



Figure 9 : Amplitude résultante et écart type d'une discontinuité

Dans notre étude, nous obtenons une valeur pour chaque pas angulaire de 1,25°, soit un total de 288 valeurs. Il s'agit ensuite de calculer la moyenne et l'écart type de ces valeurs minimum, qui deviendront le couple de paramètres statistiques amplitude résultante et écart type destinés à caractériser les discontinuités.

2.5. Lien physique entre l'ouverture des discontinuités et les paramètres amplitude résultante et écart type

Deux considérations physiques relatives à la définition théorique des deux paramètres proposés amplitude résultante et écart type permettent d'envisager la classification des discontinuités relevées sur les imageries acoustiques en fonction de leur degré d'ouverture :

Premièrement, une discontinuité ouverte induit une onde réfléchie plus faible alors qu'une discontinuité fermée induit une onde réfléchie plus élevée. De ce fait, plus une discontinuité est ouverte et plus son amplitude résultante devrait diminuer.

Deuxièmement pour une discontinuité donnée, la présence de matière (discontinuité fermée) ou l'absence de matière (discontinuité ouverte) diminue la dispersion des amplitudes minimales, se traduisant donc par un écart type plus faible. A contrario, une alternance d'absence et de présence de matière (discontinuité partiellement ouverte) favorise la dispersion des valeurs minimales d'amplitudes.

2.6. Automatisation de la détermination de l'amplitude résultante et de l'écart type

Le nombre de discontinuités dans un forage peut être très important et nous souhaitons permettre l'automatisation de la caractérisation des discontinuités. Par exemple pour le barrage étudié, les forages montrent plus de 97 discontinuités sur quelque 31 m de forage en fondation. Afin d'automatiser la détermination des deux paramètres amplitude résultante et écart type, nous avons développé un algorithme associé à un programme informatique Excel couplé avec Visual Basic permettant de calculer les amplitudes et écart-types pour un grand nombre de discontinuités.

Celui-ci consiste à :

- déterminer l'équation théorique de $Z(\theta)$ en fonction de l'altitude Z_f , du pendage θ_f et de l'orientation Δ_f de la discontinuité ;

- afficher la sinusoïde théorique et la discontinuité réelle pour voir si l'équation théorique se confond bien avec l'allure réelle. Dans le cas contraire, il faut rectifier l'équation théorique en modifiant les coordonnées de la discontinuité ;

- pour chaque direction θ donnée, déterminer un intervalle $[Z(\theta) - n.\mu; Z(\theta) + n.\mu]$ où μ est l'incrément vertical de descente de la caméra acoustique ($\mu = 0.8$ mm dans notre étude) et n un nombre entier déterminé automatiquement de manière à circonscrire la zone de faibles valeurs d'amplitude ;

- déterminer l'amplitude minimum dans chaque intervalle $[Z(\theta) - n.\mu; Z(\theta) + n.\mu]$ correspondant à une direction θ donnée ;

- déterminer des paramètres amplitude résultante et écart type propres à chaque discontinuité.

3. APPLICATION AUX DISCONTINUITES DU MASSIF ROCHEUX DU BARRAGE ETUDIE

3.1. Détermination des paramètres statistiques amplitude résultante et écart type

La fondation du barrage étudié est une roche métamorphique composée de gneiss et de migmatite, dont la matrice rocheuse est caractérisée par une foliation de vecteur pendage à 30°NE. Elle est composée : i) d'un horizon supérieur faisant l'interface avec le barrage, présentant une épaisseur comprise entre de 10 cm à 3 m, et fracturé subverticalement avec de nombreuses irrégularités sur les surfaces des discontinuités ; ii) d'un horizon inférieur constitué du socle rocheux, fracturé subverticalement par deux familles principales de discontinuités. Pour les deux horizons, l'inspection des carottes permet de prendre l'hypothèse d'une absence de matériau de remplissage entre les épontes des discontinuités, permettant une détection aisée des ouvertures.

Les données d'amplitude proviennent de 4 forages verticaux (numérotés FV1 à FV4), permettant d'obtenir une bonne représentativité de la fracturation et de la lithologie du massif de fondation (Tableau 1).

Désignation	Diamètre [mm]	Longueur du forage dans la fondation [m]
FV1	145	7,30
FV2	145	5,12
FV3	83	9,03
FV4	83	9,90

Tableau 1 : caractéristique des forages

Tout d'abord, les imageries optiques et acoustiques, associées à l'altitude et l'orientation des discontinuités, sont classées de façon classique manuellement par un opérateur en fonction du degré d'ouverture selon les trois groupes de discontinuités : discontinuités ouvertes, fermées et partiellement ouvertes. Pour les forages FV1 à FV4, le travail de classement manuel effectué a conduit à examiner un total de 97 discontinuités réparties dans les trois catégories (Tableau 2).

Nom forage	Discontinuités ouvertes	Discontinuités fermées	Discontinuités
			partiellement ouvertes
FV1	5	7	6
FV2	2	7	5
FV3	18	9	6
FV4	5	14	14
Total	30	37	30

Tableau 2 : classement des discontinuités par l'opérateur sur la base des imageries optique et acoustique

Ensuite, les paramètres d'amplitude résultante et d'écart type sont calculés pour chaque catégorie de discontinuités. La procédure de calcul des deux paramètres associés à chaque discontinuité a été programmée et le calcul a été automatisé tout le long du forage selon la procédure décrite préalablement.

La classification manuelle des discontinuités en 3 catégories d'ouverture et le calcul d' amplitudes résultantes et d'écarts types pour chaque catégorie ont permis de déterminer les dispersions des paramètres pour chacun forage et pour chaque catégorie de discontinuité. Les résultats sont présentés sous formes de diagrammes qui montrent, pour chaque catégorie de discontinuités, la dispersion de l'amplitude résultante et l'écart type (Figure 10). Dans ces graphiques, la valeur d'interface entre les couleurs verte et marron indique la valeur moyenne du paramètre étudié (amplitude résultante ou écart type) et l'épaisseur du marqueur vert et marron indique l'écart type de ce même paramètre.



Figure 10 : Dispersion autour de la moyenne de l'amplitude résultante et de l'écart type dans les différents forages

Ce travail de détermination des paramètres d'amplitude résultante et d'écart type dans les trois catégories de discontinuité permet de mettre en évidence les éléments suivants :

- Les graphes de dispersion de l'amplitude résultante montrent que plus l'amplitude est faible, plus la discontinuité a tendance à se classer dans la catégorie des discontinuités ouvertes. De même, si l'amplitude est élevée, il s'agit plus probablement d'une discontinuité fermée ou partiellement ouverte. Ainsi, il serait presque possible de caractériser une discontinuité à partir simplement de son amplitude résultante. Cependant les valeurs d'amplitude des discontinuités fermées et partiellement ouvertes sont souvent proches et deux discontinuités appartenant chacune à une de ces deux catégories peuvent avoir une amplitude résultante proche ;

- les graphes de dispersions de l'écart type montrent que seules les discontinuités ouvertes ont un écart-type faible. Ce paramètre permet donc de caractériser aisément cette catégorie de discontinuités ;

- les graphes de dispersion de l'écart type montrent un très faible recouvrement entre les deux zones de dispersions des discontinuités partiellement ouvertes et des discontinuités fermées. Ainsi, le paramètre écart type apparaît pertinent pour différencier les discontinuités partiellement ouvertes des discontinuités fermées.

Au final, nous pouvons différencier les trois types de discontinuités au moyen des deux paramètres d'amplitude résultante et d'écart-type :

- Les discontinuités ouvertes sont caractérisées par des couples amplitudes résultantes et écarts types faibles ;

- Les discontinuités fermées sont caractérisées par les amplitudes résultantes les plus élevées. Par contre, elles ont des écarts types moins élevés que ceux des discontinuités partiellement ouvertes ;

- Les discontinuités partiellement ouvertes se caractérisent par des valeurs d'écarts types les plus élevées et des valeurs d'amplitudes résultantes plus ou moins grandes.

Ainsi, il apparaît que l'amplitude résultante et l'écart type sont sensibles aux ouvertures des discontinuités. Par ailleurs, l'application au barrage étudié met en évidence que chaque catégorie d'ouverture de discontinuités est caractérisée par des couples de ces paramètres qui ont une tendance spécifique et propre à la catégorie.

3.2. Caractérisation de l'ouverture d'une discontinuité à partir des paramètres statistiques amplitude résultante et écart type

Nous analysons les paramètres statistiques amplitude résultante et écart type pour l'ensemble des discontinuités des quatre forages du barrage (Figure 11).



Figure 11 : Dispersion autour de la moyenne de l'ensemble des discontinuités du barrage étudié pour les paramètres d'amplitude et d'écart-type

Nous proposons alors de classifier les discontinuités en étudiant leur distribution statistique en fonction des deux paramètres d'amplitude résultante et d'écart-type (Figure 12). Cette analyse fait apparaître clairement que chaque type de discontinuité va se concentrer dans une zone.



Figure 12 : Distribution de l'ensemble des discontinuités par couple amplitude résultante et écart-type

Ainsi si l'on vient à étudier un autre forage, la classification pourra se faire de façon quantitative, en se basant sur des valeurs d'amplitudes résultante et d'écart type plutôt que sur une analyse visuelle des carottes de forages ou les imageries optiques et acoustiques. Par ailleurs, l'analyse quantitative des amplitudes résultante et des écarts types permet d'obtenir des paramètres de comparaison entre différentes discontinuités d'un massif rocheux.

Remarquons que la démarche traditionnelle d'analyse par les carottes et les imageries optiques et acoustiques n'en deviennent pas pour autant inutiles. En effet, il est difficile de déterminer le type d'une discontinuité lorsque celle-ci se situe juste à la frontière entre deux zones, et, dans ces situations, la démarche traditionnelle permettra alors de savoir leur degré de fracturation et leur classification.

4. CONCLUSION

Cette recherche a visé à caractériser les discontinuités des fondations rocheuses des barrages au moyen de données de diagraphie d'imagerie acoustique.

Tout d'abord, nous avons développé une méthode permettant de caractériser l'ouverture des discontinuités au moyen de l'analyse de l'amplitude des ondes acoustiques. La méthode repose sur la détermination pour chaque discontinuité de deux paramètres statistiques : l'amplitude résultante de la discontinuité qui rend compte de la valeur moyenne de l'amplitude mesurée sur la discontinuité et l'écart type de l'amplitude de la discontinuité qui rend discontinuité qui rend compte de la dispersion des valeurs d'amplitude sur la discontinuité.

Ces paramètres sont fondés physiquement. Une discontinuité ouverte induit une onde réfléchie plus faible alors qu'une discontinuité fermée induit une onde réfléchie plus élevée. Ainsi, plus une discontinuité est ouverte et plus son amplitude résultante diminue. Par ailleurs, la présence de matière (discontinuité fermée) ou l'absence de matière (discontinuité ouverte) diminue la dispersion des amplitudes, se traduisant donc par un écart type plus faible. A contrario, une alternance d'absence et de présence de matière (discontinuité partiellement ouverte) favorise la dispersion des valeurs minimales d'amplitudes.

L'application de la méthode proposée montre qu'il est possible de différencier les trois types de discontinuités au moyen des deux paramètres statistiques amplitude résultante et écart-type : les discontinuités ouvertes sont caractérisées par des couples amplitudes résultantes et écarts types faibles, les discontinuités fermées sont caractérisées par les amplitudes résultantes les plus élevées et les discontinuités partiellement ouvertes se caractérisent par des valeurs d'écarts types les plus élevées.

L'application a mis en évidence que cette méthode permet de faciliter la classification des discontinuités en fonction de leur ouverture et constitue une aide significative au traitement classique manuel et visuel d'un technicien spécialisé. Par ailleurs, l'analyse quantitative des amplitudes résultante et des écarts types des discontinuités permet d'obtenir des paramètres de comparaison entre différentes discontinuités d'un massif rocheux. Enfin, nous avons développé un outil informatique permettant d'automatiser la procédure de classification des discontinuités, permettant ainsi un gain de temps considérable dans le traitement des données.

RÉFÉRENCES

Aftes. 2003. Recommandations relative à la caractérisation des massifs rocheux utile à l'étude et à la réalisation des ouvrages souterrains. Tunnels et Ouvrages souterrains N° 177: 30p.

Arditty, P.C., Mathieu F., Staron, Ph. 1988. Caractérisation des gisements d'hydrocarbures fracturés en utilisant l'outil de diagraphie acoustique EVA. Revue française de Géotechnique, vol 45: pp 21-36

Barton, N. R., Choubey V. 1977. The shear strength of rock joints in theory and practice. Rock Mech Rock Eng Vol 10 (1-2): pp 1-54.

Barton, N. S., Bandis, S., Bakhtar, K. 1985. Strength, deformation and conductivity coupling of rock joints. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., 22(3): pp 121-140.

Carvajal, C., Peyras, L., Bacconnet, C., Becue, J.P. 2009. Probability modeling of shear strength parameters of RCC gravity dams for reliability analysis of structural safety. European Journal of Environmental and civil Engineering, 13(1): 91-119

Cornet, F. H. 1988. Reconnaissance par diagraphie des fractures recoupées par un forage. Revue Française de Géotechnique, n°45: pp 5-19

Hoek, E., Bray, J.W. 1981. Rock slope engineering, 3rd edition. CRC Press. 368 p.

Hoek, E., Brown, E.T. 1980. Underground excavation in rock. London, Instn Min. Metall. .

Hoek, E., Brown, E.T. 1997. Practical estimates of rock mass strength, Int. J. Mech. Min. Sci & Geomech. Vol 34: pp 1165-1186.

Johansson, F. 2005. Stability Analyses of Large Structures Founded on Rock. Licentiate Thesis. Division of Soil and Rock Mechanics, Stockholm, Sweden, Royal Institute of Technology. 264 pp

Lau, J.S.O., Auger, L.F., Bisson, J.G. 1987. Subsurface fracture surveys using a borehole television camera and acoustic televiewer. Canadian Geotechnical Journal 24(4): 499-508.

Lurton, X. 1998. Acoustique sous marine : présentation et applications. Ifremer Ed. 110 p. Mari, J.-L., Arens, G.1998. Géophysique de gisement et de génie civil. Editions Technip. 488 p.

Mari, J.-L., Coppen, F.1993. Traitement des diagraphies acoustiques. Editions Technip.

Paillet, F. L. 1980. Acoustic propagation in the vicinity of fracture which interest a fluid-filled borehole. In 21st annual logging symp, Lafayette, p. DD1-DD33

Patton, F. D. 1966. Multiple modes of shear failure in rock. 1er Congrés de la société internationale de mécanique des roches. Lisbonne: pp 509-513.

Rifp 1991. Nouvelles méthodes d'identification des fractures par diagraphie acoustique en full wave form." revue de l'institut français du pétrole vol. 46 N°2 Mars-Avril.

Tse, R., Cruden, D.M. 1979. Estimating joint roughness coefficients. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences and 16(5): 303-307.

Williams, J. H., Johnson, C. D. 2004. Acoustic and optical borehole-wall imaging for fractured-rock aquifer studies. Journal of Applied Geophysics 55(1-2): 151-159.

Yu, X., Vayssade, B. 1991. Joint profiles and their roughness parameters. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences 28(4): 333-336.

UNE NOUVELLE CARACTERISATION DES FONDATIONS ROCHEUSES POUR UNE MEILLEURE APPROCHE DE LA RESISTANCE AU CISAILLEMENT D'UNE INTERFACE BETON-ROCHE

A new characterization of rock foundations for a better shear strength assessment of concrete-rock interface

Hussein, Mouzannar³, Ifsttar, département GERS, 25 Avenue François Mitterrand, Bron, 69500, France hussein.mouzannar@ifsttar.fr

Marion, Bost ; Patrick, Joffrin Ifsttar, département GERS, 25 Avenue François Mitterrand, Bron, 69500, France marion.bost@ifsttar.fr, patrick.joffrin@ifsttar.fr

MOTS CLÉS

Barrage-poids, fondation rocheuse, rugosité, effet d'échelle, stéréo-corrélation d'images.

RÉSUMÉ

La construction d'un barrage-poids sur une fondation rocheuse nécessite une justification de la stabilité vis-à-vis du glissement à l'interface entre béton et roche. Or les nombreuses recherches sur le comportement au cisaillement d'une discontinuité rocheuse ont mis en évidence que le comportement dépend en partie de la morphologie de la surface rocheuse. L'étude du comportement au cisaillement d'une interface béton-roche doit donc comprendre la caractérisation de la rugosité de la surface rocheuse. Cette dernière présente des irrégularités à différentes échelles. Plusieurs paramètres ont été définis pour tenter de caractériser quantitativement la rugosité d'une surface rocheuse. Le calcul de ces paramètres nécessite préalablement une digitalisation de la surface rocheuse. La plupart des techniques de mesure utilisées permettent des mesures en laboratoire sur des surfaces de petite dimension relativement à celles d'un plot d'un barrage-poids. La technique de stéréo-corrélation d'images avec projection de lumière texturée récemment développée permet d'effectuer des mesures de rugosité in-situ sur de grandes surfaces avec une grande résolution de mesure. Elle a donc été étudiée pour évaluer la faisabilité de la digitalisation de la morphologie de la fondation rocheuse d'un barrage-poids. Des mesures de la rugosité sur des surfaces naturelles de granite de différentes dimensions ont été effectuées par stéréo-corrélation d'images avec projection de lumière texturée. Elles ont permis de définir la notion de surface élémentaire représentative, dans le cas d'une surface granitique et pour ce domaine d'application. Cette caractérisation supplémentaire des fondations rocheuses devrait permettre de mieux caractériser le comportement au cisaillement à l'interface béton-roche.

ABSTRACT

The construction of a gravity dam on a rock foundation requires a justification of the stability against the sliding at the interface between concrete and rock. Several studies on the shear behavior of rock shear discontinuity showed that this behavior depends on the morphology of the rock surface. The characterization of the rock surface morphology must be an inseparable factor in the study of shear behavior of concrete-rock interface. Many studies had performed to characterize the roughness of a natural rock surface using several parameters. A digitalization of the surface is required before the calculation of these parameters. Most of the used techniques allow measurements in laboratory on surfaces of small dimensions relative to those of a gravity dam foundation. The digital image correlation with projection of textured light is recently developed and used to measure the roughness on large in-situ areas with a high measurement resolution. This technique is studied to test their feasibility for digitizing the morphology of the rock surfaces of granite with different dimensions were digitized with an apparatus using the technique of digital image correlation with projection of textured light. They have defined the concept of representative elementary surface in the case of a granite surface. This characterization of rock foundations should characterize in a better way the shear behavior of the concrete-rock interface.

³Auteur correspondant

1. INTRODUCTION

Un traitement de la surface et dans la masse du terrain de fondation est réalisé avec un soin très particulier avant la construction d'un barrage-poids [1]. La préparation du fond de fouille d'un barrage sert à atteindre le rocher sain, rocher non altéré dans la masse avec une fracturation refermée. En effet une surface rocheuse, et en particulier celle constituant la fondation des barrages-poids, n'est jamais un plan : elle présente des irrégularités plus ou moins importantes à différentes échelles. A l'instar du domaine de la mécanique des roches où il est démontré que la morphologie de la surface rocheuse affecte la résistance au cisaillement de la discontinuité rocheuse [2 ; 3 ; 4], la résistance mécanique de l'interface béton-roche à la base d'un barrage-poids dépend de la géométrie du fond de fouilles [5]. L'étude de la rugosité de la surface rocheuse est donc un élément indissociable dans une telle étude du comportement au cisaillement d'une interface béton-roche.

Afin d'étudier l'effet de la rugosité de la surface rocheuse sur le comportement au cisaillement des discontinuités rocheuses, plusieurs auteurs [2;4;6;7] ont tenté de caractériser quantitativement cette rugosité par des approches statistique, fractale, empirique ou géométrique tridimensionnelle. Le calcul de ces paramètres nécessite préalablement une digitalisation de la surface rocheuse. Plusieurs appareils existent pour effectuer la digitalisation des surfaces. Ils se divisent en deux catégories selon le principe technologique utilisé : les appareils de contact qui nécessitent un contact entre l'outil de mesure et la surface, et les appareils optiques qui permettent de mesurer la rugosité sans contact.

Dans la suite, nous justifierons dans un premier temps, le choix de la technique de mesure par stéréo-corrélation d'images avec projection de lumière texturée, après une présentation des différentes techniques de mesure existantes. Puis nous présenterons les mesures effectuées et les résultats obtenus sur une surface naturelle de granite de l'ordre de 1m². Enfin une étude succincte de la rugosité de la surface granitique est présentée par le calcul de paramètres statistiques et une discussion sur leur mode de calcul.

2. CHOIX DU SYSTEME DE MESURE

Pour avoir une bonne caractérisation de la morphologie de la surface digitalisée, il est nécessaire que les mesures aient les caractéristiques suivantes :

- une bonne précision verticale : l'appareil doit donner des mesures avec une faible incertitude sur la hauteur des irrégularités mesurées (Graphique 1) ;
- une bonne résolution latérale de mesure : la résolution latérale signifie l'écart entre deux points consécutifs de mesure (Graphique 1Graphique). Plus cet écart est petit, plus les résultats de la digitalisation sont proches de la surface irrégulière réelle.

Dans le cas de l'étude de l'interface béton-roche à la base d'un barrage-poids, le choix de l'appareil de mesure doit également tenir compte de :

- la possibilité de l'utiliser in situ : l'appareil de mesure doit pouvoir être utilisé sur une surface rocheuse sur le site d'un projet de barrage ou à proximité d'un barrage existant ;
- la possibilité de mesurer une grande surface : l'appareil doit avoir la capacité de digitaliser de grandes surfaces rocheuses.



Graphique 1 : Définitions de la résolution et de la précision.

Différents appareils relatifs aux techniques avec et sans contact sont présentés dans le paragraphe qui suit. La technique de la stéréo-corrélation d'images avec projection de lumière texturée est ensuite plus particulièrement détaillée et son choix est justifié.

2.1 Différents appareils pour digitaliser une surface

Les appareils de contact consistent à faire parcourir sur la surface rocheuse, une aiguille et à mesurer le déplacement vertical de cette dernière lors de son déplacement. Sur la base de ce principe, un certain nombre de dispositifs ont été développés. Le peigne conformateur [2 ; 8] est ainsi formé de 180 aiguilles mobiles alignées pour former un peigne de 15 cm de long. La technologie du profilomètre mécanique qui utilise le déplacement d'un stylet en contact avec la surface de l'éponte est également utilisé [3].

Parmi les appareils sans contact, le profilomètre laser a déjà été utilisé pour digitaliser les surfaces rocheuses [6; 9]. Il se base sur le principe de l'intensité de la lumière réfléchie qui est une fonction de la rugosité du matériau sur lequel les mesures sont effectuées. La mesure de la surface s'effectue en déplaçant manuellement le dispositif audessus de la surface à mesurer. La technique de photogrammétrie [10] est utilisée pour digitaliser en 3D la surface en utilisant deux appareils photos pour capter deux images de la surface à mesurer avec deux angles de vue différents. Ces deux photos sont ensuite traitées par un logiciel de traitement d'images pour donner une cartographie de la surface mesurée. La technique de stéréo-corrélation d'images avec projection de lumière texturée a été utilisée dans des études récentes [11; 12] pour digitaliser des surfaces rocheuses. Cette technique est basée sur un système formé de deux capteurs CCD qui captent deux images de deux angles différents d'un objet sur lequel est projetée une lumière texturée. Sur la base des deux photos de la surface texturée et du principe de la géométrie épipolaire, une cartographie 3D de la surface digitalisée est établie. Le Tableau 1 compare les caractéristiques de quelques appareils de mesure déjà utilisés pour caractériser la morphologie de surfaces rocheuses.

2.2 Système de stéréo-corrélation d'images avec projection de lumière texturée

En considérant les caractéristiques et les capacités des différents appareils présentés ci-après (Tableau 1), la technique de stéréo-corrélation d'images avec projection de lumière texturée semble être la plus adaptée pour l'étude de la morphologie de la fondation d'un barrage. En effet, cette technologie permet de mesurer rapidement, in-situ, une grande surface avec résolution et précision, du fait de sa facilité d'utilisation, de transport et de traitement des données. D'autre part, la lumière à franges projetée sur la surface à mesurer permet d'effectuer des mesures précises indépendamment des conditions ambiantes de lumière ce qui facilite l'utilisation de cette technique en extérieur.

L'appareil ATOS Compact Scan de GOM (Graphique 2) qui a recours à cette technologie, a été retenu pour effectuer nos campagnes de mesure. Il est équipé de deux capteurs de mesure CCD haute résolution (jusqu'à 5 mégapixel) et d'une optique conçue spécialement pour des mesures de grande précision. Positionné entre ces deux capteurs, se trouve le projecteur de lumière texturée. Les deux capteurs enregistrent des images de deux angles de vue différents de la surface ainsi éclairée. Connaissant la distance de mesure et l'angle entre les capteurs et le projecteur de franges par une calibration du système, il est possible d'analyser les contrastes créés par le défilement des franges dans les images numériques captées et ainsi d'évaluer, dans le référentiel de mesure, les coordonnées X, Y et Z de chaque pixel composant la surface de l'objet digitalisé en s'appuyant sur le principe de la géométrie des lignes épipolaires.



Graphique 2 : Appareil ATOS Compact Scan (source : www.gom.com).

D'un point de vue pratique, l'appareil est léger (< 5kg). Il est fixé sur un trépied fixe ou mobile selon la surface à mesurer. Des images sont prises de différents angles de vision afin que toute la surface soit mesurée. Pour une grande surface de mesure, la mesure est effectuée en déplaçant l'appareil autour de la surface à mesurer. Dans ce dernier cas, les images sont traitées par reconnaissance de forme pour établir une cartographie 3D de toute la surface.

En cas de variation de température ou de transport du matériel sur de longue distance, l'appareil nécessite une calibration préalablement à toute mesure pour déterminer les paramètres intrinsèques (distance focale, distorsion) et extrinsèques (orientation de la tête, projection de lumière) du système. La calibration se fait en utilisant une croix avec des points-cibles distribués de manière connue.

L'utilisation de cet appareil in-situ possède cependant quelques limitations :

- Nécessité d'une alimentation électrique,
- Sensibilité du système à l'eau,
- Luminosité contrastée
- -

La résolution de mesure de l'appareil dépend des capteurs utilisés et de la distance de mesure. La résolution des capteurs et l'objectif utilisé définissent le nombre de pixels mesurés. La distance de mesure détermine les dimensions de la surface exposée à la lumière texturée. Les dimensions de la surface exposée et le nombre de pixels permettent de définir les dimensions du pixel et donc la résolution latérale de mesure. Dans la suite, les capteurs CCD utilisés sont de résolution 5 mégapixels et les objectifs ont une focale de 6mm pour les capteurs et de 8mm pour le projecteur. L'appareil peut ainsi digitaliser une surface de 0,6m x 0,450m avec une résolution de 0,25mm (~16 points/mm²).

Appareil de mesure	Illustration	Mode d'acquisition	Précision (mm)	Résolution	Digitalisation de grande surface	In-situ	Remarques
Peigne conformateur	[6]	Manuelle par profil, en parcourant la surface à mesurer	10 ⁻²	Selon la distance entre les aiguilles et le diamètre de l'aiguille	Difficile pour cause de temps nécessaire et de difficulté d'assemblage de mesures	Possible	 Usure des aiguilles ; Non adapté pour microrugosité.
Profilomètre mécanique	[6]	Manuelle par profil, en parcourant la surface à mesurer	10-2	selon le diamètre de la pointe et la vitesse de balayage : entre 0,5 et 2mm	Difficile pour cause de temps nécessaire et de difficulté d'assemblage de mesures	Possible	 Usure des aiguilles ; Non adapté pour microrugosité.
Profilomètre laser	(source : www.directindustry.fr)	Manuelle par profil, en parcourant la surface à mesurer	10-2	Selon la vitesse de balayage : max 0,2mm	Possible si adaptation d'un support pour l'appareil	Non	 Problème avec les cristaux de quartz ; Vitesse d'acquisition dépendante de l'opérateur.
Photogrammétrie	(source : www.geodesie- maintenance.com)	Globale de la surface par prise de deux photos de deux angles différents	10-1	Selon la résolution de l'optique et la distance de mesure	Possible	Possible	 Problème de repérage de la position des appareils photo ; Calibration.
Stéréo-corrélation d'images avec projection de lumière texturée	(source : www.gom.com)	Globale de la surface par prise de deux séries de photos simultanées	10-2	Selon la résolution des capteurs et la distance de mesure	Possible	Possible	Le plus utilisé dans les études récentes sur surfaces rocheuses.

 Tableau 1 : Quelques appareils de mesures utilisés pour digitaliser les surfaces rocheuses.

3. MESURES ET RESULTATS

3.1 Mesures de la morphologie de surfaces granitiques

Cette campagne de mesures de la morphologie de surfaces granitiques s'inscrit dans un programme de recherche qui vise à étudier l'effet d'échelle sur l'évaluation de la résistance au cisaillement d'une interface béton-roche. Les surfaces rocheuses naturelles de blocs de granite de différentes dimensions (Figures 3 et 4 : $0,03m^2$ et ~1m²) sont donc digitalisées en utilisant la technique de stéréo-corrélation d'images avec projection de lumière texturée.

Un repère défini sur le bloc mesuré est nécessaire pour pouvoir, par la suite, repérer les coordonnées des points mesurés sur la surface rocheuse. Nous avons donc matérialisé notre repère de mesure par une équerre fixée sur un coin du bloc à une hauteur déterminée (**Graphique 3**-a et **Graphique 3**-b).



Graphique 3 : (a) Surface de granite digitalisée de dimensions 900mm x 750 mm (Bloc H) (longueur de l'équerre : 300mm). (b) Surface de granite digitalisée de dimensions 200mm x 145mm (Bloc A).

La technique de mesure ne permet pas de digitaliser les zones marquées par de la peinture sombre par manque de contraste (**Graphique 3**-a: présences de croix noires ; **Graphique 3**-b: présence d'une ligne noire). Pour cela, un traitement de surface a été fait préalablement à la mesure en bombant les zones noires par une peinture antireflet. Cette peinture n'affecte pas la morphologie de la surface et peut être éliminée par un nettoyage à l'eau sous pression après la mesure.

Des points cibles ont été collés sur les parois latérales des blocs. Ils seront détectés par le logiciel de traitement permettant ainsi une meilleure reconnaissance des zones chevauchées entre les images issues de prises de vues différentes pour la reconstruction de la surface 3D.

7 grandes surfaces naturelles de granite, proches de $1m^2$ chacune, et 4 petites surfaces de granite, de 0,03 m² chacune, ont ainsi été digitalisées.

3.2 Résultats : reproduction 3D des surfaces digitalisées

Le traitement des données de mesure s'effectue par un logiciel spécifique au système ATOS compact scan qui prend en compte la calibration initiale de l'appareil et qui se base sur le principe de triangulation de Delaunay. Le temps de traitement est relativement court : pour un bloc de l'ordre de 1m² et avec une résolution de l'ordre de 0,25mm, c'est-à-dire avec 10 millions de points mesurés, le logiciel de traitement prend une quinzaine de minutes pour donner en sortie une cartographie en 3D de la surface discrétisée en triangles. Le **Graphique 4**-a montre la topographie de la surface obtenue.

Le **Graphique 4**-b montre la cartographie de la surface tracée sous le logiciel Matlab après exportation, traitement et interpolation des mesures : les hauteurs des irrégularités sont relatives au plan moyen de la surface rocheuse obtenue par la méthode des moindres carrés.



Graphique 4 : (a) Topographie de surface digitalisée donnée par le logiciel de traitement propre à l'ATOS compact scan. (b) Topographie de surface relative au plan moyen de la surface digitalisée.

4. CARACTERISATION DE LA RUGOSITE DES SURFACES GRANITIQUES

Une fois la surface digitalisée avec résolution et précision, la caractérisation de la rugosité de la surface repose sur l'évaluation de paramètres.

La caractérisation quantitative de la rugosité de la surface rocheuse a fait l'objet de la définition de différents paramètres comme : les paramètres statistiques [6], les paramètres de description empirique [2], les paramètres fractals [7], les paramètres géostatistiques [13], les paramètres de géométrie tridimensionnelle [4 ; 12]. Dans la suite, la rugosité de la surface du bloc H (**Graphique 3**-a) est étudiée à l'aide de quelques paramètres statistiques. Le but est de comparer les valeurs de ces paramètres calculées sur des portions de la surface de différentes dimensions et selon différentes conditions de calcul (plan de référence).

4.1 Paramètres statistiques évalués

Les paramètres statistiques caractérisant la rugosité de la surface rocheuse se basent sur des éléments de description géométrique de la surface. Les éléments géométriques pris en compte dans le calcul de ces paramètres sont représenté sur le Graphique 5.

Le calcul des paramètres statistiques nécessite que les points reproduisant la surface soient espacés régulièrement. A partir de nos données brutes discrétisant la surface en triangle, il est préalablement nécessaire de projeter les données exportées après traitement sur une grille au maillage régulier. Cette étape a été réalisée en utilisant le logiciel Surfer 11 et en s'appuyant sur la méthode d'interpolation par krigeage.

Dans cette étude, nous avons retenu trois paramètres :

- k, l'étendue, qui est la différence entre le point le plus haut et le point le plus bas sur l'ensemble de la surface mesurée (Equation 1).

$$\mathbf{k} = \mathbf{z}_{\max} - \mathbf{z}_{\min} \quad , \tag{1}$$

- RMS (Root Mean Square), qui est la moyenne quadratique des hauteurs (Equation 2).

RMS =
$$\sqrt{\frac{1}{L}} \int_{0}^{L} z^{2}(x) dx \approx \sqrt{\frac{1}{N} \sum_{i=1}^{N} z^{2}_{i}}$$
, (2)

- Z₂ qui est la moyenne quadratique de la dérivée première des hauteurs (Equation 3). Ce paramètre représente la pente moyenne des irrégularités le long d'un profil.

$$Z2 = \sqrt{\frac{1}{L} \int_0^L \left(\frac{\partial z}{\partial x}\right)^2 dx} \approx \sqrt{\frac{1}{N} \sum_{i=1}^N \left(\frac{z_{i+1} - z_i}{\Delta x}\right)^2} \quad , \tag{3}$$



Graphique 5 : Eléments géométriques utilisés pour calculer les paramètres statistiques.

Les deux premiers paramètres représentent globalement la surface tandis que le troisième paramètre est directionnel : il est évalué selon un profil de la surface. Ce dernier paramètre (Z_2) est donc calculé sur plusieurs profils en 2D dans une direction donnée et la moyenne des valeurs estimées est retenue.

4.2 Calcul des paramètres statistiques

La rugosité de la surface rocheuse rugueuse du bloc H (**Graphique 3**-a) a ainsi été étudiée à l'aide des trois paramètres statistiques cités ci-avant.

Pour étudier l'effet de changement de dimension de la surface étudiée sur les valeurs des paramètres statistiques c'est-à-dire l'effet d'échelle, sept fenêtres rectangulaires concentriques de différentes dimensions (0,06mx0,05m, 0,12mx0,1m, 0,24mx0,2m, 0,36mx0,3m, 0,6mx0,5m, 0,84mx0,70mm et 0,9mx0,75m = surface totale du bloc) sont considérées dans cette étude (Graphique 6-a). Les paramètres ont été calculés pour chacune de ces surfaces en considérant d'une part le plan de référence comme le plan moyen de la surface effective de calcul et d'autre part, le plan de référence comme le plan moyen de la plus grande des surfaces. Le plan cité ci-avant est le plan moyen évalué par la méthode des moindres carrés.

Les Graphiques 6-b, c et d montrent les évolutions des valeurs de ces paramètres par rapport aux dimensions des surfaces et pour les deux types de plan de référence : Les courbes bleues correspondent aux évolutions des valeurs calculées sur des surfaces ayant chacune leur plan moyen propre comme plan de référence de mesure, tandis que les courbes rouges correspondent aux évolutions des valeurs calculées sur des surfaces ayant eplan de référence de mesure.

4.3 Discussion

On peut constater que, quel que soit le type de plan de référence, les paramètres ont tendance à augmenter avec l'augmentation de la surface de calcul : la caractérisation de la rugosité d'une surface rocheuse est ellemême sujet à un effet d'échelle. Cette augmentation est d'autant plus marquée que le paramètre est lié à la hauteur des irrégularités de surface (Graphique 6-b : k ; Graphique 6-c : RMS) plutôt qu'à leur inclinaison (Graphique 6-d : Z_2). Les caractéristiques de la morphologie d'une surface sont donc différemment sensibles à l'effet d'échelle.

On peut noter que ces trois paramètres caractérisant la rugosité ont des valeurs moins élevées quand ils sont calculés par rapport au plan moyen propre à la surface de calcul. Cet écart tend bien évidemment à diminuer quand la surface de calcul augmente et se rapproche de la surface totale du bloc. L'évaluation de la rugosité sur une surface dépend donc du référentiel dans lequel les paramètres sont évalués.

Le fait d'évaluer les paramètres de caractérisation de la rugosité relativement à un même plan quelque soit la surface de mesure tend à diminuer significativement l'effet d'échelle au-delà d'une certaine surface de mesure : on peut parler de surface élémentaire représentative. Dans le cadre de ces mesures, elle est de l'ordre de $0,1m^2$ pour k (**Graphique 6**-b), de $0,05m^2$ pour RMS (**Graphique 6**-c) et de $0,15m^2$ pour Z_2 (**Graphique 6**-d).



Graphique 6 : (a) Représentation schématique des différentes fenêtres considérées dans l'étude de l'effet d'échelle. (b) Evolution du paramètre K avec la surface de mesure pour les deux types de plan de référence. (c) Evolution du paramètre RMS avec la surface de mesure pour les deux types de plan de référence. (d) Evolution du paramètre Z2 avec la surface de mesure pour les deux types de plan de référence.

5. CONCLUSION

Dans le cadre de l'étude de la fondation des barrages-poids et en particulier pour l'évaluation de la résistance au cisaillement de l'interface béton-roche, il apparait intéressant de caractériser la rugosité de la surface rocheuse de fondation. Parmi les techniques de digitalisation de surface à des fins de reproduction 3D, la technique de stéréo-corrélation d'images avec projection de lumière texturée est la plus adaptée pour effectuer rapidement et facilement une mesure in-situ sur de grandes surfaces avec précision et résolution.

Cette technique a donc été utilisée pour caractériser la rugosité de surfaces naturelles de granite de différentes dimensions. Différents paramètres statistiques de caractérisation de la rugosité, relatifs à la hauteur et à l'inclinaison des irrégularités de surface, ont ainsi été évalués. Les calculs ont été effectués en faisant varier les dimensions de la surface de calcul et le plan de référence.

Les résultats ont mis en évidence que la caractérisation locale de la rugosité sur une petite surface combine un double biais par rapport à la rugosité réelle à grande échelle : l'effet d'échelle dû à la variation de la surface de mesure et le changement de référentiel de calcul.

En conclusion, la méthode de la stéréo-corrélation d'images avec projection de lumière texturée permet une reproduction précise de la morphologie d'une surface rocheuse. La prise en compte de la rugosité dans l'étude de l'effet d'échelle sur l'évaluation de la résistance au cisaillement de l'interface béton-roche devra tenir compte du biais mis en évidence dans l'évaluation des paramètres de caractérisation. La recherche de nouveaux paramètres de caractérisation de la rugosité moins sensibles à l'effet d'échelle et aux conditions de mesure est actuellement en cours.

REMERCIEMENTS

Les auteurs tiennent à remercier les équipes d'EDF-CIH et EDF-CEIDRE qui soutiennent le projet de recherche dans lequel ce travail s'inscrit.

REFERENCES

[1] CCTG, Cahier de Clauses Techniques Générales (1993). *Fascicule N°68 : Exécution des travaux de fondation des ouvrages de génie civil*. Décret n°93-1164 du 11 octobre 1993.

[2] Barton N., Choubey V (1977). «The shear strength of rock joints in theory and practice» *Rock Mechanics* **10** : 1-54.

[3] Kulatilake P., G. Shou , T.H. Huang and R.M. Morgan (1995). «New pic shear strength criteria for anisotropic rock joints.» *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanical Abstract* **32**: 673-697.

[4] Grasselli, G. (2001). *Shear strength of rock joints based on quantified surface description.* thèse de doctorat \ Ecole polytechnique federale de Lausane.

[5] CFBR, Groupe de travail (2012). *Recommandations pour la justification de la stabilité des barrages poids*. Comité francais des barrages et résevoirs.

[6] Rousseau, B. (2010). *Interfaces fragiles des ouvrages hydrauliques: morphologie et comportement mécanique*. Thèse de doctorat\ Université de Sherbrooke.

[7] Fardin N., Stephansson O., Jing L. (2001). «The scale dependence of rock joint surface roughness.» *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences* **38**: 659-669.

[8] Stimpson, B. (1982). «A rapid field method for recording joint roughness profiles.» *Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences and Geomechanics Abstracts* **19**: 345-346.

[9] Lanaro, F. (2001). *Geometry, Mechnics and Transmissivity of Rock Fractures*. Stockholm, Sweden: Thèse de doctorat \ Division of Engineering Geology, Department of Civil and Environmental Engineering, Royal Institute of Technology.

[10] Fuji Y., Takahashi M., Hori S (2007). «Three-dimensional topography of fracture surfaces obtained by a digital photogrammetric technique.» *International Journal of the JCRM* **3**: 31-36.

[11] Johansson, F. (2009). *Shear Strength of Unfilled and Rough Rock Joints in Sliding Stability Analyses of concrete dams.* Stockholm: Thèse de doctorat \ Division of Soil and Rock Mechanics Department of Civil and Architectural Engineering Royal Institute of Technology.

[12] Tatone B., Grasseli G. (2010). «A new 2D discontinuity roughness parameter and its correlation with JRC.» *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences* **47**: 1391-1400.

[13] Flamand, R. (2000). Validation d'un modèle de comportement mécanique pour les fractures rocheuses en cisaillement. thèse de doctorat \ Université du Quebec.

INTERPRETATION DES PIEZOCONES PAR COUCHES HOMOGENES Interpretation of piézocônes by homogeneous layers

Jean-François Serratrice Cerema CS70499 13593 Aix en Provence Cedex 3 France jean-francois.serratrice@cerema.fr

MOTS CLÉS

Sol, reconnaissances géotechniques, pénétromètre, liquéfaction, résistance, risque sismique.

RÉSUMÉ

Une méthode d'interprétation des données pénétrométriques est proposée qui consiste à rechercher un encadrement des mesures dans des couches homogènes d'un profil de sols. La méthode se fonde sur une procédure et des classifications en usage pour évaluer la sensibilité des sols à la liquéfaction sous l'effet d'un séisme. Connaissant les conditions sismiques du site, les résistances pénétrométriques constituent les données d'entrée au calcul des coefficients de sécurité le long du profil de sols. Un indice de sensibilité des sols à la liquéfaction est calculé ensuite pour le profil. L'encadrement des résistances pénétrométriques par couches homogènes est défini à partir de deux indices représentant la nature du sol et son état. Il prévoit un accroissement des résistances avec la profondeur. Cet encadrement permet d'apprécier l'effet des hétérogénéités locales du profil pénétrométrique sur le calcul de sensibilité à la liquéfaction, notamment en présence d'une couche mince isolée de faible résistance, car l'effet plus ou moins défavorable d'une telle couche dépend du contexte géotechnique et sismique du site, mais aussi des modes de rupture potentielle des sols du fait d'un séisme.

ABSTRACT

An interpretation method of penetrometer data is proposed to look for a bounding frame of the measurements in homogeneous layers along a soil profile. The method is based on a procedure and classifications used to assess the sensitivity of soil liquefaction due to earthquakes. Knowing the seismic site conditions, the penetrometer resistances constitute input data in the calculation of safety factors along the soil profile. A soil susceptibility index to liquefaction is then calculated along the profile. The bounding of the penetrometer resistances is defined for each homogeneous layers using two indices representing the soil type and the soil state. It provides increasing resistances with depth. This bounding allows us to appreciate the effect of local heterogeneities in the penetrometer profile on the calculated sensitivity to liquefaction, especially with the presence of an isolated thin layer of low resistance, because the more or less unfavorable effect of such a layer depends on the geotechnical and seismic context of the site, but also from the potential failure modes of soils due to earthquake shaking.

1. INTRODUCTION

Le pénétromètre statique (CPT, cone penetration test) est utilisé depuis longtemps comme moyen courant de reconnaissance géotechnique pour produire rapidement et à faible coût un profil des terrains en un point particulier d'un site. Le piézocône dispose en plus du CPT d'un capteur de pression d'eau, qui améliore notablement l'interprétation du profil stratigraphique du sol (CPTu cone penetration test with pore pressure measurement). Ces essais présentent l'avantage d'établir un profil détaillé de mesures de résistance des sols. De nombreuses classifications ont été établies pour fournir des propriétés mécaniques. En matière sismique, une procédure a été développée par la NCEER pour évaluer la résistance cyclique des sols à partir des données pénétrométriques (National Center for Earthquake Engineering Rersearch, Californie USA ; [9], [2]). Elle se fonde notamment sur la classification de Robertson [7]. Le calcul des coefficients de sécurité vis à vis du risque de liquéfaction des sols le long du profil pénétrométrique se prolonge par le calcul d'un indice LPI (liquefaction potential index) de Iwasaki et al. ([3], [4]), qui exprime la sensibilité du site à la liquéfaction des sols dans une échelle appropriée.

Ici, il est proposé de rechercher un encadrement des mesures pénétrométriques dans des couches homogènes représentatives du massif, afin de se doter de techniques permettant d'apprécier l'effet des hétérogénéités locales, révélées par le profil pénétrométrique, sur la sensibilité du massif au séisme. Dans chaque couche homogène, l'encadrement des données s'effectue à partir de deux indices qui déterminent la nature du sol et son état, tout en assurant l'accroissement de la résistance avec la profondeur. La méthode se raccroche ensuite à la procédure NCEER suivi du calcul d'un indice LPI.

2. IDENTIFICATION DES SOLS AVEC LE PIEZOCONE

Ce paragraphe présente le piézocône et l'intérêt qu'il procure parmi les moyens de reconnaissance géotechnique des sols peu résistants.

2.1 Pratique des mesures au piézocône

Deux variables sont mesurées pendant le fonçage à vitesse constante de la pointe pénétrométrique dans un sol, la résistance de pointe q_c et la contrainte de cisaillement f_s ou frottement latéral unitaire le long du manchon. Dans le montage le plus courant du piézocône, le capteur de pression d'eau permet de mesurer une pression d'eau u_2 immédiatement à l'arrière du cône. La résistance de pointe est notée q_t dans ce cas. De nombreux travaux ont été consacrés aux spécifications, aux performances, à l'utilisation et l'interprétation des essais au pénétromètre et en particulier au piézocône. En France, la norme NF EN ISO 22476-1, "Reconnaissances et essais géotechniques – Essais en place – Essais de pénétration au cône électrique et au piézocône"[1], précise les modalités de réalisation et de mesure de l'essai au piézocône.

Des variables sont déduites directement des mesures pénétrométriques brutes. D'autres grandeurs sont dérivées des mesures. Pour la plupart, ces variables sont basées sur les mesures de q_c et f_s seulement. Peu de variables font intervenir la pression u_2 . Toutes ces variables constituent une forme normalisée des données brutes où l'effet de la profondeur est introduit en tenant compte des contraintes qui règnent à l'état initial dans les sols. Ces contraintes sont représentées par la contrainte verticale totale σ_{v0} , la pression interstitielle initiale u_0 en dessous du niveau de la nappe et la contrainte verticale effective en dessous du niveau de la nappe $\sigma'_{v0} = \sigma_{v0} - u_0$.

	grandeur	définition	unité
B_q	coefficient de pression	$B_q = (u_2 - u_0) / (q_t - \sigma_{v0})$	
Q	résistance de pointe normalisée	$Q = ((q_t - \sigma_{v0}) / P_a) (P_a / (\sigma'_{v0})^n)$	
F	coefficient de frottement normalisé	$F = 100 f_s / (q_t - \sigma_{v0})$	
Ic	rayon dans le plan (lgF, lgQ), de centre	$I_{c} = [lg^{2}(Q/2951,2) + lg^{2}(F/0,060)]^{0.5}$	

Tableau 1 : Variables déduites des mesures pénétrométriques CPTu (Pa pression atmosphérique).

Le tableau 1 donne les expressions de quelques unes de ces variables où P_a est la pression de référence égale à la pression atmosphérique ($P_a = 101,325$ kPa = 1 atm) et n est un exposant dépendant de la nature du sol (sable, limon, argile). Le facteur de normalisation de la résistance de pointe Q est $C_q = (P_a / (\sigma'_{v0})^n)$.

L'essai de pénétration statique présente l'avantage d'établir un profil continu et détaillé de la résistance de pointe q_c et du frottement latéral unitaire f_s , qui constituent ainsi des caractéristiques locales de résistance des terrains rencontrés en profondeur (les mesures sont effectuées tous les 2 cm environ). Le piézocône fournit une variable continue supplémentaire u_2 utile à la caractérisation des terrains et qui améliore notablement l'interprétation du profil stratigraphique du sol. Les mesures q_t (équivalent de q_c pour le piézocône), f_s et u_2 sont fiables et répétitives, dans les conditions d'application des procédures en usage et normalisées. Ainsi, les outils pénétrométriques sont bien adaptés aux reconnaissances géotechniques des terrains quaternaires fins.

2.2 Allures générales des mesures au piézocône

L'expérience acquise au fil du temps fournit les clés d'une interprétation qualitative des mesures pénétrométriques. Dans les sols sableux, où des conditions drainées sont attendues pendant le fonçage du fait des plus fortes perméabilités, les pressions d'eau sont faibles et proches de la pression hydrostatique u_0 et

sont accompagnées par des résistances de pointes fortes, souvent assez irrégulières, et par des faibles frottements unitaires. Dans les sols argileux au contraire, le poinçonnement s'effectue en condition non drainée et génère des pressions d'eau. Ainsi, les argiles molles normalement consolidées ou faiblement surconsolidées produisent de fortes pressions d'eau, des résistances de pointes faibles et des frottements unitaires relativement forts. Dans les argiles surconsolidées, la mesure de la pression est moins significative. Le fonçage dans des sols denses non drainés produit des pressions d'eau négatives ($u_2 < 0$), c'est à dire inférieures à la pression atmosphérique (mélanges sablo-limoneux ou argileux). Néanmoins, ces pressions ne peuvent pas descendre en dessous de P_a sans provoquer la cavitation de l'eau dans le système de mesure de u_2 . En pratique, les pressions ne descendent pas en dessous de -0,7 à -0,8 P_a. Dans les sols fins non indurés, qui constituent les milieux privilégiés de mise en œuvre des pénétromètres, les variables q_t, f_s et u_2 augmentent avec la profondeur en principe. L'exemple du graphique 1 montre les enregistrements des variables q_t, f_s et u_2 en fonction de la profondeur dans des terrains sableux, limoneux et argileux.





- a) Résistance de point q_t .
- b) Frottement latéral unitaire f_s.
- c) Pression d'eau u₂.La droite inclinée représente la pression hydrostatique u₀.

En contrepartie, les essais pénétrométriques présentent les inconvénients suivants : Ils ne permettent pas de prélever les sols pour obtenir une description visuelle des terrains en profondeur, ni obtenir les propriétés physiques et les caractéristiques d'état des terrains. Ils ne permettent pas de traverser les sols grossiers ou les sols indurés, voire les roches (y-compris les couches indurées présentes en surface, sans avant-trou préalable). Ils ne fournissent pas des caractéristiques mécaniques fondamentales des sols.

2.3 Classifications

Avec les essais in-situ et les corrélations qui les accompagnent, beaucoup de classifications ont vu le jour pour permettre d'identifier la nature des sols et éventuellement leur état. Souvent, ces classifications sont liées à un type d'essai, car il n'existe pas une classification universelle des sols. Les mesures pénétrométriques ont suscité de nombreuses classifications pour donner un large éventail de présentations particulières faisant intervenir les mesures directes ou des variables dérivées. L'abaque de Robertson [7] en donne un exemple où la nature des sols (sables, limons, argiles principalement) est croisée avec leur état (état de consolidation, âge). Cette classification a été intégrée dans la procédure NCEER d'évaluation de la sensibilité des sols à la liquéfaction, d'après les données pénétrométriques.

Dépourvues d'une capacité de prélèvement direct des sols, les méthodes de reconnaissances pénétrométriques ont été rendues autonomes à l'aide des classifications pour permettre d'identifier à la fois la nature des sols (profiling) et de fournir leurs caractéristiques mécaniques via des corrélations empiriques. Toutefois, ce type de reconnaissance "ne dispense pas de réaliser, sur chaque chantier, un forage carotté" [6].

3. IDENTIFICATION DES SOLS LIQUEFIABLES AVEC LE PIEZOCONE

Ce paragraphe décrit la méthode suggérée pour prendre en compte le risque de liquéfaction des sols dans un site donné.

3.1 Coefficient de sécurité vis à vis du risque de liquéfaction des sols

Dans la pratique courante, le niveau de risque sismique émanant du sol en un point donné d'un site est évalué au moyen de la méthode simplifiée de Seed et Idriss [8]. Les coefficients de sécurité F_{secu} vis à vis du risque de liquéfaction sont calculés en chaque point de la colonne de sols comme le rapport entre la résistance cyclique du sol CRR (Cyclic Resistance Ratio) et la sollicitation sismique du site CSR (Cyclic Stress Ratio) :

$$F_{\text{secu}} = \frac{CRR_{7,5}}{CSR_{7,5}},\tag{1}$$

où les deux grandeurs sont normalisées pour correspondre à une magnitude sismique $M_w = 7,5$. En pratique, la résistance cyclique CRR est obtenue à partir des données recueillies au moyen d'essais in-situ tels que le SPT (Standard Penetration Test), le pénétromètre, le piézocône, la mesure des vitesses des ondes de cisaillement, ou autres. De son côté, la sollicitation sismique CSR dépend de l'accélération a_{max} qui est définie en fonction du contexte sismique et géotechnique du site, en référence aux textes réglementaires ou aux méthodes probabilistes ou aux méthodes déterministes.

La procédure NCEER décrit les différentes étapes du calcul de la résistance cyclique du sol à partir des données pénétrométriques et de la sollicitation sismique [9] [2]. Des coefficients pondérateurs sont introduits pour tenir compte de la présence d'éléments fins dans les sols sableux ou d'autres facteurs. Une autre correction porte sur la résistance des fines couches sableuses insérées entre des couches plus molles.

3.2 L'indice du potentiel de liquefaction des sols LPI

L'indice du potentiel de liquéfaction LPI (Liquefaction Potential Index, noté aussi P_L ou I_L) a été proposé par Iwasaki et al. [3] [4] pour exprimer la sensibilité à la liquéfaction en un point d'un site en considérant le profil de sol dans les vingt premiers mètres. Cet indice se calcule par intégration, avec la relation :

$$LPI = \int_{0}^{20} F w(z) dz,$$
(2)

où F représente le complément à l'unité du coefficient de sécurité à la liquéfaction (F = 1 – F_{secu} si F < 1 et F = 0 si $F_{secu} \ge 1$), où z est la profondeur et w(z) une fonction de pondération égale à w(z) = 10 – 0,5 z. Ces équations expriment l'indice LPI en proportion de l'écart à l'unité des coefficients de sécurité $F_{secu} < 1$, de l'épaisseur des couches de plus faible résistance et de la proximité de ces couches avec la surface. Les indices LPI sont compris entre 0 et 100. Le minimum LPI = 0 s'obtient quand $F_{secu} > 1$ sur la totalité des vingt premiers mètres de sol. Le maximum LPI = 100 s'obtient quand $F_{secu} = 0$ sur la totalité de cette colonne de sol. En pratique, l'indice LPI se calcule après avoir discrétisé la colonne de sol en sous-couches dans chacune desquelles le coefficient F_{secu} a été calculé au préalable. Le choix d'une profondeur de vingt mètres est arbitraire. La sensibilité des couches profondes intervient plus ou moins dans le résultat du calcul selon la configuration des terrains. Mais ce choix permet de rendre comparable les évaluations du risque en divers points d'un site et d'un site à l'autre.

Après avoir calculé des indices LPI dans des sites liquéfiés ou non au Japon, Iwasaki et al. [4] ont conclu que les sites où l'indice LPI dépasse quinze (15) sont exposés à de graves effets de la liquéfaction des sols, tandis que les sites pour lesquels l'indice LPI reste inférieur à cinq (5) environ encourent des effets mineurs. Cette échelle 0-5-15 a été largement utilisée par la suite. Sur la base de la comparaison entre les indices LPI calculés à partir de données CPT et l'occurrence ou pas de la liquéfaction des sols après séisme dans diverses régions du monde, Li et al. [5] proposent une formule empirique permettant d'évaluer une probabilité d'occurrence de ce type de rupture. Dans le groupe des évènements sismiques sans occurrence de la liquéfaction, les fréquences les plus fortes apparaissent pour les faibles indices LPI. Au contraire, dans le groupe des évènements sismiques avec occurrence de la liquéfaction, les fréquences les plus fortes apparaissent pour les forts indices LPI supérieurs à 12. Les cas intermédiaires tombent en concordance avec les bornes 5 et 15 de l'échelle proposées par Iwasaki et al. [2]. D'autres développements ont été présentés par la suite pour aboutir à une caractérisation probabiliste du risque de liquéfaction des sols.

3.3 Couche isolée de faible résistance

Les sondages pénétrométriques donnent des profils détaillés de la résistance des sols. Il apparaît parfois des couches fines isolées de faible résistance auxquelles sont associées un faible coefficient de sécurité à la liquéfaction. La présence de ces couches isolées peut être considérée ou pas comme déterminante d'une instabilité potentielle du massif de sols sous l'action sismique.

Dans une couche d'épaisseur Δz_{cop} où le coefficient de sécurité est F_{cop} sauf dans une sous-couche isolée d'épaisseur Δz_{iso} où le coefficient de sécurité est $F_{iso} < 1$, le coefficient de sécurité équivalent est F_{eqi} :

$$F_{eqi} = 1 - (1 - F_{iso}) \frac{\Delta z_{iso}}{\Delta z_{cop}}$$
(3)

$$\Delta(LPI) = \frac{1}{2} (20 - z_m) (1 - F_{iso}) \Delta z_{iso}$$
(4)

Cette part décroît avec la profondeur z_m . Elle augmente quand F_{iso} diminue ou Δz_{iso} augmente. Par exemple, avec $F_{cop} = 1$, $\Delta z_{cop} = 1$ m, $F_{iso} = 0.5$, $\Delta z_{iso} = 0.1$ m et $z_m = 1.5$ m, $F_{eqi} = 0.95$ et $\Delta(LPI) = 0.46$. Si l'épaisseur passe à $\Delta z_{iso} = 1$ m (= Δz_{cop}), $F_{eqi} = 0.5$ et $\Delta(LPI) = 4.6$. Les sous-couches isolées minces et uniques ont un faible impact sur l'indice LPI. Mais, quand elles sont plus épaisses ou plus nombreuses, leur impact sur l'indice LPI n'est plus négligeable dans l'échelle 0-5-15.

L'épaisseur et le nombre de couches isolées ne sont pas les seuls éléments du problème, qui dépend aussi de la forme des ruptures potentielles dans le massif de sols. Chaque cas est particulier. Aussi, seul un exemple est donné ici à titre d'illustration, avec la stabilité d'une pente infinie sous séisme. Le sol purement cohérent est saturé, de poids volumique γ et il est incliné d'un angle β . La surface de rupture est située à la profondeur h. Le coefficient de sécurité au glissement en mode pseudo-statique est donné par :

$$F_s = \frac{c}{\left(\cos\beta\right)^2 \gamma h \left(k_h + tg\beta\right)},\tag{5}$$

où c est la cohésion et k_h est le coefficient sismique horizontal (action dirigée vers l'aval de la pente). Cette expression montre que, pour atteindre un niveau de sécurité équivalent entre un massif horizontal ($\beta = 0$) et un massif faiblement incliné ($\cos\beta \approx 1$), le rapport des cohésions vaut $1 + tg\beta/k_h$. Par exemple, si $\beta = 5^\circ$ et $k_k = 0,3$, ce rapport vaut 1,29. La cohésion dans la pente doit être 30 % plus grande que celle du massif horizontal. Si la surface de rupture inclinée passe par une couche isolée de faible résistance, une couche équivalente deux à cinq fois plus épaisse procure le même indice LPI dans un massif horizontal. Ainsi, dans ce cas particulier, une couche isolée peut être considérée comme marginale dans un massif horizontal, mais ne plus l'être dans un massif en pente. Plus généralement, suivant le contexte morphologique (pente ou terrain plat), le contexte géologique et géotechnique (continuité latérale ou pas, profondeur, surcharges en surface), le contexte sismique du site et la présence de construction (fondations, ouvrages en terre, massifs de sols renforcés, etc.), l'existence de ces hétérogénéités locales peut s'avérer préjudiciable ou pas vis à vis du risque de liquéfaction des sols.

4. ENCADREMENT DES MESURES AU PIEZOCONE

La variabilité des mesures le long des profils pénétrométriques donne une image détaillée de l'hétérogénéité des terrains, contrairement à des profils de vitesses des ondes de cisaillement par exemple. Ce paragraphe porte sur la recherche d'un encadrement des mesures au piézocône dans des couches homogènes.

4.1 Intérêt d'un encadrement des mesures au piézocône

L'expérience montre que, sauf en présence de couches argileuses molles exceptionnellement homogènes, les profils pénétrométriques sont très irréguliers en raison de la grande variabilité verticale des sols naturels habituellement observée. Cette variabilité tient à la nature des terrains (sables, limons, argiles, mélanges) ainsi qu'à leur état (densité, consolidation, âge). Le plus souvent, les massifs (quaternaires) ne sont pas constitués par des couches bien individualisées de sables propres ou d'argiles, mais sont constitués par des

mélanges limoneux, sableux ou argileux. Les couches de sable sont souvent hétérogènes. Sans connaissance préalable d'un site, il est souvent difficile de délimiter des couches de sols à la seule vue des profils pénétrométriques. Dans la perspective de l'élaboration d'un "modèle" géotechnique du site, le découpage de la colonne de sols en couches "homogènes" s'avère utile alors, pour pondérer l'effet de ces hétérogénéités locales et marginales, sachant que, dans ces couches, les propriétés des sols augmentent avec la profondeur.



Graphique 2 : Représentations des données recueillies au piézocône et couples (I, J) des encadrements min et max. a) Plan normalisé (F, Q) et droites repères graduées en indices I et J. Les rayons I_c sont définis dans ce plan. b) Plan normalisé (B_q , Q) et courbes repères graduées en indice J (état des sols).

Dans ce sens, il peut être intéressant de caractériser le profil pénétrométrique au sein de chacune des couches homogènes par un profil moyen représentatif, puis d'analyser les écarts par rapport à ce profil moyen. Mieux, un encadrement des mesures du piézocône peut être recherché. Les profils calculés min et max à ajuster dans chaque couche homogène peuvent être choisis de telle sorte que l'encadrement contienne un certain pourcentage des données et en écarte un autre pourcentage par valeurs inférieures et le complément par valeurs supérieures. Il peut être jugé alors, ou pas, si les valeurs isolées des résistances par valeurs inférieures peuvent être écartées sans nuire à la qualité du diagnostic de sensibilité de la couche homogène à la liquéfaction des sols.

4.2 Calcul pratique

Une méthode simplifiée est proposée pour rechercher un encadrement de la résistance des sols le long d'un profil pénétrométrique. La méthode se fonde sur le choix de deux couples d'indices I et J correspondant aux bornes min et max de l'encadrement dans chacune des couches identifiées du profil pénétrométrique. Les indices I et J représentent respectivement la nature du sol et son état. Ils varient essentiellement entre 0 et 1 (et son notés entre 0 et 100). Ils constituent un point d'entrée dans la méthode NCEER fondée sur les données pénétrométriques [9].

Partant des indices I et J, deux indices I_c et J_c sont calculés, puis les coordonnées F et Q qui caractérisent le sol d'après la classification de Robertson [7] et la méthode NCEER [9] en termes pénétrométriques. Le calcul de ces coordonnées s'effectue dans le plan (F, Q) en échelles bi-logarithmiques à partir du point de référence T₀ (F₀ = 0,06 ; Q₀ = 2951,2) de ce plan, pour aboutir au point T₁ (F₁, Q₁), puis au point T (F, Q), en utilisant les deux distances I_c et J_c. Pour commencer, le rayon I_c est tiré de l'indice I par la relation empirique $I_c = -(1,75-I)^{1,8} + 4,09$. Cette relation établit la correspondante entre l'indice I et la distance I_c aux bornes qui séparent les différentes classes de sols par leur nature sur une échelle ouverte indiquée dans le tableau 2. Le numéro N_c représente la classe de sol dans une classification proche de celle de [7].

Ι		0,0	C	0,2	5	0,5	0		0,7	5		1,0	00
I _c		1,3	;	2,0	C	2,6	5		3,	1		3,5	5
sol	sable		sable prop	re à	sable limor	neux	limon	argil	eux	argi	ile, arg	ile	sol organique
	graveleux	ou	sable limo	neux	à limon	L	à a	rgile		silteu	ise à ar	gile	tourbe
	sable den	ise			sableux	1	lime	neus	se				
N _c	7		6		5			4			3		2

 Tableau 2 : Nomenclature de la classification de la nature des sols en indices I et distances Ic.

La borne $I_c = 2,6$ occupe la partie médiane du tableau. Le point $T_1 (F_1, Q_1)$ est recherché à la distance I_c du point $T_0 (F_0 = 0,06; Q_0 = 2951,2)$ le long d'une direction de pente -1,7. Ses coordonnées se calculent à l'aide des relations $F_1 = F_0 10^a$ et $Q_1 = Q_0 10^b$ où $a = I_c / (1,7^2 + 1)^{0.5}$ et b = -1,7 a. Puis le point T (F, Q) recherché à la distance J_c du point T_1 le long d'une droite de pente +1 dans le plan (F, Q) en échelles bilogarithmiques, où J_c est défini au moyen de l'indice J par la relation $J_c = lg(25) (2J - 1)$. Cette relation établit la correspondante entre l'indice J et la distance J_c aux bornes qui séparent les différentes classes de sols par leur état sur une échelle ouverte indiquée dans le tableau 3.

J		0,00		0,25		0,5	0		0,75	5		1,0	0
J _c		-1,40		-0,70		0,0)		0,70	0		1,4	C
P _{Jc}		1/25		1/5		1			5			25	
état	très lâch	e	lâche		peu		m	oyennen	nent	le	égèreme	nt	très
	ou très m	ou	ou mou	1	consolid	lé		consolid	é	su	irconsoli	dé	surconsolidé
													ou cimenté

Tableau 3 : Nomenclature de la classification de l'état des sols en indices J et distances Jc.

Dans ce tableau, P_{Jc} est la puissance de J_c ($P_{Jc} = 10^{-Jc}$). Les coordonnées de T se calculent à l'aide des relations $F = F_0 10^a$ et $Q = Q_0 10^b$ où $a = [J_c + lg(F_1/F_0) - lg(Q_1/Q_0)] / 2,7$ et $b = -1,7 a + J_c$. En dehors de ces bornes, les sols sont considérés comme "sols fins sensibles" si J < 0 (classe $N_c = 1$) ou comme "sols durs compacts" si J > 1 (classes $N_c = 8$ et 9), quelle que soit leur nature. Les distances I_c et J_c définissent un réseau du plan (F, Q) constitué par deux faisceaux de cinq droites parallèles à partir du point T_0 , comme indiqué sur le graphique 2a (en échelles bi-logarithmiques) et de pentes -1,7 et +1,0 respectivement. Les indices I et J, notés de 0 à 100 ici, sont les expressions normalisées de I_c et J_c pour définir les coordonnées F et Q du sol par sa nature et son état. Les indices I croissant permettent d'aller des sols graveleux aux sols organiques en passant par les sables, les limons et les argiles (numéros N_c décroissants). Les indices J croissants de 0 à 1 permettent de passer des sols lâches ou mous aux sols surconsolidés ou indurés dans la direction "orthogonale" du plan (F, Q). L'âge des terrains agit dans le même sens avec un effet croissant sur J et J_c .

4.3 Recherche de l'encadrement

Après avoir évalué F et Q en se donnant les indices I et J, le rayon I_c est recalculé, puis l'exposant n, comme indiqué dans le tableau 4. Le calcul se poursuit en se donnant la profondeur z_{i-1} du toit de la couche de sol, la profondeur z_i de son mur, le poids volumique γ_i du sol dans la couche, la profondeur z_w du toit de la nappe, le coefficient K_0 des terres au repos et une surcharge s éventuelle. Les contraintes à la profondeur z dans le massif à surface libre horizontales sont, comme précédemment. La suite du calcul consiste à évaluer les valeurs de q_t , f_s et u_2 qui sont ou seraient mesurés le long du profil discrétisé en couches homogènes de sols. La correction pour la présence d'éléments fins dans le sol, ou "correction de fines" dans la méthode simplifiée, est effectuée à l'aide du coefficient K_c qui se calcule à partir de la distance I_c par les relations proposées dans la méthode NCEER [9].

I _c		2,0		2,	6	
n	0,5		0,7			1,0
sol	sableux		limoneux			argileux

Tableau 4 : Exposant n en fonction de la distance Ic.
 Instance Ic.





Le facteur C_q de normalisation de la résistance de pointe se calcule ensuite avec $C_q = (P_a / (\sigma'_{v0})^n, C_q)$ est borné à 1,7 par valeur supérieure en principe ($C_q \le 1,7$). La résistance de pointe q_t et le frottement latéral unitaire f_s se déduisent alors de Q et F au moyen des relations inverses de celles données dans le tableau 1. D'autres relations empiriques permettent de calculer B_q , puis de calculer les pressions u_2 min et max.

4.4 Exemple

Les mesures au piézocône représentées sur le graphique 1 sont utilisées à titre d'exemple. Les reconnaissances géotechniques du site réalisées en accompagnement de ce sondage au piézocône permettent d'identifier différentes couches constituées par des sables, des argiles et des mélanges limoneux. Les limites entre les couches sont positionnées à la vue des mesures pénétrométriques. Dans chaque couche, les couples (I, J) min et max sont recherchés dans le plan (F, Q) pour encadrer ces mesures normalisées. Ces couples sont indiqués dans le tableau 5 et sont reproduits sur le graphique 2a en rouge pour le couple (I, J)_{min} et en vert pour le couple (I, J)_{max}.

Les encadrements min et max sont calculés alors pour l'ensemble des variables brutes (graphique 3) et dérivées (figure 4). Les fortes pressions d'eau négatives ne sont pas bornées pour la cavitation. Compte tenu des conditions sismiques du site dans cet exemple, quatre couches présentent des coefficients de sécurité proches ou inférieurs à l'unité ou inférieurs à 1,25 (couches 1, 2, 5 et 7, tableau 5). Dans la couche 2, l'interprétation proposée ignore deux couches fines sableuses isolées de faible résistance vers 4 m de profondeur (n = 0,5), mais étend la présence de limons à toute la couche (n = 0,7), alors que les sols sont majoritairement argileux (n = 1). Une interprétation analogue est proposée dans la couche 5. Les argiles ($I_c > 2,6$) sont considérées comme non liquéfiables ici ($F_{secu} = 2,4$ par défaut). Les trois dernières colonnes du tableau 5 donnent les proportions des mesures de la résistance de pointe q_t entre les bornes de l'encadrement.
couches		borne min		borne max		proportions dans les bornes			
	ue	SOIS	Tesistan	ice max	Tesistai		de l'encadrement des q_t		
i	profondeur	nature	\mathbf{I}_{\min}	\mathbf{J}_{\min}	I _{max}	\mathbf{J}_{\max}	< min	-	> max
	(m)	des sols	()	()	()	()	(%)	(%)	(%)
1	0,0 à 3,0	sable limoneux	0,250	0,850	0,500	0,850	0,8	63,0	36,2
2	3,0 à 4,7	sable	0,495	0,800	0,600	0,750	6,1	90,8	3,1
3	4,7 à 6,4	sable limoneux	0,530	0,650	0,850	0,700	4,4	83,8	11,8
4	6,4 à 7,4	limon	0,800	0,620	0,950	0,750	0,0	75,0	25,0
5	7,4 à 9,7	sable	0,340	0,520	1,050	0,850	1,1	90,2	8,7
6	9,7 à 12,0	limon argileux	0,850	0,500	0,960	0,600	3,2	70,5	26,3
7	12,0 à 14,8	sable	0,200	0,560	0,700	0,600	3,6	84,7	11,7
8	14,8 à 19,0	limon argileux	0,750	0,450	1,050	0,450	1,8	85,3	12,9
		limon							

Tableau 5 : Couples (I, J)min et (I, J)max par couches de sols dans l'exemple.



Graphique 4 : Exemples de profils interprétatifs des données recueillies au piézocône en couches homogènes. a) Exposant n.

b) Rayon I_c.
c) Coefficient de sécurité F_{secu}.

Le calcul des indices LPI aboutit à 0 et 4,9 pour les profils min et max de l'encadrement. Cet indice vaut 1,7 pour le profil des données brutes recueillies in-situ. Ainsi, dans cet exemple, l'extension des couches fines à des horizons plus épais homogènes a pour conséquence d'aboutir à une interprétation plus sécuritaire du risque de liquéfaction, en prévoyant globalement des effets mineurs à visibles d'après l'échelle 0-5-15 des indices LPI.

5. CONCLUSION

Une méthode d'interprétation des données pénétrométriques mesurées au piézocône est proposée qui consiste à identifier des couches homogènes le long du profil de sols et détecter des sols sensibles à la liquéfaction sous l'effet des séismes. L'interprétation s'appuie sur la méthode simplifiée de Seed et Idriss [8], la procédure NCEER (National Center for Earthquake Engineering Rersearch) [9] et la classification des sols de Robertson [7] établie d'après les données pénétrométriques CPT et CPTu.

Le profil de sols est discrétisé en couches homogènes dans lesquelles un encadrement des mesures du piézocône est recherché. En utilisant la méthode simplifiée évoquée ci-dessus, le profil des coefficients de sécurité est calculé en comparant les sollicitations sismiques et les résistances des sols à toutes les profondeurs. Puis un indice du potentiel de liquéfaction LPI est calculé par intégration le long de la colonne de sols. Ces encadrements permettent d'écarter ou non des mesures isolées de faibles résistance pour tenir compte du contexte géotechnique et du contexte sismique du site, puis des modes de rupture potentielle des terrains, tout en proposant un accroissement des résistances avec la profondeur qui n'apparaissent pas naturellement. Les encadrements permettent d'apprécier l'effet des hétérogénéités locales sur le calcul de la sensibilité des sols à la liquéfaction le long du profil pénétrométrique et constituent ainsi un outil supplémentaire d'aide à l'interprétation des données.

RÉFÉRENCES ET CITATIONS

- Association Française de Normalisation, AFNOR (2013). Reconnaissance et essais géotechniques Essais en place – Partie 1 : Essais de pénétration au cône électrique et au piézocône. Norme française NF EN ISO 22476-1 (P 94-521-1), 28 Février 2013, 40 p.
- [2] Cetin K.O., Seed R.B., Der Kiureghian A., Tokimatsu K., Leslie F., Harder Jr., Kayen R.E., Moss R.E.S. (2004). Standard penetration test-based probabilistic and deterministic assessment of seismic soil liquefaction potential. J. Geotech. and Geoenv. Engng, 130, 1314-1340.
- [3] Iwasaki T., Tatsuoka F., Tokida K.I., Yasuda S. (1978). A practical method for assessing soil liquefaction potential based on case studies at various site in Japan. *Proc. 2nd Int. Conf. on Microzonation, San Francisco*, 885-896.
- [4] Iwasaki T., Tokida K.I., Tatsuoka F., Watanabe S., Yasuda S. Sato H. (1982). Microzonation for soil liquefaction potential using simplified method. Proc. 3rd Int. Earthquake Microzonation Conf., Seattle, 1319-1330.
- [5] Li D.K., Juang C.H., Andrus R.D. (2006). Liquefaction potential index: A critical assessment using probability concept. J. of GeoEngineering., **1**, 11-24
- [6] Parez L. Fauriel R. (1988). Le piézocône. Améliorations apportées à la reconnaissance des sols. *Revue Française de Géotechnique*, **44**, 13-27.
- [7] Robertson P.K. (1990). Soil classification using the cone penetration test. *Can. Geotech. J.*, **27**, 151-158.
- [8] Seed H.B., Idriss I.M. (1971). Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential. J. Soil Mech. and Found. Div., ASCE, 97, 1249-1273.
- [9] Youd T.L., Idriss I.M., Andrus R.D., Arango I., Castro G., Christian J.T., Dobry R., Liam Finn W.D., Harder Jr L.F. Hynes M.E., Ishihara K., Koester J.P., Liao S.S.C., Marcusson III W.F., Martin G.R., Mitchell J.K., Moriwaki Y., Power M.S., Robertson P.K., Seed R.B. Stokoe II K.H. (2001). Liquefaction resistance of soils: summary report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF workshops on evaluation of liquefaction resistance of soils. J. Geotech. and Geoenv. Engng, 127, 817-833.

Thème B

Critères de conception et de justification des fondations : modélisation et calculs



Barrage d'Araing, Ariège (Aquarelle PH.Lhez)

ETUDE EXPERIMENTALE DE LA RESISTANCE AU CISAILLEMENT DES DISCONTINUITES ROCHEUSES DES FONDATIONS : APPLICATION AUX BARRAGES-POIDS

Experimental study of shear strength of rock foundations joints: Application to concrete gravity dam

Djibril Sow^{1, 2, 3}, Patrice Rivard¹, Laurent Peyras², Pierre Breul³, Zabih A.Moradian¹, Claude Bacconnet³, Marco Quirion⁴, Gérard Ballivy¹

¹Université de Sherbrooke, 2500 Blvd de l'Université, Sherbrooke, Québec, Canada, J1K 2R1

²IRSTEA, 3275 Route de Cézanne- CS 40061, 13182 Aix en Provence, France

³Institut Pascal, Université Blaise Pascal Clermont-Ferrand, Les Cézeaux, BP 265, 63175 Aubière Cedex, France

⁴Hydro Quebec, 75 Boulevard René-Lévesque Ouest, Montréal, Québec, Canada, H2Z 1A4

Téléphone : +33 (0) 4 42 66 99 08, Fax : +33 (0) 4 42 66 88 65, Courriel : laurent.peyras@irstea.fr

MOTS CLÉS

Fondations, barrage, joint rocheux, cisaillement, modèle de Barton et Choubey, rugosité, numérisation.

RÉSUMÉ

Dans la plupart des projets de mécanique des roches, la résistance au cisaillement des joints rocheux joue un rôle essentiel. Des modèles empiriques de cisaillement sont souvent utilisés pour évaluer la résistance au cisaillement des joints rocheux. Cet article s'inscrit dans le cadre de la caractérisation de la résistance au cisaillement des discontinuités des fondations rocheuses et propose une méthodologie expérimentale pratique pour déterminer les paramètres du modèle empirique de Barton et Choubey. Cette méthodologie expérimentale est basée sur la numérisation de surface, des essais de cisaillement avec un appareil portatif de cisaillement et l'utilisation d'un scléromètre à béton. Une étude comparative a été menée pour valider cette méthodologie expérimentale. A cet effet, plus de 20 échantillons de joints naturels ont été collectés dans une fondation rocheuse de barrage. Et leurs propriétés de résistance au cisaillement ont été mesurées en laboratoire par essai de cisaillement direct; puis comparées aux estimations déduites obtenues par le modèle de Barton et Choubey mis en œuvre avec la méthodologie expérimentale proposée. L'analyse comparative a montré que le modèle de Barton et Choubey jumelé avec notre méthodologie expérimentale permet d'estimer les propriétés moyennes de cisaillements des joints de la fondation avec une erreur relative de 7%

ABSTRACT

In most rock mechanics projects, the shear strength of rock joints plays a key role. Shear empirical criteria are often used to evaluate the shear strength of rock joints. This paper is part of the characterization of the shear strength of joints in rock foundations and provides a convenient experimental methodology to determine the parameters of Barton and Choubey criterion. The experimental methodology is based on the scanning joint surface, shear tests with a portable shearing device and the use of Schmidt hammer. A comparative study was conducted to validate the experimental methodology. To this end, more than 20 samples of natural joints were collected in a rock dam foundation. And shear strength properties were measured in the laboratory by direct shear test and compared with estimates obtained by Barton and Choubey criterion implemented with the suggested experimental methodology. The comparative analysis shows that Barton and Choubey criterion paired with our experimental methodology are able to estimate the average properties of shear joints of the foundation with a relative error of 7%.

1. INTRODUCTION

En mécanique des roches appliquée aux ouvrages du génie civil tels que les barrages poids, le comportement au cisaillement de la fondation rocheuse est principalement gouverné par les discontinuités [1-2]. Le modèle de Barton et Choubey (équation 1) est très utilisé en ingénierie et recommandé par l'ISRM pour estimer la résistance au cisaillement [3-4]. Ce modèle est inclus dans de nombreux logiciels tels que UDEC et Phase2. Le modèle requiert des paramètres d'entrée qui peuvent être obtenus par des procédures expérimentales moins onéreuses, plus simples et plus rapides que l'essai de cisaillement direct sur joints rugueux réalisé en laboratoire. Barton et Choubey (1977) proposent de déterminer : i) le paramètre de rugosité JRC par essais tilt (Graphique 1) ou push test ; ii) l'angle de frottement résiduel $Ø_r$ par essais tilt et par essais au marteau de Schmidt et iii) le JCS (résistance à la compression des aspérités) par essai au marteau de Schmidt de type L avec une énergie d'impact de 0,735Nm.

$$\tau_{\rm p} = \sigma_{\rm n} \tan\left(\emptyset_{\rm r} + JRC * \log\left(\frac{JCS}{\sigma_{\rm n}}\right)\right) \tag{1}$$

Notre recherche étudie le modèle de Barton and Choubey au moyen d'une méthodologie expérimentale alternative pour la détermination des paramètres du modèle basée sur :

- la numérisation de surface qui permet d'évaluer le JRC à partir des caractéristiques morphologiques de la surface de la surface tant pour les joints à faible et à forte rugosité ;

- l'utilisation du marteau de Schmidt de type N (scléromètre à béton) pour évaluer le paramètre JCS (énergie d'impact égal 2,207 Nm.) ;

- le marteau de Schmidt de type N et l'essai rapide de cisaillement direct à partir d'un bâti de cisaillement portatif et à chargement manuel pour déterminer le \emptyset_r .

Notre étude compare les résultats obtenus par le modèle de Barton et Choubey mis en œuvre à partir de cette méthodologie expérimentale aux résultats obtenus par des essais de cisaillement direct avec une machine de cisaillement asservie et montée sur un bâti rigide. Ces essais de cisaillement sont réalisés sur des échantillons de joints naturels issus d'une fondation rocheuse d'un barrage-poids. La gamme de contrainte testée est comprise entre 0,15 MPa à 2 MPa, couvrant la gamme de contraintes régnant à l'interface barrage-fondation par un barrage poids de taille standard [5].

La première partie de l'article décrit le protocole expérimental et les résultats obtenus dans les différentes expériences. La deuxième partie analyse les résultats et conduit à la discussion.



Graphique 1: Essai tilt (ou de basculement) [6]

2. METHODOLOGIE EXPERIMENTALE - RESULTATS

2.1 Contexte des données de l'étude

L'étude est réalisée dans le cadre de la caractérisation du comportement en cisaillement des fondations rocheuse d'un barrage poids en béton, haut de 40 m et situé au Québec. La matrice rocheuse de la fondation est composée de gneiss et de migmatite. La foliation a une direction de 342° avec un pendage de 31° NE [7]. Les résultats de la caractérisation géomécanique de la matrice rocheuse suivant la direction verticale de la fondation sont consignés dans le tableau 1 et montrent une roche dure avec une résistance à la compression élevée. Les paramètres géomécaniques quantifiés sont la résistance en compression uniaxiale (UCS), la résistance à la traction (To), le module de Young E, le coefficient de Poisson (v) et la masse volumique (ρ).

_	UCS (MPa)	To (MPa)	E(GPa)	υ	ρ (g/cm3)
moyenne	187	13	65	0,28	2,71
Cv (%)	5%	15%	3%	4%	3%
Nombre d'essais	4	10	4	3	8

Tableau 1: Résultats des essais géomécaniques sur la roche intacte

L'analyse stéréographique des discontinuités relevées par diagraphie acoustique et à partir de la carte de géologie régionale fait état de trois familles de discontinuités : deux familles de diaclases subverticales et de directions orthogonales et une famille de discontinuités subhorizontales développées le long de la foliation. Les deux familles de diaclases ne provoquent aucunes conséquences négatives sur la stabilité globale du barrage car leur pendage est près de la verticale et leur direction n'est pas parallèle à l'axe longitudinal du barrage. L'étude de la résistance au cisaillement est donc concentrée sur les échantillons de joints issus de la famille de discontinuités développées le long des foliations.

Les échantillons ont été prélevés des carottes de six forages verticaux de diamètre 83 mm et 145 mm, réalisés dans la fondation rocheuse à l'aide d'un carottier à triple paroi. Le carottier à triple paroi a permis de prélever des échantillons de joints intacts sans rotations parasites.

Certains joints sont des fractures saines et d'autres présentent une altération hydrothermale, c'est-à-dire de surface. L'épaisseur altérée est d'ordre millimétrique (inférieure à 5mm). Les fractures saines sont des fractures mécaniques survenues le long des foliations pendant le carottage. L'observation des logs de forages montre parfois l'apparition de chlorite sur les surfaces de joints altérés.

2.2 Détermination des paramètres du modèle de Barton et Choubey

2.2.1 - JCS

Le JCS (*joint compressive strength*) est la résistance à la compression des aspérités du joint. Pour un joint non altéré ou présentant une altération homogénéisée au sein de la matrice rocheuse, le JCS est la résistance à la compression de la matrice rocheuse. Lorsqu'une couche d'altération est présente, on utilise habituellement le marteau de Schmidt qui mesure la valeur au rebond. Cette dernière est intégrée dans une fonction de corrélation pour déterminer le JCS. La relation de [8] est utilisée:

$$ICS = 9.97 * e^{(0.02 * R_L * \rho)}$$
(2)

 R_L et ρ sont la valeur au rebond issue du marteau de type L et la densité de la roche (g/cm³).

L'équipement utilisé est un scléromètre à béton (DIGI-SCHMIDT 2000) de type N/D, avec une énergie d'impact de 2,2 Nm. La procédure expérimentale est décrite par les normes ISRM [9] (Graphique 2). Pour pouvoir utiliser l'équation 2, les valeurs au rebond issues du marteau de type N R_N sont convertie en R_L à l'aide de la relation suggérée par l'ISRM [9] :

$$R_{N/D} = 1.0646 R_{L/D} + 6.3673 (r = 0.99)$$
 (3)

B.1 – Etude expérimentale de la résistance au cisaillement des discontinuités rocheuses des fondations : application aux barragespoids

	Nombre d'échantillons	JCS _{moy}	JCS _{min}	JCS _{max}	CV (%)
Joints non altérés	15	205	174	216	6
Joints altérés	10	107	43	180	37

Tableau 2: Résultat des essais au marteau de Schmidt





Essai réalisé sur la génératrice pour déterminer le JCS des joints non altérés

Essai réalisé sur la surface du joint pour déterminer le JCS des joints altérés

Graphique 2: Modes opératoires de l'essai au marteau de Schmidt

Plusieurs essais au marteau ont été réalisés et les valeurs de JCS des joints sont consignées dans le tableau 2. La comparaison du JCS moyen des joints non altérés et de la résistance à la compression simple de la matrice rocheuse (UCS =187 MPa) donnée au tableau 1, montre que le marteau de Schmidt peut surestimer la résistance à la compression simple de 10%. L'altération a induit une chute moyenne de la résistance initiale des aspérités de 47% et entraine une dispersion significative du JCS des joints altérés (coefficient de variation égal à 37%). La dispersion du JCS des joints altérés montre la présence de différents degrés d'altération des joints.

2.2.2 L'angle de frottement basic ϕ_b et résiduel ϕ_r

Lors du cisaillement d'un joint à faible contrainte normale, les aspérités des épontes frottent les unes sur les autres. Cette résistance à la friction des aspérités est définie comme l'angle de frottement basique \emptyset_b dans le cas d'un joint non altéré ou l'angle de frottement résiduel \emptyset_r dans le cas d'un joint altéré.

$$\phi_{\rm r} = (\phi_{\rm b} - 20) + 20 * \frac{r}{r}$$
 (4)

En pratique, \emptyset_b est assimilé à l'angle de frottement d'un joint plan, lisse et non altéré. \emptyset_b a été ainsi déterminé par des essais de cisaillement direct sur des joints sciés lisses. \emptyset_r est assimilé à l'angle de frotement d'un joint plan, lisse et altéré. \emptyset_r est ainsi déduit d'une formulation empirique proposée par Barton et Choubey (1977). En plus de \emptyset_b , cette formule (équation 4) intègre R et r étant respectivement la valeur au rebond d'une surface non altérée et d'une surface altérée.

Un bâti de cisaillement portatif commercialisé par Roctest Ltée a été utilisé pour réaliser les essais de cisaillement direct à contrainte normale constante sur des joints lisses (Graphique 3). L'équipement est un modèle PHI-10 et peut être utilisé aussi bien en chantier qu'en laboratoire. Lors de l'essai, les charges normales et tangentielles sont contrôlées par l'opérateur (normes CANMET [10]).

A partir des essais de cisaillement direct sur joints lisses, nous pouvons déduire une moyenne de \emptyset_b de 33° et un coefficient de variation de 6%. \emptyset_b est un paramètre qui ne varie pas beaucoup au sein du massif rocheux quand bien même il aurait été déduit de surfaces lisses présentant différentes minéralogies liées à la foliation.

Les joints altérés sont caractérisés par un \emptyset_r de moyenne 27 et un coefficient de variation de 12%. Les propriétés de friction des aspérités de joints altérés (\emptyset_r) sont en moyenne 18 % moins élevées que celles des aspérités des joints non altérés (\emptyset_b).

	Nombre d'essais	Moyenne	Min	Max	Coefficient de variation (%)
Ø _b	19	33	28	35	6
Ø _r	10	28	22	31	12

Tableau 2 : Résultats de l'angle de frottement basique et résiduel



Graphique 3: Appareil portatif de cisaillement (Roctest)

2.2.3 JRC

La numérisation de surface constitue un moyen quantitatif pour évaluer la rugosité à l'échelle des échantillons de laboratoire à travers le paramètre JRC. Ce dernier est calculé à l'aide de Z_2 qui est la racine carrée de la moyenne quadratique de la dérivée première des hauteurs Z_i [12 – 13]. Le paramètre Z_2 est assimilable à la notion de pente moyenne des aspérités d'un profil de longueur projetée L et se calcule avec l'équation suivante :

$$Z_{2} = \sqrt{\frac{1}{L} \int_{0}^{L} \left(\frac{\partial Z}{\partial x}\right)^{2} dx} \approx \sqrt{\frac{1}{N} \sum_{i=1}^{N} \left(\frac{Z_{i+1} - Z_{i}}{\Delta x}\right)^{2}}$$
(5)

La relation suivante permet de déterminer le JRC à l'aide de Z_2 :

$$JRC = 32.2 + 32.47\log(Z_2)$$
(6)

La relation de corrélation entre JRC et Z_2 varie en fonction de la résolution utilisée pendant la numérisation de la surface. Celle présentée dans cet article est obtenue avec une résolution de 0,5 mm. L'équipement de numérisation est un profilomètre laser de modèle Kréon[©] Zéphyr 25 (Graphique 4a). L'ensemble des joints numérisés (Graphique 4b-d) avant cisaillement peuvent être classés en trois groupes de rugosités différentes. Les valeurs du JRC sont consignées dans le tableau 4.

B.1 – Etude expérimentale de la résistance au cisaillement des discontinuités rocheuses des fondations : application aux barragespoids

		JRC		
	Nombre de joints	moyenne	Coefficient de variation %	
échantillons rugueux	13	11	12%	
échantillons de rugosité intermédiaire	12	8	18%	
échantillons de faible rugosité	10	4	29%	

Tableau 3: Résultats des JRC déduits par numérisation



a)-Profilomètre laser de l'Université de Sherbrooke: modèle Kréon Zéphyr 25





b)-Numérisation de l'éponte



c)-Reconstitution numérique de la surface du joint (vue 3D d'une éponte) Graphique 4: Illustration de l'équipement et du protocole de numérisation

2.3 Détermination des propriétés de résistance au cisaillement par essai de cisaillement direct

2.3.1 Procédure

L'appareil de cisaillement utilisé est celui de l'Université de Sherbrooke fabriqué au Département de génie civil de la Faculté de génie (Graphique 5). Il est installé dans le cadre d'une presse MTS d'une capacité de 2700 kN. Les déplacements transversaux et normaux ont été mesurés par des capteurs de type LVDT. Le cisaillement des joints rugueux se fait suivant la direction verticale et à contrainte normale constante. Les charges normales et longitudinales ont été mesurées par des cellules de charge indépendantes des mesures de la presse hydraulique. Le taux de cisaillement a été fixé à une valeur de 0,15 mm/min pour un déplacement total de 5 à 10 mm (ASTM D 5607-08 [11]).

Les essais de cisaillement ont été réalisés avec 5 contraintes normales différentes : 0,15 MPa; 0,35 MPa; 0,75 MPa; 1 MPa et 2 MPa.

Pour multiplier le nombre d'essais de cisaillement sur les joints altérés et non altérés, certaines épontes ont été cisaillées deux ou trois fois avec des contraintes normales différentes. Lors de ces essais sur les mêmes échantillons, les surfaces des joints ont été numérisées à nouveau avant le cisaillement. Nous avons réalisé au total 35 essais de cisaillement direct sur 21 échantillons de joints.



Graphique 5: Bâti de cisaillement MTS du Laboratoire de mécanique des roches de l'Université de Sherbrooke

2.3.2 Résultats

Sur les courbes expérimentales issues des essais de cisaillement, le paramètre extrait est la résistance au cisaillement maximale. Elle correspond à la résistance au pic pour les surfaces rugueuses et à la résistance asymptotique dans le cas des surfaces à faible rugosité dont les courbes de cisaillement ne présentent pas de pic de résistance. Les résistances de cisaillement maximales en fonction des contraintes normales associées sont représentées dans le plan de Morh à la figure 6. Les valeurs d'angle de frottement $\phi_{total} = \left[\arctan\left(\frac{\tau_{max}}{\sigma_n}\right) \right]$ varient entre 30 et 67° et ont une moyenne de 44° et un CV de 22%.



Graphique 6: Résistance de cisaillement maximale en fonction de la contrainte normale

3. ANALYSE ET DISCUSSIONS

Cette section présente une analyse comparative de la résistance au cisaillement des joints rugueux obtenus, d'une part par le modèle de Barton et Choubey selon le protocole expérimental proposé dans ces travaux de recherche et d'autre part par des essais de cisaillement direct. Nous concentrons notre analyse sur le rôle de : i) la rugosité des joints obtenue par numérisation ; ii) l'altération de surface du joint caractérisé par un marteau à forte énergie de percussion (type N/D) et iii) la contrainte normale appliquée lors du cisaillement.

Pour permettre une analyse comparative des résultats obtenus par le modèle de Barton et par les essais de cisaillement direct, nous produisons notre analyse sur *l'angle de frottement total* $\left[\arctan\left(\frac{\tau_{max}}{\sigma_n}\right) \right]$ qui est une propriété de résistance gouvernant le comportement au cisaillement.

L'ensemble des essais de cisaillement sont réalisés avec différentes contraintes normales sur des joints qui présentent différents degrés d'altération et de rugosité. Nous menons l'analyse comparative en plusieurs étapes sur différentes populations statistiques des essais, à savoir sur :

- trois échantillonnages discriminés par la rugosité des joints ;

- deux échantillonnages d'essais discriminés par la présence d'altération des joints ;

- cinq échantillonnages d'essais discriminés par la contrainte normale appliquée ;

- un échantillonnage total des essais de cisaillement direct regroupant l'effet combiné de la contrainte normale, de la rugosité et de la présence d'altération des joints.

3.1 Echantillonnages regroupant des joints de rugosité similaire

L'ensemble des 35 essais sont répartis en trois populations: un groupe de 13 essais sur des joints de JRC = 11, un groupe de 12 essais sur des joints de JRC = 8 et un groupe de 10 essais sur des joints de JRC = 4. La comparaison de ces trois populations permet d'analyser l'applicabilité de la numérisation de surface, comme outil de quantification de la rugosité des épontes à travers le JRC. Le graphique 7 compare les valeurs moyennes d'angle de frottement total estimées et mesurées pour chacun des trois groupes de rugosité.

Lorsque l'on s'intéresse aux valeurs moyennes des angles de frottement totaux obtenus par les mesures de cisaillement direct et par le modèle de Barton et Choubey selon le protocole expérimental proposé dans ces travaux de recherche, du groupe de joints le plus rugueux au moins rugueux, on a respectivement des écarts moyens relatifs d'angle de frottement total de 15,5%, 13,0% et 4% et l'écart relatif moyen entre les moyennes est égal à 11%. Par conséquent, la numérisation de surface et l'utilisation des profils types de Barton et Choubey à travers le paramètre de rugosité Z2 mènent à une estimation moyenne satisfaisante de la résistance au cisaillement des joints de la fondation.

3.2 Échantillonnage des joints en fonction de l'altération

L'ensemble des 35 essais sont divisés en un groupe de 7 essais sur des joints non altérés de JRC moyen égal à 9 (CV = 28%) et un groupe de 28 essais sur des joints altérés de JRC moyen égal à 8 (CV = 42%). L'objectif est d'analyser la pertinence de l'utilisation de la numérisation de surface pour déterminer JRC et du marteau de Schmidt de type N/D pour estimer JCS et $Ø_r$ affectés par l'altération de surface (graphique 8).

Pour le groupe des joints non altérés, les valeurs moyennes d'angle de frottement total mesurées et estimées sont respectivement 52,8° et 52,7°. Les écarts en valeur absolue entre les estimations et les mesures d'angle de frottement total ont une moyenne de 4,3° et varient entre 1,7° et 9,8°. Dans cette configuration, nous avons utilisé un JCS moyen peu dispersé (CV=6%), un $Ø_b$ moyen peu dispersé (CV=6%) et un JRC déterminé spécifiquement pour chaque joint à cisailler. La détermination du JCS des joints non altérés avec le marteau de Schmidt a été validée par comparaison avec la résistance à la compression de la matrice rocheuse. La friction des aspérités est prise en compte par l'angle de frottement basique qui a été mesuré par essais de cisaillement direct sur des joints sciés. La correspondance entre les valeurs moyennes d'angle de frottement total mesurée et estimée permet par conséquent de valider de manière directe l'utilisation de la numérisation de surface pour quantifier le JRC des joints (altérés ou non altérés).

Pour le groupe des joints altérés, la valeur moyenne mesurée d'angle de frottement total est égale à 41,9° et celle estimée par le modèle est égale à 46,3°. Les écarts en valeur absolue entre les estimations et les mesures d'angle de frottement total varient entre 0,7° et 21° avec une moyenne de 8,4°. L'étendue plus élevée des écarts en valeur absolue peut être expliquée par les incertitudes sur les valeurs moyennes de JCS et $Ø_r$ introduites par la présence d'une altération hétérogène et un nombre réduit d'essais au marteau de Schmidt sur des joints altérés. L'hétérogénéité de l'altération est à l'origine d'une dispersion élevée du JCS (CV = 37%). Les joints de ce groupe n'ont pas tous été testés au marteau de Schmidt car peu d'échantillons satisfaisaient les dimensions prescrites par la norme ISRM. Avec ce biais, il est difficile de discuter la capacité du marteau de Schmidt de type N/D à caractériser l'altération de surface des joints. Néanmoins, la valeur moyenne d'angle de frottement total estimée par le modèle de Barton et Choubey reste satisfaisante lorsqu'elle est comparée à la valeur moyenne mesurée par essais de cisaillement direct. En effet, l'estimation moyenne par le modèle de Barton et Choubey est entachée d'une erreur moyenne relative de 10%; ce qui est considéré comme acceptable en géotechnique [12].

3.3 Echantillonnage regroupant des joints cisaillés à la même contrainte normale

L'intérêt de cet échantillonnage est d'étudier l'accroissement de la contrainte normale sur l'estimation de l'angle de frottement total par le modèle de Barton et Choubey. L'ensemble des 35 essais de cisaillement sont subdivisés en 5 populations (tableau 5).

Contrainte normale (MPa)	0,17	0,35	0,75	1,05	2,07
Nombre d'essais de cisaillement	8	7	4	6	10
JRC moyen	10	8	6	9	7

Tableau 5: Echantillonnage en fonction de la contrainte normale

Pour chaque population, nous avons comparé les valeurs moyennes mesurées et prédites d'angle de frottement total (graphique 9). Dans le sens croissant des contraintes normales, les écarts entre la moyenne des mesures et des estimations sont 10° ; 3° ; -3° ; 0° ; et 4° ; soit 17%; 6%; -6%; -1% et 10% relativement aux estimations moyennes d'angle de frottement total.

Nous n'observons pas de corrélation entre les écarts et l'accroissement de la contrainte normale. L'accroissement de la contrainte normale se traduit par une variation aléatoire des écarts entre les valeurs moyennes mesurées et estimées d'angle de frottement total. De plus cette variation aléatoire des écarts entre valeurs moyennes d'angle de frottement total semble être indépendante de la valeur de la rugosité moyenne des populations. En effet, l'écart maximal est observé sur la population de joints de JRC = 10 et cisaillés à 0,17 MPa, tandis que l'écart minimal est donné par la population de joints de JRC = 9 et cisaillés à 1,05 MPa.

3.4 Échantillonnage total

Cet échantillonnage regroupe 35 couples de valeurs, d'une part estimées par le modèle de Barton et Choubey et d'autre part mesurées directement par essai de cisaillement direct. Les joints ont différentes rugosités, différents degrés d'altération et certains sont cisaillés à des contraintes normales différentes. L'analyse globale permet d'examiner globalement la résistance au cisaillement obtenue par le modèle de avec le protocole expérimental proposé, lorsque plusieurs facteurs influençant la résistance au cisaillement sont combinés.

Le graphique 10 compare les 35 couples de valeurs de résistance au cisaillement, d'une part estimées par le modèle de Barton et Choubey et d'autre part mesurées directement par essai de cisaillement direct par analyse de la distance des points autour de la bissectrice (droite). Qualitativement, les points ont tendance à relativement s'aligner autour de la bissectrice et cela traduit une estimation satisfaisante de la résistance au cisaillement des joints. Quantitativement, l'analyse statistique montre un coefficient de corrélation de 0,93 indiquant une forte corrélation entre les mesures et les estimations.

Par analyse sur l'angle de frottement total, cela équivaut à une valeur moyenne d'angle de frottement de $44,1^{\circ}$ pour les essais de cisaillement direct et de $47,6^{\circ}$ selon le modèle de Barton et Choubey. La moyenne des écarts entre les valeurs des angles de frottement au pic obtenus par les mesures de cisaillement direct et celles obtenus par modèle de Barton et Choubey est égale à $7,6^{\circ}$. Ces écarts varient cependant entre $0,7^{\circ}$ et $21,5^{\circ}$. Les valeurs moyennes sont relativement proches avec une erreur relative de 7%.

Nous pouvons conclure que le protocole expérimental proposé pour déterminer les paramètres d'entrée du modèle de Barton et Choubey permet d'estimer des valeurs moyennes satisfaisantes d'angle de frottement total.

B.1 – Etude expérimentale de la résistance au cisaillement des discontinuités rocheuses des fondations : application aux barragespoids



Graphique 7 : Comparaison des angles moyens de frottement total obtenus à partir du modèle de Barton et à partir d'essais de cisaillement direct pour trois groupes de rugosité



Graphique 9: Influence de la contrainte normale sur les écarts entre les valeurs moyennes estimées par le modèle et mesurées par essais de cisaillement direct



Graphique 8: Comparaison des angles de frottement totaux obtenus à partir du modèle de Barton et Choubey et des essais de cisaillement direct des joints non altérés et altérés



Graphique 10: Comparaison des résistances au cisaillement max entre Barton et Choubey et les essais de cisaillement direct

4. CONCLUSION

Notre étude a proposé une méthodologie expérimentale pour mettre en œuvre le modèle de Barton et Choubey. Pour déterminer les paramètres d'entrée du modèle, nous avons utilisé la numérisation au profilomètre laser, l'essai rapide de cisaillement direct avec un bâti portatif et le marteau de Schmidt de type N (scléromètre à béton). Sur ces bases, notre étude a comparé les résultats obtenus par le modèle de Barton et Choubey implémenté à partir de la méthodologie expérimentale proposée, aux résultats obtenus par des essais de cisaillement direct à contrainte normale constante, menés sur des échantillons de joints naturels issus d'une fondation rocheuse d'un barrage-poids. Les principaux résultats de cette étude peuvent être résumés en deux points.

Premièrement, la méthodologie expérimentale proposée mettant en œuvre le modèle de Barton et Choubey permet d'estimer les mesures par essais de cisaillement direct avec une erreur relative limitée de 7%. Cela implique de réaliser la caractérisation expérimentale des trois paramètres du modèle de Barton et Choubey sur plusieurs joints afin de garantir des valeurs dont l'erreur sur la moyenne corresponde à cet ordre de grandeur.

Deuxièmement, pour mieux tenir compte de l'altération hétérogène entre les joints et par conséquent réduire les écarts entre la méthodologie expérimentale proposée mettant en œuvre le modèle de Barton et Choubey et les mesures par essais de cisaillement direct, le JCS d'un joint altéré devrait être déduite d'une caractérisation spécifique du joint. Sur l'ensemble des joints altérés, une erreur relative de 10% est constatée sur la valeur moyenne de l'angle de frottement total. Cette erreur est engendrée essentiellement par la dispersion élevée du JCS (CV = 37%).

Au final, nous pouvons conclure que la méthodologie expérimentale proposée et associée au modèle de Barton et Choubey est pertinente et qu'elle permet de générer des données abondantes de cisaillement sur les joints des fondations rocheuses de barrage.

En termes de perspectives et pour tendre vers une caractérisation plus réaliste des fondations de barrages, la méthodologie expérimentale que nous proposons pourrait être couplée avec la prise en compte de l'effet d'échelle des propriétés de cisaillement. L'effet d'échelle de la résistance au cisaillement est étroitement lié à celle de la rugosité des joints; cela donne la possibilité d'utiliser la numérisation de grande surface pour traiter la question d'effet d'échelle. Par ailleurs, la variabilité spatiale des sous-pressions au sein des discontinuités constitue un élément essentiel de la stabilité des discontinuités qui devrait également être pris en compte.

REMERCIEMENT

Cette étude a été rendue possible grâce au financement d'Hydro Québec, du CRSNG et d'IRSTEA . les auteurs adressent leurs remerciements à Georges Lalonde, Dannick Charbonneau et Ghislaine Luc, techniciens au laboratoire de mécanique des roches de l'Université de Sherbrooke..

REFERENCES

[1] Barton N.R., & Choubey V. (1977) The shear strength of rock joints in theory and practice. *Rock Mech Rock Eng.*, **10** (1-2), 1-54.

[2] ICOLD (1993). Rock Foundations For Dams -Fondations rocheuses de barrages, **88**, 241pp.

[3] ISRM (1978). Suggested methods for the quantitative description of discontinuities in rock masses. *Int J Mech Min Sci & Geomech Abstr*, **15**, 319-368.

[4] Muralha J., Grasselli G., Tatone B., Blümel M., Chryssanthakis P., & Yujing J. ISRM (2014) Suggested method for laboratory determination of the shear strength of rock joints: Revised version. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, **47**, 291-302.

[5] Grasselli G., & Egger P. (2003) Constitutive law for the shear strength of rock joints based on threedimensional surface parameters. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*.**40**, 25-40.

[6] Barton N. (2012) Shear strength criteria for rock, rock joints, rockfill and rock masses: problems and some solutions. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*. **5**, 15 pp.

[7] Quirion M. (2009) Centrale La Tuque Avant projet TBB3W, Réhabilitation de l'évacuateur de crues et des barrages-poids/ Aspects géologiques et géomécaniques de la fondation, *Rapport technique*, 36pp.

[8] Deere D.U., Miller R.P. (1966) Engineering Classification and Index Properties of Intact Rock. *Technical report*, New Mexico: Air Force Weapons Laboratory, Kirkland Air Force Base.

[9] Aydin A. ISRM (2009) Suggested method for determination of the Schmidt hammer rebound hardness: Revised version. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*. **46**, 627-634.

[10] Gyenge M., Herget G. (1977) Determination of strength properties of rock discontinuties by direct Shear test. Laboratory tests for design parameters. *Report CANMET*, Canada.

[11] ASTM D5607-08 (2008) Standard Test Method for Performing Laboratory Direct Shear Strength Tests of Rock Specimens Under Constant Normal Force, *ASTM International, West Conshohocken, PA, www.astm.org.*

[12] Favre JL. (2004) Sécurité des ouvrages / Risques: Modélisation de l'incertain, fiabilité, analyse des risques, Ellipses Marketing.

DEVELOPPEMENT D'UNE BASE DE DONNEES SUR LA RESISTANCE A LA TRACTION DE L'INTERFACE BETON-ROCHER

Creation of a database on the tensile strength of the concrete-to-rock interface

Guilhem DEVEZE EDF TEGG 905 avenue du Camp de Menthe, 13097 Aix en Provence Cedex guilhem.deveze@edf.fr

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

MOTS CLÉS

Barrage-poids, fondation, fouille, cohésion, essais de traction directe

RÉSUMÉ

EDF est confrontée à la problématique liée à la caractérisation des résistances (traction, cisaillement) des interfaces béton/rocher de fondation pour les barrages poids. De nouvelles exigences réglementaires (concernant les périodes de retour des crues à considérer ou l'application du nouveau zonage sismique au barrage par exemple) conduisent à augmenter les sollicitations. La justification de la stabilité de l'ouvrage nécessite par conséquent de rechercher de nouvelles marges par rapport aux pratiques usuelles de détermination des résistances, notamment pour les barrages poids existants. Cette communication présente les pistes d'amélioration pour ces déterminations, en particulier le dispositif expérimental mis en place au laboratoire Cemete de Ceidre/TEGG pour une meilleure estimation de la résistance à la traction du contact béton/rocher.

ABSTRACT

EDF faces to the issue of mechanical properties determination (tensile and shear strengths) at the concrete-to-rock interface for gravity dams. New regulatory requirements lead to increase loadings (related to return periods of floods or application of a new seismic zoning). Therefore, new margins (compared to standard practices concerning mechanical properties determination) shall be found to assess the stability of gravity dams. This paper deals with the different ways proposed by EDF to improve the determination of these mechanical properties and in particular with the experimental device, implemented by CEMETE laboratory of CEIDRE/TEGG, for a better estimation of tensile strength at the concrete-rock interface.

1. CONTEXTE

1.1 Objectifs de l'étude

Des évolutions modifiant sensiblement les actions de la situation accidentelle sismique et les actions des situations de crues, notamment la situation extrême, pourront conduire à reprendre les calculs de justification de la stabilité des barrages poids en béton. Ces évolutions sont concomitantes à la parution récente de recommandations du CFBR [1], plus exigeantes sur les résistances par l'introduction de coefficients partiels élevés.

Ces évolutions vont conduire à réinterroger les « marges cachées » dans les méthodologies usuellement utilisées pour déterminer les paramètres de résistances, en particulier pour les barrages anciens, très souvent mal documentés. Les Etats Limites concernés sont l'état limite ultime de résistance à l'effort tranchant et l'état limite d'extension des fissures.

La présente communication s'attache plus particulièrement aux résistances du contact béton/rocher.

1.2 Qu'est ce que le contact béton/rocher ?

On appelle contact la zone de l'ouvrage et de sa fondation regroupant la base de l'ouvrage béton (grossièrement le premier mètre), l'interface béton/fondation stricto sensu et la partie supérieure de la fondation rocheuse (également le premier mètre).

On considère classiquement que la résistance du contact correspond à la plus faible résistance des deux matériaux le constituant, ce qui conduit implicitement à négliger la potentielle faiblesse de l'interface. Cette estimation est vérifiée pour les grands barrages récents, pour lesquels le traitement et le nettoyage du fond de fouille ont fait l'objet d'une attention toute particulière tracée dans des fiches de réception. Elle peut être mise en doute pour les petits barrages anciens, pour lesquels les méthodes de construction étaient moins contraignantes et moins suivies.

Les recommandations pour la justification de la stabilité des barrages-poids du CFBR [1] présupposent que le critère de rupture de la zone de contact est un critère de Mohr-Coulomb. Dans cette hypothèse le terme « cohésion » est ambigu, car il regroupe à la fois :

- La cohésion réelle (résistance au cisaillement à contrainte normale nulle ou cohésion réelle, Cr sur la figure 1), regroupant à la fois le collage et l'imbrication des deux matériaux,
- La cohésion apparente (Ca sur la figure 1), sans signification physique réelle, correspondant à l'intersection de la droite du critère de Mohr-Coulomb lors de l'interpolation d'un critère parabolique de type Hoek & Brown, généralement utilisé pour les massifs rocheux homogènes et isotropes.



Figure 1 : critère parabolique de Hoek&Brown (en bleu) linéarisé sur une gamme de contrainte normale (en rouge),avec illustration de la cohésion apparente Ca, réelle Cr et de l'angle de frottement apparent φ a

Retenir un critère de Mohr-Coulomb pour la zone de contact autorise la prise en compte d'une dilatance. On rappelle que la dilatance traduit l'apparition d'un déplacement normal (soulèvement) consécutif à un déplacement tangentiel à la surface de l'interface (glissement) lorsque cette surface est très rugueuse. Ce phénomène n'existe que pour les faibles contraintes normales, puisque, pour les très fortes contraintes normales, le « soulèvement » est empêché et le « glissement » s'effectue en cisaillant les dents de la rugosité. Ce type de comportement est classiquement modélisé, pour les joints rocheux, par un critère bilinéaire (Patton, 1966).



Figure 2: critère bilinéaire de Patton, avec un phénomène de dilatance jusqu'à $\sigma_n = \sigma_A$, augmentant l'angle de frottement ϕ_b d'une valeur i. Au-delà de $\sigma_n = \sigma_A$, l'angle de frottement ϕ_r est constant, grossièrement égal à ϕ_b .

La difficulté consiste à attribuer une valeur à cet angle de dilatance i, qui est fonction de la géométrie du fond de fouille et des résistances relatives des matériaux.

L'exemple le plus flagrant du rôle pouvant être joué par l'interface concerne les fouilles dans les roches dures, déroctées à l'explosif, qui correspondent à la majeure partie du parc de barrages poids béton d'EDF. Le fond de fouille y apparaît en bosse et creux topographiques (macro-rugosité laissant espérer une valeur de i appréciable). Les difficultés d'exhaure ont pu conduire à laisser à l'interface un léger film « d'argile » dans les creux, annulant la résistance à la traction et la cohésion vraie. Ces films d'argile sont parfois visibles sur les sondages réalisés sur les ouvrages du parc.



Photo 1 : illustrations d'un fond de fouille récent sur granite (barrage BCR de Rizzanese, crédit photo EDF)

De même, un fond de fouille lisse (par exemple le plan de stratification horizontal d'une roche sédimentaire ou un poli glaciaire dans une roche magmatique) présentera indubitablement une résistance au cisaillement inférieure à celles du premier mètre de l'ouvrage ou de la fondation. La création de redans, améliorant « l'imbrication » de l'ouvrage dans sa fondation peut ne pas être garantie dans certains contextes géologiques où la sortie de ces redans est structuralement impossible.

1.3 Cadre de l'étude

La détermination des résistances de la base de l'ouvrage (béton de première phase ou béton de propreté, pouvant présenter une formulation différente de celle du reste de l'ouvrage) ou de la partie supérieure de la fondation rocheuse (rocher altéré, fracturé, décomprimé notamment par l'effet des tirs ; méconnaissance des critères d'arrêt des fouilles, des purges éventuelles de zones de « mauvais rocher » ; création de redans plus ou moins volontaires,...) fait l'objet de méthodes avérées, qui ne sont pas présentées ici.

Quatre pistes sont évoquées pour tenter de mieux caractériser les résistances du contact :

- 1. Améliorer la qualité des reconnaissances géotechniques, notamment la qualité du prélèvement de la zone de contact, qui est une zone de faiblesse mécanique au sein de matériaux raides, donc techniquement très difficile à carotter. Les échantillons sont très souvent remaniés (décollés voire fragmentés), ce qui conduit nécessairement à des estimations pessimistes des résistances,
- 2. Elaborer une ou plusieurs méthodologies pour approcher la géométrie de l'interface par des méthodes géophysiques non destructives. La mise en évidence d'une « macro-rugosité » à l'échelle

métrique à décimétrique permettrait d'affecter l'interface d'une dilatance ou d'une cohésion d'imbrication,

- 3. Quantifier l'effet d'échelle sur les résistances au cisaillement d'un contact béton/rocher. En effet, l'extrapolation classique des résultats des essais en laboratoire (0,03 m²) à l'échelle d'un plot de barrage (plusieurs dizaines de m²) est souvent très conservative, car elle néglige cet effet d'échelle, ce qui conduit pratiquement toujours à des surdimensionnements. Ce projet (Projet CiBeFHy pour Caractérisation de la résistance au cisaillement et comportement des Interfaces entre Béton et Fondation des structures Hydrauliques) fait l'objet d'une thèse, débutée en 2013, financée par EDF et IFSTTAR._Cette thèse s'appuie notamment sur des essais réalisés à la boite de cisaillement du laboratoire EDF/CEMETE (section des échantillons cisaillés : 0,03 m²), à la boite de cisaillement du CEREMA Toulouse (0,06 m²) et surtout en utilisant le bâti de cisaillement du CEREMA Bron (1 à 1,5 m²).
- 4. Créer une base de base de données de résistance à la traction directe à petite échelle, objet de la présentation.

Les résultats de cette étude pourront être appliqués, moyennant adaptations, aux autres ouvrages béton (notamment les massifs de conduites forcées).

1.4 Démarche retenue pour le développement de la base de données de résistance à la traction directe

Cette base de donnée s'insère dans une approche globale visant à démontrer que la résistance à la traction (donc la cohésion réelle, de collage) peut, dans certains cas, être non nulle à l'échelle d'un plot et à approcher la résistance mobilisable, en demeurant évidemment extrêmement prudent.

Cette approche globale s'appuie :

- Sur une analyse structurale de la roche, afin de vérifier qu'il n'existe pas une famille de discontinuités défavorablement orientée (par exemple un joint de stratification subhorizontal),
- Sur une analyse des reprises de bétonnage,
- Sur l'estimation de la propreté de l'interface.

Pour les barrages existants, ces analyses s'appuient sur un nombre statistiquement suffisant de forages, avec systématiquement des imageries de parois géoréférencées dont la pratique, la technicité et le nombre de prestataires ont augmenté ces dernières années. Ces imageries permettent aisément de qualifier les matériaux béton et rocher et l'interface, mais elles ne permettent évidemment pas de quantifier les résistances à la traction.



Photo 2 : illustrations de trois contacts tels que visibles en imagerie de paroi géoréférencée (barrage EDF de Record, crédit photo EDF)

Il a donc été proposé de développer une base de données de résultats d'essais à la traction directe de l'interface réalisés en laboratoire, c'est-à-dire à petite échelle.

L'idée est d'associer à une analyse statistique des interfaces vus à l'imagerie (par exemple 20 % des contacts vus en imagerie sont collés, 30 % sont sales, 50 % sont décollés et fragmentés) une valeur de résistance à petite échelle (dans notre cas 1, 0 et 0 MPa) pour en déduire une valeur de résistance à grande échelle (20 % x 1 MPa = 200 kPa dans notre cas) à transformer en valeur caractéristique au sens des recommandations du CFBR [1].

La création de cette base de données s'appuie sur un grand nombre d'essais croisant :

- Cinq faciès typiques du parc hydraulique EDF : granite, gneiss, calcaire, grès molassique (vallée de la Basse Isère) et marne (vallée du Doubs),
- Deux formulations bétons (cf. §2.2),
- Deux états de propretés : propre et poussiéreux (car film continu d'argile : résistance nulle).

2. PROTOCOLE EXPERIMENTAL MIS EN ŒUVRE POUR LA BASE DE DONNEES

2.1 Choix du matériau rocheux

Des blocs de plusieurs centaines de litres ont été sélectionnés en carrières par les géologues, en tentant au mieux de retrouver un faciès similaire à un rocher en fond de fouille (sain à altéré sur fissures, légèrement fissuré), avec une face naturelle ou sortie de tir. Les épontes de discontinuités naturelles ont été écartées car non représentatives.

Les faces d'essais identifiées ont été choisies de façon à ce que leur plan moyen soit le plus possible plan afin de garantir au mieux une répétabilité des essais.

Les carrières sélectionnées ont été les suivantes :

- Granite : carrière Salagnac à Bugeat (19), qui offrait en outre l'avantage d'être adossée à un atelier de découpe de pierres ornementales. Les gros blocs nécessaires aux essais de cisaillement à grande échelle du projet CiBeFhy (1,5m²) sont issus de cette carrière, où ils ont été découpés préalablement à leur transport jusqu'à Bron,
- Gneiss : carrière Baton à Livet (38),
- Calcaire : carrière Gontéro à Martigues (13),
- Grès molassique et marnes : ces faciès sont pour l'instant non recensés, par absence de carrière et manque d'opportunité de chantiers. Il apparaît qu'il sera dans tous les cas très difficile de s'approvisionner en blocs de marnes intacts.

2.2 Choix du matériau béton

Deux formulations de béton ont été mises au point, sur la base d'une douzaine d'expertises réalisées sur des bétons de barrage existants.

Les valeurs moyennes mesurées lors de ces expertises ont permis de figer les grandes lignes de la formulation du béton de référence. Les paramètres du béton susceptibles d'avoir un impact sur la qualité du contact ont été identifiés : leur modification a permis d'aboutir à un second béton, variante du béton de référence aux propriétés dégradées.

Plus en détail, l'analyse de ces données, complétée par les exigences liées aux essais de traction à réaliser, met en avant les points suivants :

- étant donné les contraintes liées aux essais de traction, il n'est pas concevable de formuler un béton cyclopéen, puisque le Dmax du granulat doit être compatible avec le diamètre de carottage. Ceci correspond d'ailleurs aux observations visuelles de l'aspect du béton au contact avec le rocher : généralement pas ou peu de bloc sur la 1^{ère} levée, et béton visuellement riche en pâte, proche d'un béton classique de Dmax 20 mm voire même d'un microbéton. Les deux options (béton classique et microbéton) ont été retenues pour l'étude.
- quelle que soit la nature du ciment, la matrice cimentaire est globalement composée des mêmes hydrates, à des teneurs différentes. En première approche, la nature du ciment est jugée sans impact sur la qualité du contact : le type de ciment étant donc considéré non discriminant, un CEM I le plus courant est retenu.
- le retour d'expérience des études analysées montre une moyenne de dosage en ciment élevée (380 kg/m³) pour les bétons de barrage ("mortier" du béton cyclopéen) ; dosage élevé mais sans doute représentatif des premières couches sur la fondation. Les analyses chimiques sont critiquables et approximatives, mais le retour d'expérience montre une précision de cette mesure de l'ordre de 50 kg/m³.
- le E/C estimé par cette méthode varie beaucoup d'une étude à l'autre, entre 0,4 et 0,8.

- on considère que la nature pétrographique des granulats n'a pas d'impact sur la qualité compte tenu qu'il est supposé que les liaisons à l'interface se font entre la pâte cimentaire et le substratum rocheux.
- Il n'y a pas d'exigence particulière sur la nature des granulats de la formulation, hormis le choix de granulats concassés représentatifs de la réalité.
- les propriétés mécaniques sont ici aussi très variables. Les moyennes mesurées sont ft>2,5 MPa et fc autour de 30 MPa. La porosité moyenne est proche de 17 %.

Au final, le cahier des charges suivant a été établi :

	béton Dmax 20 mm	Microbéton dégradé			
ft	≈ 3 MPa	≈ 2,5 MPa			
fc	≈ 30 MPa	≈ 20 MPa			
Porosité	≈ 17 %	≈20%			
Dmax granulat	20 mm	10 mm			
Type ciment	CEMI	CEMI			
E/C	≈ 0,6	≈ 0,7			
Fahleau 1 · propriétés obtenues sur les deux formulations retenues					

obtenues sur les deux fo

L'objectif de l'étude étant d'avoir un béton aux propriétés physico-mécaniques similaires au béton des ouvrages, les paramètres de formulation n'étant qu'indicatifs, il s'agit donc d'une approche de formulation performantielle. Les matériaux ont été sélectionnés de manière à être les plus représentatifs possible des matériaux utilisés anciennement lors de la construction de ces ouvrages. Il est à signaler que les matériaux actuels sont plus performants que les anciens, notamment le ciment. Ainsi, pour améliorer la rhéologie du béton tout en limitant le dosage en ciment, et donc les résistances du béton, un filler calcaire a été intégré dans les formulations.

Ces bétons ont un dosage en ciment compris entre 265 kg/m³ et 320 kg/m³. Ces formules ne correspondent pas strictement à celles des bétons anciens de construction telles qu'on peut les trouver dans les archives, mais elles en reproduisent leurs performances avec les matériaux actuels. De plus, ces dosages pourraient correspondre à la partie « mortier » d'un béton cyclopéen dont le dosage en ciment serait de 250 kg / m³ avec les blocs.

Les formules retenues, aux propriétés rhéologiques satisfaisantes (ouvrabilité suffisante, absence de ségrégation ou de ressuage, durée pratique d'utilisation de 1h30, vibrables), garantissent un coulage conforme aux règles de l'art.



Photo 3 : gâchées béton Dmax 20 mm – affaissement 170 mm, crédit photos EDF



Photo 4 : gâchées microbéton – affaissement 200 mm, crédit photos EDF

Les propriétés suivantes ont été obtenues :

		béton	
		Dmax 20	microbéton
		mm	
	Slump T0 (mm)	190	180
Propriétés état frais	Slump T0+60'	160	80
	Air occlus (%)	0,3	0,5
	fc _{7j} (MPa)	23,0	16,8
Duranitté	fc _{28j} (MPa)	29,4	23,4
état durci	ft _{28j} (MPa)	3,10	2,65
	Mv_{28j} (kg/m ³)	2340	2300
	Porosité (%)	18,5	20,2

 Tableau 2 : propriétés obtenues sur les deux formulations retenues

2.3 Etats de propreté de l'interface

Deux états ont été mis en œuvre :

- l'état propre : la surface est nettoyée sous eau à haute pression et humidifiée avant le coulage du béton (saturation des premiers centimètres du rocher),
- l'état sale : la surface est badigeonnée de barbotine (mélange d'eau et de poussières récupérées lors des opérations de sciage). Cette méthode a pour avantage de représenter au mieux la réalité d'un fond de fouille, où les « dents » du fond de fouille sont en général sèches mais poussiéreuses, alors que les creux sont en général humides avec accumulation de matériaux fins. Une attention particulière a été apportée à la reproductibilité de cet état sale.

Un calepinage préliminaire est réalisé sur la surface des blocs rocheux afin de positionner les zones d'essais. Il tient compte notamment des distances minimales à respecter entre chaque carottage pour s'affranchir des effets de bords.

2.4 Préparation des blocs

Les blocs rocheux sont préalablement découpés à la scie, afin de pouvoir être coffrés.



Photo 6 : découpage à la scie Torpédo d'un bloc de granite, crédit photos EDF

Les états de surface sont préparés après coffrage, puis le béton est coulé et vibré. La phase de maturation dure 28 jours.



Photo 7 : bloc coffré surface propre, crédit photos EDF



Photo 8 : bloc coffré surface sale en cours de badigeonnage, crédit photos EDF



Photo 9 : coulage et vibrage (béton Dmax 20 mm, crédit photos EDF)



Photo 10 : *Vue d'un bloc granite/béton (1,3 x 0,7 x 0,5 m) avec les carottes prêtes pour l'instrumentation d'essai, crédit photos EDF*

A 28 jours, le béton est ensuite carotté en diamètre 148 mm jusqu'à dépasser de 10 mm l'interface béton/roche. Le calepinage préalablement réalisé permet de maîtriser cette profondeur. Le carottage est réalisé par un carottier double cloche qui carotte simultanément à 148 millimètres (diamètre intérieur) et 24 millimètres (diamètre intérieur). Après dégagement de la carotte de 24 millimètres, une tige filetée est scellée à la résine en vérifiant que l'axe de la tige est perpendiculaire à la face supérieure de la carotte. Un cylindre en acier de 145 millimètres de diamètre taraudé en son centre est ensuite vissé sur la tige filetée et collé sur la face supérieure du carottage.

2.5 Dispositif d'essai

Un bâti en acier, sur lequel est placé un vérin annulaire, est positionné autour du cylindre de traction. Un système à visée laser permet de s'assurer que l'axe de traction est parfaitement aligné avec celui de la carotte. Un axe articulé, équipé d'une tête de chape taraudée, est vissé sur la carotte (Photo 11). Ce système est complété d'une tige filetée suffisamment longue pour qu'elle dépasse le vérin annulaire, permettant le montage d'un système de mesures de l'effort de traction et d'un capteur de déplacement destiné à vérifier l'absence de glissement.



Photo 11 : traction directe par vérin annulaire (avec détail de l'axe articulé, crédit photos EDF)

2.6 Présentation des résultats

Les résultats se traduisent par l'effort à la rupture (effort maximal) et par une observation de la surface et du faciès de rupture.



Photo 12 : photos de ruptures à l'interface, crédit photos EDF

Sur la photo 12, la croix bleue correspond au calepinage préalable à la coulée du béton sur le granite. Elle démontre donc une rupture à l'interface. Notons toutefois l'angle entre l'axe de la carotte (=correspondant à l'angle de l'effort) et la surface de rupture. Cet angle n'est pas corrigé en première approche dans le calcul de la résistance à la traction directe.

3. PREMIERS RESULTATS

Lors de la rédaction de cet article, les essais sont en cours de réalisation sur les blocs de calcaire ; ils ont été effectués sur les faciès granite et gneiss. Le tableau 3 ci-dessous présente, à titre illustratif, les résultats pour le faciès « Gneiss » :

	Gneiss	Gneiss	Gneiss	Gneiss
	propre	Sale	Propre	Sale
	microbéton	microbéton	béton Dmax 20 mm	béton Dmax 20 mm
Nombre d'essais interprétables	10	8	9	10
Moyenne (MPa)	>0,74	0,27	>0,70	0,48
Valeur minimale (MPa)	0,08 ⁽¹⁾	0,17	0,39 ⁽¹⁾	0,09
Valeur maximale (MPa)	>1,203(2)	0,47	1,09	0,85
Ecart type (MPa)	0,32	0,10	0,29	0,27

Tableau 3 : valeurs de résistance à la traction directe pour le faciès « Gneiss » ; ⁽¹⁾ rupture dans le rocher ; ⁽²⁾ rupture du scellement de la tige, valeur par défaut ; le signe > X est utilisé lorsqu'au moins un essai n'a pu être mené à la rupture à l'interface. La valeur est alors supérieure à la valeur X correspondant à la contrainte maximale d'arrachement.

Ces essais se traduisent par :

- des ruptures presque exclusivement à l'interface sensu stricto (82 % des cas) ou immédiatement dans le rocher sous-jacent (8% des cas) pour les gneiss. Le reste des essais correspond à une rupture du scellement. Les valeurs moyennes proposées (précédées du signe >) sont donc légèrement inférieures à la valeur réelle (qui aurait été mesurée si le scellement n'avait pas rompu).
- une grande dispersion des résultats (variances de l'ordre de 40 % pour chaque population),
- des valeurs moyennes cohérentes avec [7], de l'ordre de 0,7 MPa pour les interfaces propres,
- un abaissement significatif de la valeur moyenne lorsque l'interface est sale,

4. CONCLUSION

La mise au point du protocole expérimental utilisé pour la création d'une base de données de traction directe au contact béton/rocher s'est heurtée à des choix techniques, qui peuvent être discutés et dont les conséquences en termes de sensibilité seront testées dans des phases ultérieures de l'étude.

A partir de ces essais de laboratoire, une méthodologie sera élaborée pour proposer une valeur caractéristique prudente (nature et nombre de sondages et essais, analyse des imageries de paroi, etc).

La piste $n^{\circ}1$ (cf. § 1.3) visant à améliorer la qualité des reconnaissances est portée par une action globale en interne à EDF. Par exemple, le prélèvement du contact peut faire l'objet d'une rémunération particulière du foreur, avec un système de plus value / moins value en fonction de la qualité du carottage, comparé aux imageries de parois.

La piste n°2 (cf. § 1.3) visant à caractériser la géométrie de l'interface par des méthodes géophysiques non destructives (notamment tomographie sismique) est en cours de déploiement, avec vérification de la faisabilité de plusieurs techniques géophysiques sur des sites judicieusement choisis et traitement du signal acquis. Il conviendra ensuite de vérifier à quel point les méthodes préconisées sont dépendantes du site (facilité d'accès au contact, géologie,...).

La piste n°3 (cf. § 1.3), quantification de l'effet d'échelle sur les résistances au cisaillement (projet CiBefHy en cours de réalisation à l'IFSTTAR) fera l'objet d'une présentation de thèse en 2016.

BIBLIOGRAPHIE

[1] Comité Français des Barrages et Réservoirs (2012) Recommandations pour la justification de la stabilité des barrages-poids

[2] Note interne EDF Ceidre TEGG (2012). Note EDTGG120462 Détermination des résistances au contact des barrages poids béton - Etat des lieux et pistes de réflexion

[3] Note interne EDF Ceidre TEGG (2013). Note EDTCE130159 Contact Béton Rocher – Etudes de formulations béton

[4] Note interne EDF Ceidre TEGG (2013). Note EDTCE130642 Contact Béton Rocher – Note technique

[5] Hoek and al. (2002) "Hoek-Brown failure criterion – 2002 Edition", proc. NARMS-TAC Conference, Toronto, 1, 267_273

[6] Patton (1966) "Multiples modes of shear failures in rock", Proc. 1st congr. Int. Soc. Rock. Mech., Lisbon, 1, 509-513

[7] Rapport EPRI (1992) : "Uplift pressures, shear strengths, and tensile strengths for stability analysis of concrete gravity dams".

[8] :H.Link (1969) : "The sliding stability of dams", Waterpower.

[9] :M.Rocha : Mechanical behaviour of rock foundations in concrete dams, 8^e CIGB, vol I, Q28 R44

[10] :Rapport EDF (1966) : Barrage de Calacuccia - Etude in situ de la résistance au cisaillement d'une semelle de contrefort au contact béton/rocher

[11] :Bourgin et al (1961) : Résistance des barrages au glissement au contact béton/rocher et sur une reprise de bétonnage", Groupe de travail constitué sur l'initiative du comité national français des grands barrages -- 7^e CIGB, Q26, R43.

[12] : A.Pfaff (1941) : Essais d'adhérence béton-rocher exécutés sur le barrage de l'Aigle en 1941

STABILITE DES BARRAGES EN CRUE : METHODES D'ESTIMATION DU RISQUE D'ERODABILITE AVAL DES FONDATIONS SOUMISES A DEVERSEMENT PAR-DESSUS LA CRETE

Stability of dams during floods : Methods to assess the risk of downstream foundation erodability due to overflowing above dam

crest

Frédéric LAUGIER Chef du service GC-Structure, EDF CIF, France - frederic.laugier@edf.fr

Thierry LETURCQ

Géologue, EDF CEIDRE TEGG, France - thierry.leturcq@edf.fr

Benoit BLANCHER Ingénieur, EDF CIH, France - benoit.blancher@edf.fr

MOTS CLÉS

Erodabilité, dissipation d'énergie, fosse, érosion, déversement

RESUME

La dissipation d'énergie à l'aval des barrages est une problématique qui sera renforcée par l'évolution à venir de la réglementation française. L'examen de situations extrêmes de crue (probabilité 10⁻⁵), pourra amener à une surverse par-dessus le couronnement. De tels déversements pourraient impacter le barrage par érosion régressive du pied de l'ouvrage ou par fragilisation des appuis en rive.

L'estimation de l'érodabilité rocheuse et des affouillements alluvionnaires des fondations à l'aval des barrages soumises à une sollicitation hydraulique (lame déversante ou jet plongeant) fait intervenir des phénomènes très complexes et nécessite d'évaluer au plus juste la puissance hydrodynamique de l'écoulement, les durées de déversement, les propagations des pressions dans les fissures du massif rocheux discontinu, la résistance du massif rocheux fracturé,..

L'article rappelle les pratiques historiques de conception et passe en revue les méthodes ayant cours, depuis les méthodes empiriques simples et celles qui ont été récemment développées, en l'occurrence une approche semiempirique de l'index d'érodabilité développée par G.W. Annandale ainsi qu' une approche théorique, basée sur les phénomènes physiques et calée sur un protocole expérimental en laboratoire, portée par E. Bollaert.

L'article présente et compare le REX de l'application des approches d'Annandale et de Bollaert sur les fondations de certains ouvrages EDF. La présente communication est axée sur l'érodabilité des fondations rocheuses.

ABSTRACT

Down downstreal energy dissipation at dam bottom is a very serious issue which will be confirmed by the coming evolution of the French dam regulations. Assessment of extreme flood situations (probability 10⁻⁵) might lead to overflow dam crest. Such overflow could impact dam by dam toe regressive erosion or fragilize dam abutment.

Assessment of dam foundation erodability is a very difficult issue involving complex hydraulic features. It requires to precisely assess the hydrodynamic power of plunging water jet, duration of flow, pressure propagation in rock faults, strength of rock etc..

The article reminds historical design practices. It reviews main existing methods from the most simples empirical methods to the recently developed ones. Annandale developed a semi-empirical method. Bollaert developed a more complex one based on physical patterns according to experimental tests in laboratory.

The article will present and compare the lessons learnt from those approaches when applied on EDF dams. This article mainly focuses on rock foundations.

1. INTRODUCTION

La dissipation d'énergie à l'aval des barrages est une problématique à prendre en compte dans la conception des ouvrages. L'évolution possible en 2015 de la réglementation, pourra conduire à réexaminer la résistance des fondations soumises à des déversements conséquents (situations extrêmes de crue), comme peut l'être une surverse par-dessus le couronnement qui impacte les appuis du barrage. De tels déversements pourraient déstabiliser le barrage par érosion régressive du pied de l'ouvrage ou par fragilisation des appuis en rive.

L'estimation de l'érodabilité rocheuse et des affouillements alluvionnaires des fondations à l'aval des barrages soumises à une sollicitation hydraulique (lame déversante ou jet plongeant) fait intervenir des phénomènes très complexes et nécessite d'évaluer au plus juste la puissance hydrodynamique de l'écoulement, les durées de déversement, les propagations des pressions dans les fissures du massif rocheux discontinu, la résistance du massif rocheux fracturé, ... L'état d'équilibre correspond classiquement à la stabilisation de la fosse, le matelas d'eau réduisant la pression hydrodynamique à l'interface avec la fondation.

L'article rappelle les pratiques historiques de conception et passe en revue les méthodes ayant cours, notamment celles qui ont été récemment développées, en l'occurrence une approche semi-empirique de l'index d'érodabilité développée par G.W. Annandale et une approche théorique, ba sée sur les phénomènes physiques et calée sur un protocole expérimental en laboratoire, portée par E. Bollaert. A noter que d'autres approches sont en cours de réflexion comme celle axée sur les réseaux neuronaux appliquée par H.MD. Azmathullah.

L'article présente ensuite le retour d'expérience de l'application des approches d'Annandale et de Bollaert sur les fondations de certains ouvrages EDF. L'objectif était l'évaluation de l'érodabilité de ces fondations en fonction des nouvelles sollicitations hydrauliques à considérer mais également la comparaison de ces méthodes par l'évaluation de leur pertinence et de leur applicabilité.

L'analyse en question n'a pour l'instant concerné que des barrages sur fondation rocheuse alors que la plupart des méthodes d'évaluation de l'érodabilité s'appliquent également aux fondations de type sols. La présente communication est donc principalement axée sur l'érodabilité des fondations rocheuses.





Figure 1 : illustrations des phénomènes en jeu : à gauche : illustration schématique de l'évolution de la fosse d'érosion au pied d'un barrage (Choranche); à droite crue de 2008 sur le barrage de Grangent, illustrant la puissance en jeu

2. PRATIQUES HISTORIQUES DE CONCEPTION

Les conditions de fonctionnement issues du retour d'expérience d'EDF [6] montrent qu'en pratique, pour les valeurs de puissances supérieures à 5 000 kW/m², il faut prévoir un tapis de réception, et qu'au-delà de 10 000 kW/m², une fosse d'amortissement peut s'avérer nécessaire.

De la même façon, l'analyse effectuée sur l'érosion aval des barrages de Maury (65 m) et Grangent (52 m) par le Comité National Français des Grands Barrages indique que les dommages sont sensibles lorsque la puissance par unité de surface excède 16 000 kW/m².

Pour mémoire, d'après le bulletin 58 de la CIGB sur les évacuateurs de crue de barrages de 1987, le choix d'une restitution par cuillère est basé sur cette croyance que la profondeur et l'extension de la fosse d'amortissement n'augmenteront plus significativement avec la poursuite de l'utilisation de l'évacuateur, à partir d'un certain degré de développement de la fosse.

3. METHODES EMPIRIQUES TRADITIONNELLES

De nombreuses formules, empiriques et semi-empiriques, ont été développées par divers auteurs pour prévoir les profondeurs maximales des fosses d'érosion sous le niveau aval produites par le déversement d'une lame qui tombe en chute libre depuis un seuil de contrôle sur un matériau isotrope. Les paramètres les plus représentatifs sont le débit unitaire, q en m³/s/m, et la hauteur de chute totale, h en m, entre la retenue et le plan d'eau dans la fosse, mais également la taille des particules. La forme générale de l'équation de l'affouillement ultime de la zone au pied du barrage Y = (h + t) a la structure suivante :

 $Y = (h+t) = k \frac{q^{x} H^{y} h^{w}}{g^{v} d^{z}} f(\zeta) \text{ avec Y (m) l'affouillement ultime, h (m) la hauteur d'eau au dessus de la fosse}$

d'érosion, t (m) la profondeur de l'affouillement dans le massif rocheux, q (m²/s) le débit unitaire à l'impact, H (m) la hauteur de chute, d (m) le diamètre des blocs ou des sédiments, g (m/s²) l'accélération gravitaire, k, x, y, z, v et w des constantes liées aux formules. L'angle d'impact ζ constitue également un paramètre. La prise en compte de la hauteur d'eau au dessus de la fosse d'érosion h améliore le résultat. En l'absence d'information, il est recommandé de considérer un diamètre des blocs ou des sédiments d = 0.25 m.

La formule la plus connue est celle de Véronèse (1937), souvent citée par l'USBR et la CIGB, qui donne la moyenne des mesures faites sur modèle réduit : Y = 1.9.H^{0.225}.q^{0.54}. Signalons également la formule de Martins (1973) qui exprimerait l'enveloppe à la fois d'observations sur modèles réduits et sur 18 ouvrages en service : Y = 2.3.H^{0.10}.q^{0.6}. Citons enfin la formule de Mason (1993) qui est déduite de l'analyse de la pertinence de 31 formules datant de 1932 à 1981 sur la base de 46 modèles et 26 prototypes disponibles : $Y = 3.27.q^{0.6}$.H^{0.05}.h^{0.15}/g^{0.3}.d^{0.1}.

Ces formules sont indépendantes du temps (affouillement ultime pour une durée d'écoulement infinie de chaque débit) et leur application est très limitée dans le cas de la roche (nécessité de justifier un diamètre de particule approprié) ou d'une fondation cohésive. Ces méthodes empiriques conventionnelles sont justifiées pour l'estimation de l'affouillement ultime des sols granulaires sans cohésion.

Elles sont indépendantes de la nature du matériau dans lequel la fosse est creusée, car l'hypothèse est faite que la profondeur finale est indépendante de ce paramètre, la cohésion et la dureté plus ou moins grandes de ce matériau ayant pour seul effet d'accroitre ou diminuer la durée de fonctionnement nécessaire pour atteindre la profondeur d'équilibre.

Les valeurs des formules sont généralement reconnues par les projeteurs pour la fixation d'un ordre de grandeur en dépit de l'incidence et de la répartition transversale du débit qui sont des paramètres importants non pris en compte.

Ces formules ne donnent pas d'information directe sur le profil de la fosse et, partant de ce principe, sur les érosions régressive et latérales (courants de retour) et leurs conséquences pratiques (sous-cavage). Dans le meilleur des cas, on peut espérer que le plein développement de la fosse d'amortissement sera atteint sans compromettre sérieusement la stabilité d'ouvrages importants, bien que l'érosion du lit et des berges reste incontrôlée. Cette situation favorable se rencontre rarement ; elle implique l'existence d'une vallée large entre des versants doux de faible hauteur (site « ouvert »). Plus couramment, la vallée est trop étroite et les versants sont trop raides et trop hauts (sites « dominés ») pour que la profondeur maximale donnée par les relations ci-dessus ne fasse pas redouter une extension dangereuse.

4. APPROCHE DEVELOPPEE PAR G.W. ANNANDALE

Annandale (1995) a développé une méthode semi-empirique dite « Indice d'érodabilité » qui définit un seuil d'érosion pour les sols et les fondations rocheuses affectés par un écoulement de direction et puissance spécifique.

4.1 Calcul de l'indice d'érodabilité

Ce seuil d'érosion est défini à partir d'une abaque qui compare la capacité érosive de l'écoulement (P = puissance surfacique hydraulique) et l'aptitude du matériau, sol ou massif rocheux, à y résister (K = indice d'érodabilité).

Le seuil d'érodabilité (ou limite de l'érosion) s'exprime par la relation suivante P = f(K) avec [f(K)] une fonction mathématique.

Par conséquent, si P > f(K), le seuil d'érosion est dépassé et l'affouillement est vraisemblable. Inversement, si P < f(K), le seuil n'est pas atteint et le matériau n'est pas affecté par l'écoulement.

L'évaluation de la capacité d'un massif rocheux à résister à un écoulement spécifique peut être réalisée en tous points d'un profil géologique au droit d'une fosse, sous un évacuateur de crue par exemple.

L'érosion se produit tant que la puissance de l'écoulement est supérieure à la capacité de résistance du matériau rencontré. Une fois que l'étendue maximale de l'affouillement est atteinte, la puissance disponible est inférieure à la puissance requise et l'érosion cesse.

La puissance érosive requise est tout d'abord déterminée en indexant un sondage ou une carotte géologique. Les valeurs de l'index d'érodabilité ainsi déterminées, et par suite la puissance hydraulique requise, vont changer en fonction de l'élévation selon la variation des propriétés géologiques du matériau.

La puissance hydraulique critique (Pc) caractérisant l'initiation de l'affouillement est fonction de l'indice d'érodabilité K :

 $P_c = K^{0.75}$ si K > 0.1 (valable pour un substratum rocheux)

La méthode d'Annandale permet ainsi de définir le besoin de confortement d'un massif rocheux soumis à déversement en pied de barrage et / ou d'évaluer, le cas échéant, la profondeur d'une éventuelle fosse de réception pour limiter l'impact de ce déversement.

L'indice d'érodabilité représente l'aptitude d'une fondation rocheuse (ou d'un sol) à résister à la capacité érosive de l'eau dans les conditions d'un ouvrage particulier. Il est défini par l'équation suivante :

 $K = M_s \cdot K_b \cdot K_d \cdot J_s$ avec M_s la résistance mécanique matricielle de la roche, K_b la taille du bloc de roche concerné par l'érosion, K_d la résistance au cisaillement relative des discontinuités affectant la roche et J_s la sensibilité du rocher à l'érosion en fonction de la direction de l'écoulement.

Les caractéristiques géomécanique de la roche sont obtenues à partir de sondages, estimées à partir d'une description géologique de terrain ou mesurées au laboratoire. Le levé géologique de surface doit être réalisé au plus près de la zone soumise à écoulement. Il peut donc nécessiter la vidange de la fosse sous l'évacuateur. En cas d'absence d'essais géomécaniques, des abaques existent pour proposer des valeurs sécuritaires.

4.2 Calcul de la puissance hydraulique de l'écoulement

L'impact du jet peut s'effectuer sur rocher nu ou au niveau de la surface libre du bassin de tranquillisation (bassin naturel ou artificiel qui dissipe l'énergie de la nappe déversante). La puissance d'un jet plongeant peut être estimée de la même manière que le potentiel hydroélectrique. Cette capacité énergétique disponible provoque l'érosion.

 $P_{jet} = \gamma Q H$ avec P_{jet} la puissance totale du jet, Q le débit total déversé, H la hauteur de chute et $\gamma = \rho g$ la gravité spécifique de l'eau.

La puissance par unité de surface est calculée en divisant la puissance totale du jet par l'aire de l'empreinte du jet au point d'impact.

 $p_{jet} = \frac{\gamma Q H}{A}$ avec p_{jet} la puissance par unité de surface et A l'aire de l'empreinte du jet.

La diffusion du jet dans l'air permet d'estimer les dimensions de son empreinte A, avec L la largeur de déversement et Dout la dimension externe du jet rectangulaire.

Lorsqu'un jet impacte un bassin de tranquillisation, il est confronté à une diffusion additionnelle. Cette diffusion affecte la capacité érosive du jet. De façon générale, au plus la profondeur du bassin est grande, au plus la puissance du jet décroit. Comme on le verra par la suite, cela n'est pas exactement toujours le cas.

L'estimation de cette puissance du jet par unité de surface à une profondeur donnée du bassin de tranquillisation peut être estimée selon plusieurs approches.

La première approche (Ervine) consiste à diviser la puissance du jet par sa surface à une profondeur donnée du bassin de tranquillisation, cette surface étant estimée par considération des angles d'expansion de la frontière externe du jet.

La deuxième approche (Annandale) consiste à utiliser les coefficients de dégradation de la puissance moyenne et fluctuante, de la même façon que l'on estime les pressions dynamiques moyenne et fluctuante Les équations permettant de déterminer les valeurs recherchées ne sont pas développés dans le présent papier.

5. APPROCHE DEVELOPPEE PAR E. BOLLAERT

Cette approche consiste à déterminer les pressions dynamiques à l'interface eau-rocher (à la base de la fosse), puis leur propagation dans les discontinuités du massif rocheux. Elle fait intervenir la mécanique de la rupture (propagation de fissures préexistantes ou non, par traction) et l'éjection des blocs rocheux ainsi déchaussés.

Figure 2 : phénomènes physiques et mécaniques intervenant dans l'érosion par lame déversante (d'après [4]).

Les données d'entrée de la méthode sont :

les caractéristiques du jet (vitesse, diamètre, angle d'incidence), et de la fosse (géométrie et hauteur d'eau),
les caractéristiques du massif rocheux.



Les caractéristiques du massif rocheux sont exprimées au travers de 4 paramètres hydrodynamiques non intrinsèques. Le premier de ces paramètres permet de déterminer la pression maximale dans la discontinuité rocheuse (paramètre fonction de la pression dynamique à l'interface eau/rocher et d'un facteur d'amplification, lui-même fonction de la géométrie et du remplissage des discontinuités rocheuses). Les deux autres paramètres caractérisent les effets temporels de la propagation fragile des fissures; ils sont fonction de la concentration d'air dans la discontinuité (vitesse et profondeur) et de la longueur des discontinuités rocheuses. Le quatrième paramètre, enfin, détermine la résistance à l'éjection de blocs en fonction de leur taille et de leur densité.

La résistance du massif rocheux à l'érosion est obtenue en comparant l'action (du jet dans les fissures du massif rocheux) à la résistance (du massif rocheux). L'action du jet est estimée à partir du calcul de la pression maximale dans les discontinuités rocheuses et des caractéristiques géométriques de ces discontinuités (nature, longueur caractéristique, du nombre de familles, degré d'altération et interdistance). La résistance du massif rocheux est obtenue par pondération des valeurs de résistance à la traction ou de résistance à la compression simple de la matrice rocheuse.

Lorsque l'action est supérieure à la résistance, il y a propagation instantanée de fissures dans le massif rocheux. Dans le cas contraire, il peut y avoir tout de même propagation différée de fissures. Il convient dans ce cas de faire intervenir le nombre de cycle, et la nature du rocher, à travers un abaque empirique.

L'intérêt majeur de cette approche est donc de prendre en compte l'ensemble des phénomènes physiques en jeu. Son application pratique demeure toutefois complexe et peu aisée. Elle demeure pour l'instant réservée à son concepteur, via la société Aquavision Engineering.

Elle a été mise en œuvre sur le barrage EDF de Choranche [6]. Elle est en cours d'application sur le barrage de Kariba et sur le barrage EDF de Laouzas.

6. LIMITES CONCEPTUELLES DES METHODES

Il existe d'autres phénomènes d'érosion que ceux très directs (puissance d'écoulement vis-à-vis de la résistance de la fondation dans la zone d'impact) pris en compte dans les approches d'Annandale, de Bollaert et des autres auteurs. La forme réputée définitive de la zone érodée sous un évacuateur est par exemple modelée à la fois par l'action directe du jet sur le sol mais également par les courants secondaires qu'il engendre.

Certaines caractéristiques de l'écoulement, de la fondation des ouvrages ou de la morphologie des sites créent des conditions qui n'entrent pas dans le domaine d'application des méthodes habituelles.

Les exemples qui suivent, rencontrés sur deux ouvrages EDF, illustrent certains de ces phénomènes particuliers.

6.1. Phénomènes observés à la vidange de la fosse aval de 2003 à la Balme de Rencurel

Différents phénomènes d'érosion ont été observés dans la fosse de réception du barrage de la Balme de Rencurel, barrage poids-voûte de 21,60 m sur fondation, qui compte tenu d'une retenue très petite déverse fréquemment. Les débits lors des pics de crues peuvent atteindre 200 m3/s.

B.3 – Stabilité des barrages en crue : méthodes d'estimation du risque d'érodabilité aval des fondations soumises à déversement par-dessus la crête



Figure 3: Barrage de la Balme de Rencurel - (à gauche) Seuil déversant vu depuis l'aval du barrage – (à droite) bassin d'amortissement de l'évacuation des crues

La fondation du barrage est constituée de calcaires bioclastiques durs, en bancs massifs et compacts du point de vue de l'état de fracturation. L'espacement entre discontinuités est métrique. Les caractéristiques géologiques de la fondation permettent de définir un très bon indice d'érodabilité : K = 3700.

Le rocher présent au pied du barrage peut donc théoriquement d'après l'abaque d'Annandale résister à des écoulements dont la puissance surfacique est inférieure à 470 kW/m². Or, la puissance du jet au point d'impact avec 21 m de chute et une lame d'eau d'épaisseur minimale 0,5 m est estimée à 4200 kW/m².

Elle est très supérieure à la capacité de résistance du rocher qui doit donc subir une érosion conséquente.

Des calculs simples permettent de définir une extension maximale de la fosse d'érosion/de réception de l'ordre de 7 à 8,5 m selon la turbulence considérée pour le jet.



Figure 4 : fosse d'érosion en pied du barrage de la Balme de Rencurel (2003). Noter le batardeau aval « suspendu » par l'érosion de sa fondation rocheuse et l'amorce de sous-cavage du barrage

En 2003, lors de la vidange de la fosse de réception, son extension verticale (10 m sous la crête du batardeau aval) est apparue supérieure aux estimations basées sur Annandale. L'intégralité de l'érosion n'est probablement pas due au seul phénomène de démantèlement avec départs de blocs considéré par la méthode. Une partie de l'érosion est imputable à des chocs et frictions mécaniques liés à la mise en mouvement de blocs dans la zone de déversement de la lame d'eau. L'étroitesse de la gorge et la proximité du batardeau aval créent en effet un espace confiné qui empêche le transport des blocs à l'aval du batardeau. Les courants entretiennent finalement le mouvement des blocs piégés qui usent progressivement la fondation selon le principe du phénomène naturel de la « marmite de géant ».

Des marqueurs de ce phénomène sont bien visibles sur les deux rives à l'aval du barrage

Suites aux constats de 2003, les boules de calcaires ont été neutralisées (fragmentation ou bétonnage) et les sous-cavages bétonnés. Le projet de réhabilitation du barrage en cours, prévoit également la suppression du contre-barrage pour limiter les courants de recirculation et le risque d'entrainement de nouvelles boules.



Figure 5 : signatures de marmites de géant dans la fosse de réception à l'aval du barrage de la Balme de Rencurel

6.2. Phénomènes observés après la crue exceptionnelle de 2008 à Grangent

Le barrage de Grangent a subi une crue extrême en novembre 2008 durant laquelle il a évacué 3200 m3/s pendant 2 heures. La visite géologique qui a suivi a mis en évidence des dommages au niveau de l'appui rive gauche à l'aval de la voûte : chute de blocs, ouverture de fractures isolant des dièdres en voie de déstabilisation...avec un impact final (peu critique) sur l'épaisseur de l'appui.

Le rocher de fondation à Grangent est un granite de bonne qualité dont l'indice d'érodabilité est évalué à K=1200. Il peut théoriquement supporter une puissance hydraulique critique $Pc = 204 \text{ KW/m}^2$.

La puissance calculée pendant la crue est vraisemblablement plus proche de 17.000 KW/m² et seul un massif rocheux d'indice K=60 000 pourrait la supporter.

La zone de réception des crues à Grangent a été renforcée en 1967 (suite à endommagement du rocher sous l'évacuateur de crues lors d'une crue en novembre 1966) par la réalisation d'un tapis de béton armé de 1,5 m d'épaisseur. Le propos ici n'est pas, heureusement, de constater les dégâts liés au déficit de la résistance par rapport à la puissance de déversement puisque le tapis de réception n'a pas subi de dommage ! Il est de rapporter que la plupart des dommages subis par le massif rocheux à Grangent ont été observés bien au dessus et à l'écart des zones concernées par la turbulence du déversement.





Déstabilisation d'une écaille rocheuse au niveau de l'appui rive droite

Figure 6 : a) barrage de Grangent pendant la crue de novembre 2008, b) Dommages observés après la crue

Les phénomènes vibratoires aériens ou souterrains associés au déversement des crues importantes participent donc aussi à l'érosion des massifs de fondation des barrages. Cependant, n'étant pas directement lié à l'affouillement sous la lame d'eau, ces phénomènes ne sont pas considérés par les méthodes habituelles qui traitent de ces questions.

7. APPLICATION AU BARRAGE DE CHORANCHE

7.1 Potentiel d'affouillement par les formules empiriques

Le barrage de Choranche est une voûte mince de 21 m de hauteur sur fondation en moyenne. Pour évaluer l'affouillement ultime de la zone au pied du barrage 22 formules, empiriques et semi empiriques, ont été examinées. Pour le calcul certaines hypothèses doivent être faites. Le diamètre des blocs vaut 0,3 m. Cette valeur correspond à la dimension moyenne des couches de calcaires à proximité du barrage (épaisseur variant entre 20 et 40 cm) et au diamètre des blocs retrouvés dans la fosse (diamètre variant entre 10 et 30 cm). L'angle d'impact entre le jet d'eau et le niveau de référence varie de 80° (50 m3/s) à 65° (720 m3/s). Les formules inventoriées permettent de tracer l'affouillement ultime pour une durée d'écoulement infinie de chaque débit. Cette évolution est illustrée par la figure ci-dessous.



Figure 7. Valeur de l'affouillement ultime en fonction du débit pour un temps d'écoulement infini

Pour certaines formules, le niveau d'affouillement ultime est au-dessus de celui observé actuellement et sont dont logiquement écartées. Certaines formules conduisent à des valeurs aberrantes.

7.2 Potentiel d'affouillement par la méthode d'ANNANDALE

La méthode d'Annandale a été appliquée/testée à Choranche parce qu'il était possible de confronter les résultats obtenus avec l'historique du déversement de ce barrage et la formation de la fosse en pied de son déversoir.



Figure 8. a) Vue sur le barrage de Choranche - le seuil déversant et fosse creusée au pied du barrage, b) Aperçu de la qualité du massif rocheux de fondation du barrage de Choranche. L'aspect émoussé des couches calcaires en fond de fosse indique l'absence de départ de blocs lors des derniers déversements. La fosse apparaît comme stabilisée pour les débits couramment déversés

L'ouvrage est fondé sur des calcaires du massif du Vercors. Les calcaires dans lesquels la fosse d'érosion s'est creusée sont des calcaires sableux bien lités. Ils sont stratifiés en bancs décimétriques selon un pendage opposé à l'écoulement.

La fondation modérément mais régulièrement fracturée montre 2 familles de fractures qu'il faut ajouter à la stratification pour obtenir le paramètre J_n . Les fractures sont fermées, planes et rugueuses.

Une distinction a été faite entre les caractéristiques du massif rocheux au dessus du niveau d'eau de la fosse et en dessous. En effet, les discontinuités interstrates visibles sur l'affleurement en rive gauche présentent des ouvertures centimétriques alors que celles observées lors de la vidange de la fosse sont généralement fermées (voir figure ci-dessus).
Les indices d'érodabilité K ont été évalués de 500 à 1000 pour la rive gauche et le fond de la fosse, associés à des puissances surfaciques limites de 100 et 170 kW/m^2 .

Estimation de la profondeur limite d'affouillement

Les déversements enregistrés depuis le barrage sont assez fréquents et présentent des débits moyens de l'ordre de 115 m³/s pour des pointes proches de 250 m³/s.

En considérant un débit de crue de 250 m³/s et une hauteur de chute de 21 m, la puissance surfacique de l'écoulement au point d'impact serait de 4 200 kW/m². Compte tenu de la valeur de l'indice d'érodabilité, une telle puissance conduirait à un démantèlement rapide du rocher. En effet, avec une valeur K de 940, le massif ne peut théoriquement pas résister à une puissance surfacique supérieure à 170 kW/m².

Le calcul des profondeurs théoriques d'affouillement pour un indice de 940 donne des valeurs comprises entre 6,1 et 7,5 m.

Les valeurs calculées ont été comparées aux profondeurs relevées dans la fosse du déversoir.

Prise en compte de la géométrie de la fosse

La géométrie de la fosse a été relevée. La fosse est directement située en pied de barrage, le creusement n'est pas identique sur l'ensemble de la zone d'impact du jet, la partie centrale étant surcreusée.

Bien que le relevé de 1960 soit moins détaillé que celui de 2007, la géométrie de la partie centrale de la fosse ne semble pas avoir évoluée au cours du demi-siècle passé, signe de la stabilisation de la profondeur maximale d'affouillement.

La profondeur de la fosse d'érosion par rapport au sommet du batardeau est de 5.5 m, cependant lors d'un déversement de $250 \text{ m}^3/\text{s}$, le niveau d'eau augmente de 1.5 m, soit une épaisseur totale d'eau de 7 m. Cette profondeur est cohérente avec les valeurs de profondeur limites d'affouillement calculées à partir de l'indice d'érodabilité du site et des données hydrauliques (profondeur comprise entre 6.1 et 7.5 m respectivement pour un écoulement laminaire et turbulent).

Afin de vérifier la stabilisation de la fosse du point de vue des puissances surfaciques, la puissance amortie par la fosse et celle obtenue à partir de l'indice d'érodabilité peuvent être comparées.

Puissance de l'écoulement en fond de fosse

Sous la cote + 279 NGF, la surface du fond de la fosse est estimée à 176 m² ce qui pour un écoulement de 250 m³/s correspond à une puissance surfacique de 142 kW/m². Cette valeur est à comparer aux 4 200 kW/m² générés par l'écoulement à la surface du plan d'eau.

La valeur de 142 kW/m² est inférieure à la puissance conduisant à l'érosion du rocher (170 kW/m²) calculée à partir de l'indice d'érodabilité (K = 940). La fosse serait ainsi à l'équilibre tout du moins dans sa partie centrale.

En dehors de la zone la plus profonde, les épaisseurs d'eau ne sont pas suffisantes pour amortir la totalité de la puissance du jet. Dans ce cas, le creusement devrait se poursuivre. La comparaison des relevés topographiques ne semble toutefois pas indiquer de poursuite de l'extension latérale entre 1960 et 2007.

Bilan des informations recueillies

L'application d'Annandale et les observations topographique et de terrains permettent de considérer la fosse comme stabilisée.

Par ailleurs, la comparaison entre la profondeur réelle de la fosse et la profondeur maximale calculée indique une bonne cohérence entre les résultats de la méthode utilisée et la réalité.

De même, la puissance calculée en fond de fosse à partir du relevé topographique donne une valeur proche de celle issue de l'abaque d'Annandale.

Finalement, la méthode d'Annandale appliquée au barrage de Choranche donne des résultats cohérents avec les données historiques et les observations de terrains.

7.3 Potentiel d'affouillement par la méthode de BOLLAERT

La méthode Bollaert a été utilisé non seulement pour évaluer l'état de stabilité de la fosse sous le déversoir mais également de manière prospective pour envisager l'affouillement éventuel futur en considérant différents scénarii de déversements jusqu'en 2083. Les débits déversés considérés ne sont plus les débits historiques mais des débits théoriques incluant des crues exceptionnelles.

Sur l'exemple de Choranche les méthodes d'Annandale et de Bollaert ne sont donc pas directement comparables. Il faut juste retenir des usages différents et une facilité d'application sans commune mesure.

La forme finale de la fosse d'affouillement en 2008 est présentée dans la figure suivante. Deux formes finales peuvent être distinguées :

1. Forme finale selon CFM + QSI : cette forme finale suppose que la fracturation du massif rocheux est le phénomène prépondérant sur site. La profondeur ultime est déterminée par fracturation, tandis que la forme de la fosse vers le pied du barrage est définie par le module d'arrachement des blocs.

2. Forme finale selon DI + QSI: cette forme finale suppose que le soulèvement de blocs du massif rocheux est le phénomène prépondérant sur site (= fracturation est complète, même en profondeur). La profondeur ultime est déterminée par le module de soulèvement, tandis que la forme de la fosse vers le pied du barrage est définie par le module d'arrachement des blocs.

De manière générale, l'hypothèse d'une fracturation complète du massif rocheux en profondeur est pessimiste. Ainsi, la forme finale selon CFM + QSI est la plus probable.

Au centre de la fosse, les modules de fracturation et de soulèvement conduisent aux mêmes profondeurs d'affouillement ultime qu'en rive gauche. Ainsi, les deux formes finales de fosse se rejoignent.

- L'analyse suivante est faite sur l'affouillement potentiel au barrage de Choranche :
- Le centre de la fosse n'a quasiment pas affouillé depuis 1947 jusqu'aujourd'hui
- La RG de la fosse a localement affouillé de 1.0 à 1.5m environ
- La RD de la fosse a localement affouillé de plusieurs mètres, phase d'érosion pas achevée à ce jour
- La RG semble plus résistant que la RD
- Les calculs d'affouillement ultime suite à la crue millénale sont relativement faibles; leur importance dépend toutefois du calage pris en compte (RG ou CENTRE)
- La régression de l'affouillement vers le pied du barrage ne devrait pas mettre en danger la stabilité des fondations du barrage, toutefois le modèle théorique de régression n'a pas pu être calé par des mesures in situ, contrairement aux autres modèles. Ainsi, prudence est de mise.
- Affouillement ultime selon calage en RG : 0.0 0.2 m (par fracturation) 1.6 1.9 m (par soulèvement)
- Affouillement ultime selon calage au CENTRE : 1.4 2.3 m (par fracturation) 1.6–1.9 m (par soulèvement). Ces valeurs sont valables pour un hydrogramme décroissant, i.e. la crue millénale se produit tout au début de la période hydrologique, suivi par les crues moins importantes
- Les valeurs de fracturation pour une crue millénale se produisant tout à la fin de la période sont inférieures de 0.30 à 0.40 m; les valeurs de soulèvement ne sont pas influencées par l'ordre des crues
- Un affinement de l'hydrogramme calculé (7 blocs de débit au lieu de 3) ne montre quasiment pas d'influence sur l'affouillement sur le long terme, les valeurs pour la fracturation sont légèrement inférieures toutefois



Figure 9. Forme finale de la fosse d'érosion eu barrage de Choranche

En conclusion, les effets d'affouillements pour les petits débits fréquents sont globalement stabilisés. Pour les plus gros débits, les affouillements resteraient limités et vers l'aval. Dans le futur, les travaux prévus pour la fosse sont limités : neutralisations des boulders et reprise du contre-barrage existant.

8. APPLICATION DE LA METHODE ANNANDALE SUR QUELQUES OUVRAGES EDF

Une quinzaine de sites ont été étudiés. Le premier objectif était de tester le caractère « industriel » de la méthode et son application concrète sur un échantillon important de barrages afin de calculer un indice d'érodabilité.

Tous les barrages ne permettent pas d'effectuer un raisonnement similaire à celui mené sur le barrage de Choranche. Certains barrages sont équipés de tapis de réception en béton armé installés en pied d'ouvrage

afin de protéger le rocher des déversements et empêchent ainsi la formation de fosses. D'autres barrages n'ont pas fait l'objet de relevés caractéristiques des des fosses de réception car celles-ci ne représentaient pas de danger particulier pour la stabilité de l'ouvrage. Toutefois, l'indice d'érodabilité a pu être calculé sur l'ensemble des sites tout comme la puissance des écoulements au point d'impact.



Figure 10 :. Synthèse des sites étudiés

Les résultats obtenus par l'application de la méthode d'Annandale sont dans tous les cas (dans la limite des cas particuliers présentés plus haut) cohérents avec les observations faites sur le terrain ou les données historiques de la vie des ouvrages.

L'essentiel des points sont situés dans la partie supérieure de l'abaque et sont donc inclus dans la zone d'occurrence de l'érosion. Ceci est dû au fait que les puissances mises en jeu lors des déversements sont généralement élevées et que la puissance hydraulique à dissiper a été évaluée de manière très sommaire et conservative avec peu ou pas de matelas d'eau à l'aval.

D'autre part, les indices d'érodabilité ne couvrent qu'une petite fourchette de valeurs K car les barrages EDF sont essentiellement fondés sur des rochers de bonne qualité.

Synthèse

La méthode d'Annandale a été étalonnée sur 16 barrages du parc EDF ce qui a permis de démontrer qu'elle était facile à mettre en application ; au moins pour la partie consistant à définir l'indice d'érodabilité à partir d'une simple visite géologique.

La partie « hydraulique » visant à définir les puissances mises en jeu n'a pas été très poussée et il y a vraisemblablement des pistes d'amélioration à creuser pour optimiser encore l'usage de cette méthode par exemple pour y inclure la notion d'évolution dans le temps.

La méthode dans tous les cas est apparue facile et robuste à mettre en œuvre avec un caractère intuitif affirmé permettant au géologue de se faire rapidement un avis sur le terrain en terme d'indice d'érodabilité. Cela en fait un outil privilégié en phase faisabilité ou APS. Les résultats pour l'échantillon des barrages EDF apparait conservatif et il conviendra de développer la partie hydraulique de la puissance du jet à dissiper.

9. CONCLUSION ET PERSPECTIVES

La thématique de l'estimation de l'érosion d'une fondation rocheuse à un déversement est un sujet de préoccupation d'avenir. L'état de l'art est assez pauvre, avec notamment une méthode semi-empirique éprouvée par calage sur de nombreux cas réels (approche d'Annandale), et une méthode plus théorique, prenant en compte la complexité des phénomènes en jeu (méthode de Bollaert. Cette dernière souffre cependant encore d'une certaine opacité et complexité sur la détermination des paramètres d'entrée ainsi que

d'une jeunesse relative amenant peu de retour d'expérience sur cette méthode. Elle n'est pour l'instant pas utilisable directement par l'ingénieur.

Ces deux méthodes permettent toutefois d'estimer une profondeur ultime d'affouillement, qui suffit, dans la majeure partie des cas, à répondre à la problématique d'un déversement hors dimensionnement.

Il convient toutefois d'encourager ces axes de recherches afin de faciliter leur application et de réduire les incertitudes. La méthode d'Annandale pourrait par exemple être adossée à une méthode à développer permettant d'évaluer une vitesse d'érosion.

10. BIBLIOGRAPHIE

[1] Veronese, A. (1937). Erosion of a bed downstream from an outlet, Colorado A & M College

[2] Mason, P.J. (1989). Effects of Air Entrainment on Plunge Pool Scour, J. Hydr. Engrg., ASCE, 115(3)

[3] Annandale, G.W. (2006). Scour Technology Mechanics and engineering practice, Mc Graw-Hill

[4] Bollaert, E. (2004) A new and comprehensive model to evaluate scour formation in plunge pools, Journal of Hydropower and Dams, Vol. 11, Issue 1

[5] Castillo, L.G. (2002). Parametrical Analysis of the Ultimate Scour and Mean Dynamic Pressures at Plunge Pools, Proceedings of the International Workshop on Rock Scour due to High-Velocity Jets, Lausanne, Switzerland, 25-26 September 2002, Schleiss & Bollaert (eds)

[6] GT du CFGB - 13^{ème} Congrès de la CIGB de 1979 - Q50.R38 – Quelques problèmes particuliers posés par les déversoirs à grande capacité : tapis de protection, dissipation d'énergie par déflecteur et aération et cavitation produite par les écoulements à grande vitesse

TYPOLOGIE DES INCIDENTS D'EROSION INTERNE DANS LES FONDATIONS DE BARRAGE

Types of incidents of internal erosion in dam foundation

Jean-Jacques Fry, Jean-Robert Courivaud, Laurent Lévèque EDF CIH Le Bourget du Lac Cedex 73 373 jean-jacques.fry@edf.fr, jean-robert.courivaud@edf.fr, laurent.leveque@edf.fr,

MOTS CLÉS

Barrage en remblai, fondation, érosion interne, renard, paroi, injections, auscultation

RÉSUMÉ

Cette communication analyse les statistiques d'incidents d'érosion interne au sens de la CIGB (rupture et accident ou presque rupture ayant amené une mise en sécurité de l'ouvrage) qui se sont développés dans les fondations de barrage en vue d'en extraire un retour d'expérience. Ensuite une revue des incidents par type de faciès géologique dégage des tendances et présente quelques études de cas. Sont évoquées les fondations alluviales, en sols résiduels, calcaires, gréseuses, volcaniques et glaciaires.

ABSTRACT

This paper introduces the statistics of internal erosion incidents defined by ICOLD (accident or almost failure leading to dam safety measures and failure) which occurred in the foundations of dams in order to get feed-back and experience. Reviews of incidents are presented for different foundation geology types and some trends are underlined. Foundations in alluvial and, residuals soils, tills and foundations in limestone, sandstone, volcanic bedrock are investigated.

1. INTRODUCTION

La proportion des ruptures initiées en fondation parmi les ruptures par érosion interne varie d'une enquête à l'autre :

- Foster et Fell [1] recensent plus de ruptures de grands barrages initiées dans le remblai (39 cas) qu'en fondation (22 cas dont 3 marqués R+F dans le tableau 1 où le remblai est impliqué et 19 où l'érosion initiale ne concerne pas le remblai, marqués F). Parmi les 19 ruptures, 9 sont en fondation meuble, 6 en fondation rocheuse et une le long de l'évacuateur (les autres sont inconnues) ;
- Dans la base Erinoh [2], la fondation est impliquée seulement dans 2 des 13 ruptures de barrage (petit ou grand) par érosion interne (hors canaux) ;
- La seule rupture du parc de 220 barrages de l'USBR [3] a été initiée en fondation, et concerne le barrage de Téton.

La très grande majorité des ruptures survient à la mise en eau. Seuls 3 barrages ont une rupture par érosion interne en fondation plus de 10 ans après leur mise en eau : Lake Toxaway, Baldwins Hills et La Laguna. Il est important de signaler que dans tous ces cas, leur fondation donnait des signes d'érosion interne sur le long terme, des années avant la rupture. Par exemple dans le cas du barrage de Lake Toxaway, un écoulement concentré existait depuis la mise en eau et il augmenta 9 jours avant la rupture.

Nom du barrage	Pavs	Type	Construction	Rupture	Chemin
St-Lucien	Algérie	TF	1861	1862	F
Hauser I ake I	IIS A	Steel	1906	1908	F
Black Bock (A)		TE/EP	1907	1900	F
Juloshang (D)	U.S.A.	TE/EK	1907	1909	Г Е
Julesberg (D)	U.S.A.		1903	1911	Г
Horse Creek (Colorado)	U.S.A.	TE	1912	1914	$\mathbf{R} + \mathbf{F}$
Lake Toxaway	U.S.A.	TE	1902	1916	F
Blyderivier	Afrique du Sud	TE	1924	1922	F
Log Falls	Canada	TIM	1921	1923	F
Corpus Christi	U.S.A.	TE	1930	1930	F
Lower Khajuri	Inde	TE/PG	1949	1949	F
Alamo Arroyo Site 2	U.S.A.	TE	1960	1960	F
Jennings Creek Watershed N°3	U.S.A.	TE	1962	1963	F
Baldwin Hills	U.S.A.	TE	1951	1963	F
Jennings Creek Watershed Nº16	U.S.A.	TE	1960	1964	F
Nanak Sagar	Inde	TE	1962	1967	F
La Laguna	Mexique	TE	1912	1969	F
Manivali	Inde	TE	1975	1976	R+F
Teton	U.S.A.	TE/ER	1976	1976	R+F
El Salto	Bolivie	TE		1976	F
Ruahihi Canal	Nouvelle Zélande	TE	1981	1981	F
Embalse Aromos	Chili	TE	1979	1984	F
Quail Creek	U.S.A.	TE	1984	1988	R+F

Tableau 1 : Barrages dont la rupture a été initiée par érosion interne en fondation [1]

 Cellules en orange : rupture après 10 ans d'exploitation

La CIGB décompose les incidents de grands barrages en rupture ou accident (rupture évitée par la mise en sécurité et la réparation de l'ouvrage). La proportion d'accidents dans l'ensemble des incidents survenus par érosion interne est nettement plus grande en fondation qu'en remblai :

- Foster & al [1] recensent 77 accidents contre 19 ruptures en fondation de grands barrages et 89 accidents contre 41 ruptures dans le remblai. Parmi les accidents, près du ¼ sont apparus dans le réseau de drainage (puits de décharge et drain de pied);
- L'USBR [3] recense 99 accidents, où seulement 7 ne concernent que le remblai, 5 impliquent des conduites, 11 aboutissent au réseau de drainage, 6 impactent le remblai à partir de défauts en fondation et 70 proviennent de la fondation sans drain ni conduite ;
- dans la base Erinoh [3], la fondation est impliquée dans 4 accidents contre 1 rupture et un abandon de remplissage et le remblai dans 32 accidents contre 11 ruptures (hors canaux).

Le bilan que nous tirons de ces statistiques est le suivant :

- Les ruptures et incidents par érosion interne de la fondation sont moins nombreux que ceux du remblai, excepté sur le parc de l'USBR. Ce paradoxe de la fondation moins connue et moins contrôlée qui aurait moins de défauts initiateurs que les matériaux de remblai, réside dans la nature même de l'érosion interne, qui est le déplacement de grains soumis à une contrainte effective nulle, alors que dans la fondation, la résistance augmente avec la contrainte effective et la profondeur. ;
- L'exception de l'USBR à la statistique précédente est expliquée par la présence de larges transitions en graviers jouant le rôle de filtre autour du noyau aptes à prévenir les ruptures de remblai des barrages de l'USBR ;
- Le taux des incidents d'érosion interne dégénérant en rupture est plus faible en fondation que dans le remblai. Cela est symptomatique d'un meilleur contrôle naturel de l'érosion interne en fondation qu'en remblai en l'absence de filtre. Nous allons voir dans le chapitre suivant que la géologie explique en grande partie ce résultat. En effet après l'initiation, l'érosion peut s'arrêter au bout d'un certain temps dans deux situations :
 - le remplissage meuble de discontinuités majeures d'un massif rocheux non érodable (fissures dans le granite ou karsts dans le calcaire)a été emporté,
 - les fines dans les fondations glaciaires ont été emportées et les blocs ou les cailloux rocheux restant ont une capacité d'autofiltration ou de stabilité granulaire pour résister à l'écoulement.

L'impact géologique sur la tenue à l'érosion interne existe et est peu connu. Le chapitre suivant tente de le détailler à partir des enquêtes réalisées et de quelques études de cas.

2 STATISTIQUES D'INCIDENTS D'EROSION INTERNE LIES A LA GEOLOGIE

Pour évaluer l'impact géologique, Foster & al [1], ont d'abord cherché à connaître la proportion des formations géologiques dans les fondations de barrages. Ils ont alors fait la statistique des terrains de fondation des projets de 6 pays sur 4 continents.

2.1 Ruptures de fondations meubles

Foster & al [1] trouvent parmi les 10 ruptures de fondations meubles une surreprésentation des formations alluviales, mais également une proportion élevée de certaines formations particulières (tableau 2):

- les sols résiduels : leur grande proportion provient du caractère dispersif de cas sols (2 cas sur 3) ;
- les sols volcaniques : leur perméabilité et la finesse des cendres pourraient expliquer leur fragilité à l'érosion ;

Inversement, les sols glaciaires sont sous-représentés dans les ruptures : leur faible proportion provient du caractère suffusif qui engendre beaucoup d'incidents mais peu de ruptures grâce au squelette de blocs qui reste en place.

2.2 Ruptures à travers une fondation rocheuse

Foster & al [1] comptent 9 ruptures de grand barrage où l'initiation est en fondation, dont :

- 6 ruptures uniquement dans le massif rocheux de fondation, et 3 ruptures dans une fondation calcaire karstifiée à très karstifiée ;
- aucune rupture de fondation en granite ou en gneiss, alors que les incidents y sont nombreux ;
- 3 ruptures provoquées par érosion régressive du remblai à travers une fondation, qui était un tuf (1), une alternance de grès et de schistes argileux (1) tandis que la dernière était inconnue (1).

Fondations meubl	es	Fondati	ons rocheuses
% Ruptures (total : 10)	% horizon géologique	% ruptures (total : 8)	% horizon géologique
50% fondations alluviales	56% sols alluviaux	25% grès	21% grès
10% fondation glaciaire	19% sols glaciaires	25% schiste argileux	21% schiste argileux
30% sols résiduels	8% sols résiduels	37,5% calcaire	7% calcaire
	7% sols colluviaux		7% granite
	6% sols éoliens		7% gneiss
	2% sols maritimes		7% schiste métamorph.
	1% sols lacustres		6% siltite
10% fond. volcanique	1% sols volcaniques		14% divers,
100% total	100% Total	12,5% volcanique	10% volcan.: tuf +
			basalte
		100% total	100% Total

Tableau 2 : Répartition des ruptures par type de formation géologique, d'après Foster & al [1]

 Cellules en vert : sous-représentation des ruptures - Cellules en orange : sur-représentation des ruptures

2.3 Examen des incidents de fondation

Parmi les incidents recensés par Foster & al [1]:

- 6 sont dans la masse rocheuse de fondation et 7 sont occasionnés par l'érosion de sols à travers un réseau karstique ;
- 27 incidents d'érosion du remblai à travers les vides de la fondation rocheuse, impliquant 11 fondations en grès (dont 7 en alternance avec des niveaux de schistes argileux) et 10 fondations rocheuse en contexte postglaciaire (souvent des fondations granitiques affectées de joints de décompression post glaciaires).

Parmi les 99 incidents de l'USBR, la répartition des mécanismes d'érosion est :

- 33 érosions de conduit ;
- 16 érosions régressives ;
- 33 érosions de contact ;
- 17 suffusion.

Parmi les 6 incidents de la base Erinoh :

- 5 concernent des érosions de conduit ;
- 1 provient d'une érosion régressive ;
- la fondation est de nature argileuse (2 cas), granitique (1), fluvio-glaciaire (1) et marneuse (1).

Le premier bilan est que d'un pays à l'autre le type d'incident varie, comme le montre la différence de typologie d'incidents entre les parcs de barrages de la France et de l'USBR. Ensuite la connaissance de l'ouverture, du remplissage et de la géométrie des discontinuités d'une fondation rocheuse est une partie capitale du diagnostic d'une éventuelle initiation d'érosion interne et de sa cinétique.

3 FONDATIONS ALLUVIALES

Les ruptures de fondations alluviales sont nombreuses au siècle dernier lors de la mise en eau. Peu de renseignements permettent d'en établir les causes. Le barrage d'Alamo Arroyo N°2 a une fondation en sable peu dense entre 2 et 6 m de profondeur et se rompt à la mise en eau en 1960. Le barrage de Jennings Creek watershed 3 a une fondation argileuse et se rompt à la mise en eau en 1963. Les fondations alluviales argileuses sont compressibles à très compressibles et leurs tassements représentent un danger potentiel pour les structures ou les conduites qui sont posées dessus (barrage de Laprade).

Les fondations constituées des matériaux graveleux et limoneux des grands fleuves est sensible à l'érosion de contact et à la suffusion, mais la cinétique d'érosion est suffisamment lente pour prévenir suffisamment tôt et être traitée (tassement annuel constant de quelques mm, débit de fuite variable, dépôt de sablon). En France, elles ont occasionné de très nombreux incidents mais jamais de rupture de barrage.

4 FONDATIONS EN SOLS RESIDUELS

Un sol résiduel est un sol issu de l'altération tropicale d'une roche en place par dissolution des silicates. Parmi les trois fondations qui se sont rompues plus de 10 ans après la construction, deux sont en sols résiduels et sont caractéristiques de sols sensibles à la dispersion : les barrages de La Laguna et de Baldwin Hills,.

4.1 Le barrage de La Laguna (H=16m, Mexique, 1969)

Le barrage de La Laguna [7] d'une hauteur de 16 m a une étanchéité constituée d'un masque central en béton ancré de 2 à 5 m dans une latérite provenant de l'altération d'un substratum de tuf et de basalte. Cette latérite est composée d'argile et de limon très plastiques, dispersifs. Sa perméabilité mesurée en forage est très grande $(10^{-4} \text{ m/s} < \text{k} < 10^{-5} \text{ m/s}$, ces valeurs étant à rapprocher de la présence d'une couche de cendre de profondeur inconnue). Le substratum en basalte altéré est également très perméable. L'écran d'étanchéité central du remblai (de 1 m d'épaisseur en béton ou maçonnerie) forme un parafouille de 2-5 m de profondeur dans l'argile (des rives au thalweg). A la mise en eau (1908), des résurgences apparaissent à 10-20 m à l'aval de l'écran d'étanchéité. Les résultats d'auscultation enregistrés depuis 1927 montrent une dérive croissante de la courbe de débit de fuite en fonction de la hauteur de la retenue. Le débit total atteint 78 l/s en 1942. Miseptembre 1969(1 mois avant la rupture), comme sa valeur n'est que de 50 l/s et ne dépasse ce pic, le dépassement du débit maximum mesuré en rive gauche, passant de 12 à 28 l/s en 24 ans ne déclenche pas l'alerte. Le débit en rive gauche atteint 55 l/s le 25 octobre 1969 (une semaine avant la rupture), à réservoir constant. Le 31 octobre (le matin de la rupture), le débit de rive gauche atteint 75 l/s. A 18h une zone de boulance apparaît en rive gauche et un renard se développe et érode le parement aval. La brèche se forme le soir à 22h50, près de 60 ans après la première mise en eau.

4.2 Le barrage de Baldwin Hill (H=70m, USA, 1963)

Le réservoir d'eau de Baldwin Hills [7] a été construit de 1947 à 1951 par excavation des rives et remblaiement d'une vallée étroite. Il est constitué d'un remblai homogène d'une hauteur maximale de 70 m recouvert d'une double étanchéité comprenant de bas en haut une membrane bitumineuse, un enduit bitumineux, une couche de drainage de 1m, un filtre en sable 0/6 mm, une couche d'argile de 3 m et un béton bitumineux de 75 mm d'épaisseur. La membrane bitumineuse n'est pas armée. Le drainage est assuré par un béton poreux dans lequel circulent des buses en terre cuite, conduisant à un drainage « rigide » sur fondation déformable. La fondation est un dépôt marin du Pléistocène. Il s'agit d'un empilement de couches horizontales de sable fin à grossier perméable, stratifié avec du silt dur à très dur, de l'argile et des concrétions calcaires, de 1 à 60 cm d'épaisseur, cimentées ou non. L'argile est dispersive. La fondation est traversée par des fissures, dont 20% sont ouvertes jusqu'à 6 mm dans la zone de la future brèche. Deux failles traversent le réservoir et une faille active passe à 90 m. Un puits de pétrole à 360 m conduit à des mouvements d'ensemble : des tassements, mais aussi des surrections, par l'effet de l'injection de fluides de forage à forte pression. Par l'effet de l'exploitation pétrolière, ou par conséquence de la géologie et de la tectonique (dissymétrie de géologie des deux côtés des lèvres des failles), des tassements différentiels se produisent et conduisent à la rupture de l'étanchéité.

A la première mise en eau, le débit collecté par le réseau de drainage apparaît élevé, à 5 l/s. Le réseau de drainage est plusieurs fois obstrué (par des dépôts de carbonate ou des morceaux bitumés) et cassé. Le revêtement se rompt près de la tour de prise. Après multiples réparations, le débit collecté est 0,8 l/s en 1963. Le 14 décembre 1963, à 11h15, le gardien observe qu'un débit de « lance à incendie » d'eau boueuse coule dans deux drains. La vidange est décidée à 12h20. A 13h00, de l'eau boueuse est repérée en RD. Son débit estimé à 0,6 l/s est croissant. L'évacuation de la population est lancée à 13h30 au moment où une fissure apparaît en crête. La fissure s'ouvre de 6 à 75 mm en 15 min. Un entonnement de 0,9 m de diamètre est repéré sur la face amont. Des sacs de sable y sont jetés pour le boucher sans succès. A 15h15, le trou a un diamètre de 3 m et à 15h38 la crête s'effondre et la brèche est formée. La trace de la brèche surplombe le tracé de la faille I (Figure 1).

La rupture a été précédée par une lente et persistante augmentation de débit de drainage de 60% sur un an. Cependant avant la rupture, le débit total n'atteint pas la moitié du débit mesuré à la mise en eau.

Dans les deux cas, l'alerte n'est pas déclenchée suffisamment tôt, parce que la valeur maximale mesurée du débit total de drainage n'est pas dépassée. Cette valeur n'est donc pas un seuil de danger suffisant.



Figure 1 : Position de la brèche de Baldwin Hill et des failles

5 FONDATIONS CALCAIRES ET AUTRES FONDATIONS KARSTIFIEES

5.1 La problématique des fondations rocheuses avec fissures ouvertes

Si les fondations karstifiées ont été à l'origine de nombreuses ruptures, ces ruptures ont eu lieu sur des sites où les reconnaissances n'ont pas identifié les karsts ou fissures problématiques et où le modèle géologique soit n'a pas été établi soit était incomplet.

Trois cas sont exemplaires :

5.2 Le barrage de Lafage (H=5,5m, France, 1980)

Le barrage de Lafage [9] est un barrage en terre de 11m destiné à l'irrigation et construit vers 1980 sans études préalables. La fondation est une molasse constituée de marnes raides. La retenue qui devait avoir une capacité de 65 000 m³ a un remplissage partiel de 4 m un an après la fermeture de la vidange de fond. La cause des fuites, recherchée par l'ouverture de tranchées à la pelle mécanique est la présence de galeries fossiles de 0,15 à 0,20 m de diamètre dans le substratum marneux de la retenue, qui appartient à une série molassique constituée par l'interstratification de marnes et de bancs conglomératiques généralement karstifiés. Les galeries observées dans les marnes pourraient être des relais entre les karstifications des niveaux détritiques grossiers sus et sous-jacents. La réparation a consisté à pratiquer une tranchée de 8 m de profondeur au pied amont du barrage, dans laquelle 3 galeries ont été bouchées par du béton. Malgré tous les travaux d'étanchement ponctuels qui ont été réalisés par la suite dans la cuvette, cette retenue ne se remplit qu'à moitié.

5.3 Le barrage de Quail Creek (H=24m, USA, 1986)

Le barrage de Quail Creek [6] est un barrage zoné de 24 m de hauteur construit en 1985. Le modèle géologique est un dôme érodable du Trias constitué d'une série de bancs allant du gypse très érodable au calcaire dolomitique sain en passant par du grès et d'autres sédiments riches en sel. Les reconnaissances consistent en 10 sondages à la tarière ou en puits, qui traversent la couverture alluviale et colluviale (1 à 5 m) et la partie altérée des bancs sédimentaires, ne ramènent qu'un faible taux de récupération et une image faussée de l'étanchéité. Les sondages n'interceptent pas les joints verticaux. Les essais d'eau donnent des perméabilités faibles, sauf dans les 3 premiers mètres et en un point à 8 m de profondeur. La perméabilité est jugée suffisamment faible pour seulement étancher le contact avec une tranchée parafouille au dessus des bancs de dolomie, alors que les bancs de grès sont étanchés par un triple rideau d'injection. Les travaux d'excavation découvrent un champs de bosses tellement difficiles à excaver que le matériau de zone I est utilisé pour faire une couche de transition et de réglage sur laquelle le barrage est construit (Figure 2) et que le parafouille a sa largeur réduite de 9 à 5,8m et sa profondeur variant de 0,6 à 7 m au lieu des 3 m initiaux. Une bande d'argile à l'amont et une autre en fond de tranchée renforcent l'étanchéité du matériau de zone I qui contient 12% de sels.

- 1. Zone I Sable limoneux
- 2. Zone II Schiste argileux
- 3. Zone III Grave sableuse
- 4. Zone IV Tout-venant
- 5. Filtre
- 6. Fondation après décapage
- 7. Terrain naturel
- 8. Protection
- 9. Axe de la crête



Figure 2 : Coupe type du barrage de Quail Creek (Catanach 1991)

La mise en eau s'étale sur 3 ans, entrecoupée de résurgences qui apparaissent et nécessitent successivement la pose d'une recharge aval sur un filtre, avec collecteurs en pied et drains inclinés et trois campagnes d'injections. Les fuites sont réduites de 178 l/s en mai 1986 à 3 l/s en novembre 1988. Le 31 décembre 1988

matin une nouvelle résurgence d'eau brune est découverte. A 10h30 une fuite sortant d'un puits est estimée entre 12,5 et 17 l/s. L'inspection montre qu'un débit plus important coule à l'aval, une intervention d'urgence tente de colmater la fuite. A 22h30, le débit est de 2 m^3 /s. A 23h30 un pan du talus aval s'effondre. Finalement la brèche se forme le 1^{er} janvier 1989 à 12h30 et s'arrête à 13h00 après avoir atteint 91 m de largeur et relâcher plus de 1700 m³/s.



Figure 3 : coupe géologique longitudinale dans l'axe de la digue (Catanach 1991)

Les investigations d'enquête après la rupture confirment que les conditions géologiques étaient extrêmement défavorables, notamment l'insertion de bancs fins à forte teneur en gypse soluble. D'autre part trois fractures quasi verticales n'ont pas été vues par les reconnaissances, alors qu'elles ont été responsables des percolations importantes au contact du matériau de zone I.

5.4 Le barrage de Wolf Creek (H=76 m, USA, 2008)

Le barrage de Wolf Creek [4] démarré le 1^{er} septembre 1941, arrêté en 1943 par la guerre, est terminé en aout 1952. Le barrage poids, l'usine et l'évacuateur dans le lit mineur, sont prolongés en RG du lit majeur par un remblai (H/V=2/1 et 3.5/1) en argile peu plastique compactée.

Le remblai est sur une fondation alluviale de 12 à 15 m d'épaisseur, de perméabilité croissante avec la profondeur. Ces alluvions ont été décapées sous le barrage poids, qui repose alors sur un substratum calcaire karstifié. Les karsts se développent le long des réseaux principaux de joints approximativement parallèles et perpendiculaires à l'axe du barrage. Des grottes, découvertes sous le barrage poids, sont nettoyées et remplies de béton. Un voile monolinéaire d'injections complète l'étanchéité. La tranchée sous le pied amont est implantée dans 2 joints majeurs qui concentrent un réseau de karsts de 2 cm à 12m de largeur ! On note sur la Figure 5 la difficulté de compacter l'argile de la tranchée au milieu des parois déchiquetées et de la confiner au contact de nombreux boyaux non ou mal bouchés.



a - Compactage de la tranchée parafouille (Rice & Duncan 2007) b - Fontis de mars 1968 (Hunter 2007) Figure 5 : Tranchée parafouille et fontis [4]

En exploitation, la surveillance de l'aménagement est faite uniquement par inspection visuelle. Pendant 11 ans, rien n'est signalé. En 1962, une tache de suintement apparaît près du pied aval. Cette tache grossit au point que le sol est trop imbibé pour en tondre l'herbe. En 1967, apparaissent en aout un fontis d'1 mètre de diamètre et en octobre une résurgence boueuse dans le bassin de restitution provenant d'un tuyau de drainage, suivie d'une seconde en janvier 1968 qui provient d'un joint du rocher. Le 13 mars 1968, un

second fontis atteint 4 m de diamètre (Figure 5) et 12 m de profondeur. Le 22 avril un troisième fontis apparaît à 15 m du second. Six dépressions sont découvertes au pied amont. Les écoulements proviennent du réseau karstique. La vitesse maximale mesurée est 9 cm/s. Le barrage est mis en sécurité par une baisse de retenue de 12 m et 2 rideaux d'injections perpendiculaires qui injectent 10 000 m³ de 1968 à 1970 surtout dans le ¹/₄ de cône. Un panel de consultants conclut que la solution la plus économique et la plus pérenne est un voile de pieux sécants tout le long de l'axe du remblai. Le chantier est réalisé en 1979 en télescopant les tubages des primaires et en laissant en place celui de 26 pouces qui sert de guide aux secondaires. Un sondage exploratoire est descendu sous la base du rideau, pour essai d'eau et augmentation éventuelle de la profondeur (63m<z<84m) puis est injecté. Après reconnaissances et études, la profondeur et la longueur du voile fixées par le panel sont diminuées. Sur les 300 piézomètres installés 100 sont gardés pour suivre les travaux. Stables en 1980, les niveaux piézométriques augmentent progressivement et deviennent artésiens en 1989, surtout à l'aval du contact remblai-barrage poids. En 1990, les résurgences réapparaissent. Elles sont plus larges qu'en 1968. Les mesures d'inclinomètres suggèrent que le voile est fissuré. La route de crête fissure. La crête tasse près du barrage poids. Les reconnaissances de 2004 montrent que 84 % des pieux secondaires ont de la ségrégation ou des vides et 30 % n'ont pas de contact étanche à leur base. Malgré ses 90 millions \$, l'écran est un échec et la situation s'est dégradée par rapport à avant (tableau 3 [5]).

Indices	Avant la paroi de 1952-1979	Après la paroi de 1980 à 2009
suintements	8 zones de 1962 à 1968	37 zones de 1987 à 2004
résurgence boueuse	2 (octobre 1967 et janvier 1968)	0
fontis	3 (aout 1967 mars et avril 1968)	1 (doute sur l'origine : animale ?)
Piézomètre artésien	0	5 de 1989 à 2005
températures	Détection surtout au contact	6 écoulements en 2004
	barrage poids	
mouvement	-	Fissures dans la galerie des câbles
	-	Vitesse de tassement en crête croissante P37 :
		1cm/an de 1980 à 1987, 2cm/an de 1987 à 2004
	-	Ouverture amont et compression aval du joint
		entre les plots 36 et 37 du barrage

 Tableau 3 : comparaison des indices de pathologie avant et après la paroi d'après Rice et Duncan 2007 [5]

En juillet 2008, une seconde paroi de 1 m d'épaisseur et 100 000 m² de surface ancrée de 1,5 m dans la formation calcaire inférieure a été réalisée. Le premier bilan de cette nouvelle paroi sera présenté au congrès CIGB de 2015.

5.5 Considérations sur les karsts

L'exemple du barrage de Wolf Creek impressionne par la taille du réseau karstique. Comment de tels vides n'ont-ils pas amené la rupture de l'ouvrage ? Le barrage du Lar en Iran amène à un questionnement identique avec les 10 m³/s de fuite (qui sont repompés dans le lac). Il apparaît après enquête que de nombreux barrages ont survécu au débourrage d'un karst. Par exemple, la crue de 2003 plus forte que les précédentes provoque 32 fontis (ou débourrages de karsts) sur l'aménagement de Rabite-Alcheich (Syrie) dont l'un sur le parement amont du barrage. Le barrage est sauvegardé après arasement du seuil de l'évacuateur et campagne d'injections dans la zone du fontis. A la même période, la retenue en crue du barrage d'El Gassanieh (Syrie) par son niveau jamais atteint fait effondrer le toit de trois cavités souterraines surmontant une faille sous 1 m d'eau, laissant 3 cratères alignés de 15 à 25 m de diamètre (Figure 6). Ces effondrements sont trop éloignés du barrage pour l'impacter. Au barrage de Salhab (Syrie), l'entonnement et la sortie sont localisés de part et d'autre du barrage, sans impact. Dans tous ces cas, la connaissance du circuit karstique, des mécanismes d'érosion potentiels et de leur cinétique est capitale pour évaluer le risque de rupture.



Figure 6 : Deux des trois effondrements observés au barrage de Gassanieh (Photo J-P Blais EDF)

6 FONDATIONS GRESEUSES

6.1 Incident du barrage de Fontenelle (50m, USA, 1965)

Le barrage de Fontenelle [9], situé dans l'état du Wyoming (USA), sur la Green River, a une hauteur de 50 m et une longueur en crête de 2 000 m. Il s'agit d'un barrage zoné, dont le noyau central est constitué d'un mélange d'argile, de silts, de sables et de graviers, compactés en couches de 15 cm. Les recharges sont en matériaux graveleux (zone 2) ou tout-venant extrait des fouilles (zone 3). Sa fondation est constituée d'un grès dur et fracturé. Dès le début du remplissage, des fuites apparaissent. L'une à 1,2 km à l'aval est corrélée au niveau de la retenue. Deux glissements, le 27 mai 1964 en RD de l'évacuateur et le 24 juillet 1965 en RG attirent l'attention sur les sous-pressions, le débit de fuite est estimé à 30 l/s. En cours d'excavation du 2^{ème} glissement, une fuite estimée à quelques centaines de l/s emporte par érosion régressive 8000 m³ le 3 septembre. Des blocs de rip-rap sont apportés pour bloquer la fuite et la vidange du réservoir est amorcée le 4 septembre. Le 6 septembre, le débit de fuite mesuré est $0.5 \text{ m}^3/\text{s}$, mais un fontis de 5 à 6 m de diamètre et 15 m de profondeur effondre la voie amont de la route de crête près du pont qui enjambe l'évacuateur. Le niveau d'eau est 3,5 m au dessus du fond peu de temps après la fin du remplissage. L'USBR alerte les autorités le 12 septembre. Fin de l'année 1965, un traitement par injections est entrepris et le glissement est décapé. Huit lignes de forages d'injection sont implantées dans la partie raide de la rive, et s'étendent bien audelà de l'endroit du fontis en crête du barrage. En mars 1967, le plan d'eau est monté puis descendu pour tester les injections. 23 piézomètres sont implantés pour surveiller l'efficacité dans le temps des injections. Les injections sont terminées en juin 1967 et le remblai du barrage est restauré fin 1967.



Figure 7 : Joints ouverts et érosion régressive au barrage de Fontenelle [9]

Cependant, en 1982, de nouvelles fuites apparaissent. Suite à un important programme de reconnaissances par puits et piézomètres, un confortement par écran étanchéité à travers le noyau d'argile et le substratum est décidé en 1984 et le niveau de la retenue est réduit. La paroi en béton rigide réalisée à l'Hydrofraise a une

profondeur de 55 m et une épaisseur de 0,65 m. Les deux tronçons du barrage qui fuyaient, à chaque extrémité de la digue, sont réparés en deux phases : $10\ 000\ m^2$ en 1985 et 5 000 m² en 1986.

6.2 Incident du barrage d'Itiyuro (57m, Argentine, 1981)

Le barrage d'Ityuro [10] est un CFRD en enrochement déversé (H/V=1,25 amont et H/V==1,3 aval). Le masque en béton s'appuie sur un parafouille en béton armé de 8 à 15 m de profondeur en pied. Un écran d'injections poursuit l'étanchéité de la fondation en fond de vallée et non en rives. La fondation est une série de couches de grès poreux et peu ou moyennement durs. La capacité de l'évacuateur de 3000 m³/s, alors que la PMF pourrait atteindre 8000 m³/s. Lors de la crue du 14 janvier 1981(soit sept ans après la fin de la construction), les sédiments bloquent la vanne de vidange. L'exploitant décide d'évacuer l'eau par la tour de prise. La conception n'ayant pas prévu cette situation, le revêtement de la galerie de prise d'eau fissure sous cette charge accidentelle. Des débits forts pénètrent la fondation et causent une érosion interne de plusieurs milliers de m³, détectées par trois fontis sur le remblai, dont le plus grand atteint 20 m de diamètre en crête.

Les reconnaissances effectuées après l'incident ont permis de caractériser les zones érodables de ces grès. L'énergie volumique délivrée au terrain par une foreuse F320 munie d'un tricône VH1 à vitesse de rotation constante mesure la dureté du terrain foré par des sondages destructifs avec enregistrement de paramètres, la dureté relative. Appelée D_{ur} , elle est le produit de la pression du couple exprimée en 100 kPa par la poussée sur l'outil en 100kPa divisé par la vitesse d'avancement en m/h. Les zones érodables sont caractérisées par Dur<10, une porosité supérieure à 0,17, une résistance à la compression simple inférieure à 100 kPa, un temps de délitage inférieur à 2 minutes, une perméabilité supérieure à 15-50 unité Lugeon, une pression d'essai d'eau critique (perte de la linéarité du débit avec la pression) inférieure à 200 kPa. Ces critères ont été utilisés pour localiser les zones érodables et érodées (Dur<5), mais aussi pour définir les dimensions de la zone à étancher et les techniques d'étanchement (caractéristiques des coulis, pression d'injection, volume à injecter).

7. FONDATIONS VOLCANIQUES

Les fondations volcaniques sont dangereuses à cause des forts écoulements potentiels traversant les couches perméables de basalte altéré et de cendres. Cela a provoqué des ruptures par glissement (barrage de Zeizoun 2002) et par érosion interne (Teton 1976).

Le barrage de Teton barre la rivière Teton dans un canyon qui appartient au bassin versant de la rivière Snake, sur un substratum de rhyolite et de basalte. L fondation du barrage est un tuf de cendres rhyolitiques bien soudées, d'âge pléistocène. L'épaisseur de cette couche passe de 15 m sur l'appui gauche à plus de 150 m en rive droite. En rive droite, basalte et tuf sont recouverts par une épaisse couche d'alluvions modernes. Une fine couche d'alluvions anciennes est aussi intercalée entre le tuf et le basalte. Le tuf en rive droite est stratifié et grandement fissuré. L'espacement entre joints varie de quelques mètres à 30 m. Là où les joints sont les plus resserrés, la structure ressemble à un empilement de blocs. L'inspection de ces joints après rupture montre que certains sont étanches alors que d'autres sont ouverts jusqu'à 40 cm. Certains sont recouverts de calcite, d'autres sont remplis de limon et de gravats. La rupture a lieu lors du premier remplissage. Les premières venues d'eau sont observées le 3 juin en provenance du rocher à l'aval du barrage. Le 4 juin de petites sources et des suintements sont repérés en rive droite. Un débit de 500 l/s à 800 l/s sort du rocher et un début d'érosion est constaté le 5 juin entre 7h30 et 8h00 du matin à l'arrivée des ouvriers (venues d'eau chargée). A 9h00, le débit dépasse 1,1 à 1,4 m3/s et la résurgence apparait 40 m sous la crête. Entre 9h30 et 10h00, une tache d'humidité sur le parement aval apparaît au même niveau et à 4 à 6 m de distance de la source sortant du rocher. A 11h, un vortex apparaît dans la retenue. A 11h30 une partie du barrage est entraîné dans le vortex. A 11h55, la brèche est formée. L'eau s'y engouffre et s'arrête de couler à 20h.



Résurgence boueuse à 1586m à 10h00

b) Claquage du filtre à 10h45



Teton est le seul barrage de l'USBR où la transition « zone 2 », n'a pas permis au remblai d'éviter la rupture. Une évaluation du potentiel hydraulique sous cette transition met en évidence un facteur de sécurité à la boulance de Terzaghi de l'ordre de 1 vers 10h 45 (Figure 8). Le claquage hydraulique aurait donc percé cette transition à l'endroit où la recharge aval drainante n'était pas assez épaisse.

8 FONDATIONS GLACIAIRES

Plusieurs barrages des Alpes sont fondés au fond de vallées à remplissage glaciaire et fluvioglaciaire (moraines et alluvions). Il est fréquent de mesurer dans ses formations des perméabilités fortes comprises entre 10^{-4} et 10^{-2} m/s. Ces vallées, entaillées par un sillon glaciaire drainent un débit qui peut être très important. Par exemple, le débit de fuite mesuré a atteint 200 l/s à Castérino (H=6,5m), 900 l/s à Pont des Chèvres (H=16,5m), 1 m³/s à Roquebillère (H=13m). Ce débit est à mettre en relation avec la granulométrie du remplissage. Il existe de longues périodes de débit constant, entrecoupées parfois d'accroissements ponctuels causés par une perte d'étanchéité du barrage (souvent une fissure de revêtement béton ou perte d'un joint). Des fontis, ou trous appelés « renards » sont parfois observés, par exemple à Pont des Chèvres, Casterino, au bassin 136000 (H=7m), sans évolution notable. Contrairement au « renard », ces conduits sont des zones de ségrégation et de suffusion dans les moraines ou les alluvions fluvio-glaciaires. Le caractère grossier du squelette granulaire, débarrassé de ses fines, lui confère une forte résistance et fait qu'il reste en place à court et moyen terme. A long terme, une analyse minutieuse de la situation est nécessaire, pour vérifier que cette résistance n'est pas dégradée et que le débit de fuite ne dérive pas, suite à l'attrition des blocs ou à l'érosion de dépôts fins.

9. CONCLUSIONS

Ce court tour d'horizon des incidents d'érosion interne observés en fondation met en avant une sensibilité particulière de certaines fondations. En ce qui concerne les fondations meubles, les sols résiduels apparaissent très vulnérables, surtout s'ils ont un caractère dispersif. A l'inverse les fondations morainiques, facilement sujettes à la suffusion, ont une résistance grâce au caractère rocheux et graveleux de leurs terrains. Le danger des fondations rocheuses, non érodables par définition, peut provenir de la nature, de la taille et du remplissage de ses discontinuités (faille, cavité, réseau karstique). Les discontinuités ouvertes dans des fondations calcaires, gréseuses et en schiste argileux sont plus particulièrement à rechercher, car elles ont provoqué la majorité des ruptures. A l'inverse, les fondations granitiques ou en gneiss ou en schiste métamorphique provoquent souvent des incidents, mais n'ont pas dégénéré en rupture d'après ce recensement.

REMERCIEMENTS

Nous remercions G. Jorge pour les informations communiquées sur les chantiers qu'il a suivis. Nous remercions aussi l'IREX et le MEDDTL pour le soutien octroyé au Projet National Erinoh.

RÉFÉRENCES

- Foster M., Spannagle M., Fell R. (1998) Report on the analysis of embankment dam incidents. 1998 UNICIV Report R. 374
- [2] Thoma S. (2014) Base de données sur les accidents et les incidents dus à l'érosion interne des barrages et des digues TFE ECL
- [3] Engemoen W. 0. (2011) Bureau of Reclamation experiences with internal erosion incidents. Internal erosion in embankment dams and their foundations. Proceedings of the Institue of Water Structures, FCE, BUT, Brno
- [4] Erich K. J. (2013) Wolf Creek Dam: a case study of foundation remediation for dams built on karst foundations. Thesis presented to the Faculty of the Graduate School of the Missouri University of Science and Technology
- [5] Rice, John D. & Duncan, Michael J. (2010) Findings of Case Histories on the Long-Term Performance of Seepage Barriers in Dams. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 136, No. 1, January 1, 2010.
- [6] Catanach R.B., Hall R.B., James R.L., O'Neill A.L., Von Thun J.L. (1991) Quail Creek dike failure, failure mechanisms, redesign and construction XVII^o Congrés de la CIGB Vienne Q.66 R.58 pages 1063-1085
- [7] Marsal, RJ. and Pohlenz, W. (1972) The failure of Laguma Dam. Performance of Earth and Earth-Supported Structures, ASCE, Vol. 1, pp. 489-505
- [8] Department of Water Resources (1964) Investigation of Failure, Baldwin Hills Reservoir. State of California, The Resources Agency, Department of Water Resources.
- [9] CFGB, Barrages & Réservoirs (1997), N°6 Spécial Congrès CIGB Florence. Mai 1997
- [10] Fry J-J, JORGE G. (2012) Characterization of Internal erosion susceptibility in Sandstone Dam Foundations Rapport 263. ICSE6 Paris - August 27-31, 2012
- [11] Snorteland N. Teton Dam Failure in CEA lessons learned. USBR. Pwt 2009.

GENERATION DE PRESSION INTERSTITIELLE DANS LES FONDATIONS ARGILEUSES DES BARRAGES EN REMBLAI : RETOUR D'EXPERIENCE ET METHODES D'ANALYSE

Pore pressure build-up in clayey embankment dam foundations: feedback and analysis

> Luc Boutonnier, Dino Mahmutovic 3 rue du Docteur Schweitzer, 38180 Seyssins <u>luc.boutonnier@egis.fr</u>, <u>dino.mahmutovic@egis.fr</u>

Jean-Jacques, Fry EDF-CIH Le Bourget du Lac 73 373 Cedex jean-jacques.fry@edf.fr

MOTS CLÉS

Barrage en remblai, fondation, argile, pression interstitielle, construction, vidange rapide, coefficient Ru, coefficient B, degré de saturation, air occlus.

RÉSUMÉ

L'évolution des pressions interstitielles dans les fondations argileuses de barrages en remblai en cours de construction ou en exploitation sont difficiles à prévoir. Les incertitudes de la prédiction sont liées à la connaissance de la quantité d'air occlus, de la perméabilité à grande échelle et à l'état de consolidation. Aussi, cet article explore les voies de réduction des incertitudes pour les projets futurs. L'analyse de l'évolution des pressions interstitielles observées sur quelques barrages montre l'importance du problème. Des essais triaxiaux et oedométriques avec des modes opératoires adaptés permettent de reproduire et quantifier ces phénomènes en laboratoire. Enfin, plusieurs méthodes sont accessibles aux ingénieurs pour modéliser les pressions interstitielles avec notamment la prise en compte de l'air occlus dans l'eau (Hilf, 1948[10], Bishop 1954[1] et Skempton 1954 [11]). Une nouvelle méthode (Boutonnier 2007 [2]) est présentée plus particulièrement développée pour la modélisation et appliquée au barrage de Mirgenbach.

ABSTRACT

The analysis of pore pressure changes in clayey foundation dams during construction or drawdown is difficult. The uncertainties came from the poor knowledge of the quantity of air trapped, the site permeability and the consolidation state. This paper wants to explore the main possibilities for reducing these uncertainties in the future projects. The observation of monitored pore pressure changes of some dams underlines the problem. Triaxial tests and oedometers with adequate procedures can fit and quantify these phenomena in laboratory. At least, several methods predicting pore pressure changes taking account the trapped air particularly are available for engineers (Hilf 1948[10], Bishop 1954[1] and Skempton 1954[11]). A new method is introduced, mainly developed for modeling; it is applied to the Mirgenbach dam.

1. INTRODUCTION

La conception de tout remblai sur une fondation argileuse doit non seulement assurer la compatibilité des fonctions de l'ouvrage avec des déplacements importants, mais surtout elle doit garantir la stabilité avec la génération de pression interstitielle en cours de construction ou avec la faible baisse des pressions en vidange. Le barrage de Mirgenbach, décrit dans le chapitre 2, a connu pareille difficulté. Pour anticiper les pressions interstitielles en fondation, l'ingénieur dispose des essais de mécanique des sols classiques, mais qu'il doit utiliser avec un mode opératoire non courant, dont l'oubli ferait perdre des informations précieuses. Le troisième chapitre est dédié au rappel de ce mode opératoire. Enfin l'ingénieur a le choix entre plusieurs modélisations décrites dans le chapitre 4. Parmi celles-ci, celle de Boutonnier (2007) [2] est en cours d'application et de validation dans le projet de recherche ANR Terredurable (convention ANR 2011 VILD 004 01, programme Bâtiments et villes durables). Elle est présentée ici et mise en œuvre sur les données de projet du barrage de Mirgenbach.

2. L'EXEMPLE DU BARRAGE DE MIRGENBACH

Le projet initial de Mirgenbach prévoit un barrage homogène en argile d'une hauteur de 22m avec filtre cheminée et tapis drainant (Figure 1). L'argile provient de l'altération superficielle de la fondation marneuse.



Figure 1 : Profil en travers du barrage de Mirgenbach

La fondation comprend un substratum en marne grise étanche sur plus de 30 mètres d'épaisseur, surmonté d'une couche de marne décomprimée, fissurée (perméabilité de l'odre de 10-5 m/s) et altérée sur 5 m à 10 m d'épaisseur et d'une couverture d'argile et de limon d'altération très peu perméables (10-9 - 10-10 m/s) sur 5 m environ d'épaisseur. Le limon argileux est notamment présent en rive droite (Figure 2).



Figure 2 : Coupe géologique et profil longitudinal le long de l'axe du barrage de Mirgenbach

La nappe dans la marne altérée est en charge et puissante, à tel point qu'une paroi est réalisée à partir d'un cavalier pour la couper. L'argile est très plastique ($w_L=55\%$ et $I_P=33\%$) avec une forte humidité en moyenne $w_{OPN}+2,5\%$, mais avec des passages dépassant $w_{OPN}+4\%$. Son angle de frottement effectif est 24°. Sa cohésion non drainée moyenne est 120 kPa mais chute à 40 kPa dans le limon. Dans la marne grise, les propriétés mécaniques augmentent vite avec la profondeur, la cohésion non drainée atteint 1,4MPa à 30 m. Les fortes teneurs en eau de la couverture argileuse de fondation obligent à constituer un stock et à contrôler le compactage de près. Un glissement du parement amont est détecté le 25 août 1982, alors que le remblai en construction atteint 18 m de hauteur. Le parement aval glisse à son tour le 11 septembre. Le diagnostic montre qu'une zone centrale correspondant à trois couches n'a pas été correctement contrôlée et est laissée en place, alors que sa teneur en eau après accident est hors spécifications. Pourquoi la fondation avec une argile et une teneur en eau identiques n'a pas glissé avant le remblai? Est-ce que la prévision des pressions interstitielles aurait pu alarmer le maître d'œuvre et éviter l'accident ?

3. LES RECONNAISSANCES POUR EVALUER LES PRESSIONS INTERSTITIELLES

La montée de la pression interstitielle en fondation lors de la construction est suivie par le coefficient Ru, rapport de la pression d'eau et de la contrainte verticale au point considéré. La contrainte verticale, difficile à mesurer ou calculer avec justesse, est remplacée dans les cas courants par la contrainte fictive à la base d'une colonne d'argile, de poids volumique et de hauteur identiques. Les mesures de Ru sont alors facilement exploitées avec le suivi de l'auscultation pour, primo définir les hypothèses de dimensionnement, et secundo les contrôler pendant les travaux. Le barrage est découpé en zones, chacune affectée d'une valeur de Ru. Si une de ces valeurs est dépassée par les mesures d'auscultation, alors soit le projet est revu, soit le matériau est excavé. Les valeurs de Ru ont une énorme incidence sur le dimensionnement : elles doivent être obtenues expérimentalement soit par des essais oedométriques, soit par des essais triaxiaux.

3.1 Essais oedométriques

L'essai oedométrique est l'essai le plus simple pour déterminer la génération de pression en fondation durant la construction du remblai. Mais à cette fin, un mode opératoire différent de la norme doit être exigé.

3.1.1 Mesure du tassement instantané et comparaison au tassement de consolidation primaire

Le tassement w sous une charge $\Delta \sigma$ à chaque palier de l'oedomètre est la somme d'un tassement instantané, w_i, d'un tassement de consolidation primaire, w_p, et d'un tassement de consolidation secondaire w_s. Si le sol est parfaitement saturé, l'application de la charge est instantanément reprise par la pression interstitielle Ru=1 et w_i=0. A la fin du tassement primaire w= w_i + w_p et Ru=0. Si le sol est non saturé, à la fin du tassement instantané, Ru= $\Delta u/\Delta \sigma$, tandis que le degré de consolidation est U= w_i/w_p = $\Delta u/\Delta \sigma$ =Ru. Il existe donc une manière très simple et élégante de suivre en laboratoire l'évolution de Ru en fonction de la charge appliquée (Felix 1981 [7]), dans la mesure où l'échantillon est remis dans son état initial non saturé. Pour cette évaluation, le laboratoire doit fournir dans son rapport les courbes de tassement en fonction du temps pour tous les paliers de charge.

3.1.2 Mesure d'un essai non drainé non saturé et comparaison avec un essai drainé

La montée de la pression interstitielle est déduite à moindre frais du principe des contraintes effectives (Hilf, 1948 [10]) appliqué sur deux échantillons identiques, testés l'un à l'oedomètre drainé et le second à l'oedomètre non drainé. A tout indice des vides mesuré correspond une contrainte totale sur la courbe oedométrique non drainé et une contrainte effective sur la courbe drainée, la différence entre les deux étant la pression interstitielle. De loin la plus simple, cette méthode donne directement Ru (Figure 3). Cependant, la variabilité de l'argile aboutit à une plage de variation étalée de Ru. Cela oblige à multiplier les couples d'oedomètres drainé-non drainé.



Figure 3 : Mesures à l'oedomètre de Ru cité par Hilf

3.2 Essais triaxiaux

Bishop (1954) [1] décompose tout incrément de pression interstitielle comme la somme d'un incrément de pression proportionnel au chargement de contrainte totale isotrope B.($\Delta\sigma_3$) et d'un incrément proportionnel au chargement déviatoire, B.A. $\Delta(\sigma_1-\sigma_3)$, où A et B sont les coefficients de Skempton, déterminés à partir des essais triaxiaux non consolidés-non drainés UU avec mesure de pression interstitielle u.

$$\Delta u = B[\Delta \sigma_3 + A \Delta (\sigma_1 - \sigma_3)] \tag{1}$$

La compression d'éprouvettes triaxiales issues d'échantillons intacts sur un chemin triaxial isotrope non drainé non saturé permet d'obtenir le coefficient B de Skempton : $B = \Delta u/\Delta \sigma_3$, en mesurant l'incrément de pression interstitielle Δu en appliquant l'incrément de contrainte de confinement $\Delta \sigma_3$. En mesurant la variation de volume par l'extérieur de l'échantillon, ce coefficient peut être tracé en fonction du degré de saturation S_r . Les chemins triaxiaux, consistant à augmenter d'abord la contrainte de confinement d'un incrément $\Delta \sigma_3$ pour déterminer B, permettent ensuite de déterminer avec plus de difficultés le coefficient A de Skempton : $A = \Delta u/B/\Delta(\sigma_1 - \sigma_3)$ en appliquant seulement $\Delta(\sigma_1 - \Delta \sigma_3)$ avec $K = \Delta(\sigma_1 - \sigma_3)/\Delta \sigma_3$ constant, car des corrections sont à apporter en fonction de l'évolution du diamètre. Ces essais sont hélas couteux et doivent être nombreux. Pour cette raison ils sont rarement réalisés.

4. LES METHODES DE CALCUL

L'évolution des pressions interstitielles, lors de la construction et de la première mise en eau ou de la vidange rapide, peut être calculée comme la réponse de la loi de comportement hydromécanique de la fondation. L'estimation du coefficient Ru en supposant l'absence de drainage en est l'approche la plus simple et la plus sécuritaire pour les analyses de stabilité en contrainte effective. La modélisation complète du problème est complexe et fait appel à la loi de comportement du squelette et aux modèles de couplage hydromécanique.

4.1 Calcul des coefficients Ru et B

Les coefficients Ru et B dépendent de la compressibilité du fluide dans l'espace poral des sols fins. L'application progressive du poids du remblai en l'absence de drainage, se reporte sur l'air et l'eau emprisonnés, d'après le principe des contraintes effectives. C'est la compressibilité de l'air et dans une moindre mesure sa dissolution dans le fluide interstitiel qui permettent d'expliquer les valeurs mesurées.

4.1.1 Méthode USBR (dite de Hilf)

La pression d'air est facilement calculée par la loi de Boyle et Mariotte et par la loi de Henry qui intègre la solubilité de l'air dans l'eau. La formule de l'USBR, citée par Bruggeman et al (1939) [5], Hamilton (1939) [9] et Hilf (1948) [10] traduit ces deux phénomènes.

 P_a :

 V_a :

pression de l'air,

volume de l'eau

pression atmosphérique

variation de volume total

volume initial de l'air occlus

coefficient de solubilité de l'air dans l'eau

$P - P_a = P_a \Delta V / (V_a + h. V_e - \Delta V)$	(2)	avec :
		P :

$$P - Pa = Pa.\varepsilon_{v} / [n((1-Sr)+h.Sr)-\varepsilon_{v}]$$
(3)

$$P_{sat}-P_{a} = P_{a}V_{a}/hV_{e} \text{ ou } P_{sat} = P_{a}.(1-S_{r})/h.S_{r}$$
(4)
$$\begin{array}{c} \varepsilon_{v} : \text{ variation volumique} \\ n : \text{ porosité} \\ S_{r} : \text{ degré de saturation} \end{array}$$

La génération de pression interstitielle, déduite de la formule USBR, et assimilée à la pression P de l'air emprisonné moins la pression initiale Pa, dépend principalement du degré de saturation initial et dans une moindre mesure du module oedométrique. L'absence de prise en compte du drainage et de la succion initiale permet une approche sécuritaire de la stabilité sur les fondations dont la nappe est proche du terrain naturel. Comme l'incertitude est grande sur le module et le degré de saturation, le calcul doit impérativement s'appuyer sur la réalisation d'essais oedométriques sur échantillons intacts.

Fry (1984) [8] propose une amélioration de l'utilisation de cette formule en enlevant à la pression d'air la succion issue de la courbe hydrique mesurant la variation de succion avec la teneur eau ou le degré de saturation (Figure 4.a) pour trouver la pression interstitielle. Les résultats triaxiaux isotropes montrent une évolution linéaire de la succion avec la contrainte de chargement (Figure 4.b). Mais cette prise en compte doit être justifiée par un modèle de couplage pertinent pour être intégrée dans un code de calcul.



Figure 4 : Mesures de succion (a. argile de Mirgenbach (gauche), b noyau du barrage de La Verne (droite))

4.1.2 *Méthode de Bishop*

La méthode de Bishop [1], plus générale, est plus lourde à mettre en œuvre. Dans les fondations argileuses compressibles, où généralement l'argile est normalement consolidée, le chemin de contraintes effectives suivi est celui des terres au repos avec ¢ angle de frottement effectif de l'argile:

$$\Delta \sigma'_{1} / \Delta \sigma'_{3} = K_{0} = 1 - \sin \phi' \tag{5}$$

alors :

$$Ru = \frac{B(K_0 + A(1 - K_0))}{1 - B(1 - A)(1 - K_0)}$$
(6)

Dans le cas où l'argile est surconsolidée, l'expression de K_0 change et il faut distinguer le cas où la contrainte principale majeure est horizontale du cas courant. Cette relation entre B et Ru, peu utilisée suite aux nombreux triaxiaux nécessaires pour obtenir les coefficients de Skempton, rappelle que Ru est moins grand que B dans la plupart des situations ($K_0=0,5$ et 0,3 < A < 0,5).

4.1.3 Méthode de Skempton

B =

Skempton (1954) [11] exprime B en fonction de la compressibilité du sol et du fluide interstitiel. Cette relation peut être couplée avec la relation de l'USBR où C_v est la compressibilité de l'air.

$\frac{1}{C}$	(7)	avec :
$1+n.\frac{C_V}{C_S}$		C_v : la compressibilité du fluide dans les vides C_s : la compressibilité du sol (1=K)

4.2 Nouvelle méthode proposée de couplage hydromécanique pour approche numérique

Dans la plupart des fondations, bien que souvent la nappe soit proche du terrain naturel, l'air est présent et il faut une forte contrepression pour l'évacuer. Si la nappe vient à baisser certaines années, l'air peut rester occlus jusqu'à des pressions d'eau négatives de plusieurs centaines de kPa, voire quelques MPa. Aussi dans cette communication, nous nous intéressons uniquement au domaine des sollicitations non drainées où la compressibilité de l'air et dans une moindre mesure la loi de Henry jouent un rôle déterminant. Pour bien comprendre les domaines d'application des méthodes de calcul, il faut décomposer les degrés de saturation possibles en quatre domaines D1, D2, D3 et D4 présentés sur la Figure 5. Dans les pays tempérés ou tropicaux, les sols fins naturels sont généralement dans les domaines D2 (frange capillaire) ou D3 (sous la nappe).

B.5 – Génération de pression interstitielle dans les fondations argileuses des barrages en remblai : retour d'expérience et méthodes d'analyse



Figure 5 : les différents degrés de saturation possible du sol (d'après Boutonnier 2007 [2])

La Figure 5 illustre le comportement dans les différents domaines. Dans le domaine D1, la phase air est continue (la succion s = ua - uw est positive). Dans le domaine D2, l'eau est en tension (succion s positive) mais l'air est occlus. Dans le domaine D3, il existe des poches d'air occlus sans action sur le squelette et la pression d'eau est positive. Dans le domaine D4, le sol est parfaitement saturé.

L'approche de couplage hydromécanique développée est basée sur une analyse plus poussée des chargements et déchargements à l'oedomètre ou isotropes au triaxial (Boutonnier 2007 [2], Boutonnier 2010 [3]). Elle ne s'applique que dans les domaines D2, D3 et D4.

La non saturation du sol est introduite à travers une relation entre le degré de saturation Sr et la pression interstitielle uw comme illustré sur la Figure 7.

Dans le domaine D3 (pressions interstitielles positives), en utilisant la loi de Henry et la loi des gaz parfaits, la relation suivante peut être établie (Boutonnier, 2007 [2]) :

$$\frac{du_a}{(u_a + P_a - u_{wg})} = \frac{dS_r}{S_r \cdot (1 - S_r + hS_r)} \tag{8}$$

Avec u_a pression d'air dans les zones d'air occlus, Sr degré de saturation, Pa pression atmosphérique, uwg pression de vapeur d'eau dans les zones d'air occlus, h coefficient de la loi de Henry. Il est par ailleurs supposé que les bulles d'air occlus ont un rayon capillaire constant rbm donné approximativement par la taille des plus gros pores. Ceci permet de relier la pression d'eau uw et la pression d'air u_a :

$$u_a - u_w = 2.\frac{T_c}{r_{bm}} = s_{bm}$$
(9)

La réduction du degré de saturation lorsque la pression d'eau augmente se fait par diminution du nombre de bulles, le rayon des bulles restant inchangé.

En combinant les deux équations ci-dessus, on obtient dans le domaine D3 (uw>0):

$$S_{r} = \frac{1}{1 - h + \left(\frac{1 - S_{re} + h.S_{re}}{S_{re}}\right) \left(\frac{s_{bm} + P_{a} - u_{wg}}{u_{w} + s_{bm} + P_{a} - u_{wg}}\right)}$$
(10)

Dans le domaine D2 (uw<0 et air occlus), on suppose une relation linéaire entre pression d'eau et degré de saturation :

$$S_r(u_w) = S_{re} - \frac{u_w}{u_{wair}}(S_{re} - S_{rair})$$
⁽¹¹⁾

$$S_r(u_w) = S_{re} - \alpha . u_w \tag{12}$$

A partir de cette relation $S_r(u_w)$, il est possible de calculer le coefficient de compressibilité du fluide interstitiel équivalent c_{f_c} (c_w est la compressibilité de l'eau pure) :

$$c_f = \frac{1}{s_r} \cdot \frac{ds_r}{du_w} + c_w \tag{13}$$

Le principe des contraintes effectives restant valable tant que l'air reste occlus, il est possible de calculer le coefficient Bt tangent sur une sollicitation isotrope (mesure à l'appareil triaxial, Bt = $du_w/d\sigma_3$) ou oedométrique (mesure à l'oedomètre, Bt = $du_w/d\sigma_z$). Pour le cas oedométrique, on obtient :

$$Bt = \frac{1}{1 + nE_{oedo}.c_f} \tag{14}$$

avec n porosité du sol

Les équations sont les mêmes dans le cas isotrope en remplaçant le module oedométrique tangent E_{oedo} par le module isotrope tangent E_{iso} . Le coefficient B (sécant) de Skempton sur une sollicitation isotrope ou le coefficient R_u sur une sollicitation oedométrique s'obtiennent simplement par intégration du coefficient Bt tangent en fonction de la variation de contrainte totale.

$$B = \frac{\Delta u_w}{\Delta \sigma_z} = \frac{u_{w_fin} - u_{w_ini}}{\sigma_{z_fin} - \sigma_{z_ini}} = \frac{\int_{\sigma_{z_ini}}^{\sigma_{z_fin}} B_t d\sigma_z}{\sigma_{z_fin} - \sigma_{z_ini}}$$
(15)

B.5 – Génération de pression interstitielle dans les fondations argileuses des barrages en remblai : retour d'expérience et méthodes d'analyse

$$R_u = \frac{u_w}{\sigma_z} = \frac{u_{w_ini} + B(\sigma_{z_fin} - \sigma_{z_ini})}{\sigma_{z_fin}}$$
(16)

Ces calculs nécessitent le calage de seulement trois paramètres : le degré de saturation pour une pression d'eau nulle S_{re} , le rayon capillaire r_{bm} des bulles d'air occlus dans le domaine D3 et la pente α de la droite $S_r(u_w)$ dans le domaine D2. Ces trois paramètres peuvent être déterminés à partir d'un essai oedométrique standard ou bien d'un essai triaxial isotrope non drainé avec un chargement / déchargement. Un exemple de calage sur une marne est donné sur a Figure 6.



Figure 6 : Exemple de calage des paramètres S_{re} , r_{bm} et α sur 4 paliers de chargement et 4 paliers de déchargement. Un seul jeu de paramètres modélise tous les paliers (et même plusieurs éprouvettes différentes ; Boutonnier, 2007 [2]). Paramètres retenus: $S_{re} = 0.96$, $r_{bm} = 1\mu m$, $\alpha = 5.10^{-5}$ kPa-¹. L'influence de S_{re} est testée en le faisant varier de +/- 0,015.

Figure 7: Relation $S_r(u_w)$: trois paramètres sont nécessaires au calage de la courbe : S_{re} , r_{bm} et la pente α de la droite $S_r(u_w)$ supposée linéaire.

5. APPLICATION DE LA NOUVELLE METHODE DE CALCUL AUX FONDATIONS DE BARRAGE

Nous montrerons dans ce chapitre la prédiction du modèle concernant la montée des pressions interstitielles (ou le calcul des coefficients B et Ru) au sein de la couche de fondation d'un barrage en terre avec l'exemple du barrage de Mirgenbach. Avant cela, nous ferons un rapide tour d'horizon sur le dépouillement d'essais œdométriques et la détermination des paramètres du modèle sur des sols fins de type marneux et argileux. Nous verrons ainsi les plages de valeurs de ces paramètres dans ces types de sol.

5.1 Construction d'une base de données sur différents exemples d'ouvrages en terre

Les paramètres de la loi Sr(uw) diffèrent suivant la nature et la texture du sol (plasticité, granulométrie, porosimétrie, etc.) et son état (indice des vides, teneur en en eau). Afin d'évaluer cette variabilité, les paramètres des différents types de sols de fondation d'ouvrages en remblai (barrages ou remblais routiers, ou ferroviaires) ou déblais ont été collectés. Cette analyse a été réalisée sur des échantillons intacts par l'intermédiaire d'essais œdométriques. En analysant les résultats obtenus sur les marnes et les argiles, on constate que les valeurs des différents paramètres peuvent être contenues à l'intérieur de plages de mesures assez restreintes (tableau 1). Aucune corrélation significative n'apparait à ce stade en fonction de l'indice des vides ou de la limite de liquidité.

	Paramètre	S _{re}	rbm [µm]	alpha
T-Home 1 Welson was studied as	moyenne	0.96	2	5,00E-05
Tableau 1 : valeurs moyennes attribuees aux naramètres du modèle dans le cas de sols	Minimum	0.91	1	1,80E-05
argileux ou marneux (8 sols différents testés).	Maximum	0.99	5	9,00E-05
	Nombre d'essais	18	18	20

5.2 Application de la méthode à la fondation du barrage de Mirgenbach

5.2.1 Présentation du barrage et de sa fondation

La géométrie et la géologie du barrage ont été abordées au chapitre 2.1. Les essais et synthèses disponibles ont permis de déterminer le modèle géotechnique dans la fondation (cf tableau 2).

Couche	Υ _d 3 [kN/m]	Υ _s 3 [kN/m]	Υ _h 3 [kN/m]	Υ _{sat} 3 [kN/m]	W _{sat} [%]	IP	e	C _u [kPa]	σ' _p [kPa]	Cc	Cs
Limons argileux	16,2	27	20,3	20,3	25%	20	0,67	40	(*)	0,136	0,005
Argile altération	16,6	27,4	20,4	20,5	24%	29	0,65	120	(*)	0,155	0,06
Marnes altérées	18,6	26,5	21,5	21,8	16%	-	0,42	-	-	(**)	(**)
Marnes compactes	20,3	26,5	22,5	22,8	12%	-	0,31	-	-	-	-

(*) les courbes de chargement ne permettent pas toujours de déterminer une valeur claire pour σ'_p

(**) dans le cas des marnes alétérées il a été décidé de déterminer une valeur de C_x par plage de chargement *Tableau 2 : Synthèse des caractéristiques mécaniques des matériaux sous le barrage.*

5.2.2 Hypothèses et résultats des calculs au sein de la première couche d'argile et de limon d'altération

L'objectif des calculs réalisés est de prédire la montée des pressions interstitielles au sein de la première couche de fondation en fonction de la montée du barrage. La couche d'argile d'altération et de limon argileux étant d'environ 5m d'épaisseur nous considérons le calcul à une profondeur de 2,5m. On fait l'hypothèse qu'aucune dissipation significative ne se produit pendant la construction (compte tenu de la faible perméabilité des matériaux en place et de la distance des capteurs de pression aux zones drainées). Plusieurs hypothèses de pressions interstitielles initiales sont étudiées : -25 kPa, 0 kPa et 25 kPa.

En l'absence d'essais œdométriques ou triaxiaux avec mesure de succion déterminant la loi $S_r(u_w)$ dans le domaine quasi saturé, nous retenons les valeurs moyennes dans les matériaux marneux et argileux (cf. Tableau 2). Sur la base de constats effectués sur des dizaines de remblais instrumentés dans des contextes géologiques différents (Boutonnier et Hajouai, 2013 [4], Coste et al. 2014 [6]), la contrainte effective de préconsolidation est déterminée en utilisant la relation $\sigma'_p = Cu/0,35$, plutôt que celle obtenue avec les essais œdométriques. Cela est d'autant plus justifié dans le cas présent que les courbes obtenues sur les sols de ce site présentent une double courbure qui rend difficile la détermination de la contrainte de préconsolidation. Les valeurs retenues sont donc celles du tableau 3.

	Sol	Limon argileux	Argile d'altération			
	$\sigma'_{p} = Cu/0,35$	114 kPa	343 kPa			
11						

Tableau 3 : Valeurs de contraintes effectives de préconsolidation retenues pour les sols de fondation.

Les valeurs du coefficient Ru sont calculées en fonction du chargement et reportées en Figure 8 pour les deux sols. Celles du module œdométrique et de la pression interstitielle sont en Figure 9. Ces calculs n'ont pas pu être comparés à des mesures, la cellule de pression interstitielle au sein des argiles étant hors service. S'ils avaient été menés à la période de la construction, ils auraient montré le danger de la forte montée des pressions dans l'argile d'altération D'autres conclusions peuvent aussi être extraites des modélisations obtenues ci-dessus.

Tout d'abord, on remarque, sur les Figures 9 et 10, l'importance de la pression interstitielle initiale (niveau de la nappe) sur l'évolution du coefficient Ru dans le sol au début du chargement. Plus la nappe est basse (et donc plus la succion est forte dans la couche de sol considérée à 2,5m/TN) et plus la valeur de Ru est faible, notamment

pour des petits chargements. Lorsque la contrainte appliquée augmente, le sol est comprimé, le volume d'air diminue, le degré de saturation augmente et le coefficient de compressibilité du fluide se rapproche de celui de l'eau pure et le coefficient Ru d'une valeur de 1.

Ensuite, les courbes montrent que la plage de variation plausible du degré de saturation initial Sre entraîne une variation de +/-10% du Ru. Cet élément nous conforte dans notre choix d'utilisation de paramètres moyens (Sre = 96% = degré de saturation pour une pression d'eau nulle).



Figure 8 : Valeurs du coefficient Ru en fonction du chargement du barrage en construction ($\sigma_{zini} + \Delta \sigma$) pour différentes combinaisons initiales de degré de saturation et de pressions interstitielles initiales (a - a gauche : calcul au sein du limon / b - a droite : calcul au sein de l'argile).



Figure 9: Valeurs du module œdométrique et de la pression interstitielle en fonction du chargement du barrage en construction ($\sigma_{zini} + \Delta \sigma$) pour différentes combinaisons initiales de degré de saturation et de pression interstitielle (figure de gauche : calcul au sein du limon / figure de droite : calcul au sein de l'argile).

5.2.3 Hypothèses et résultats des calculs au sein de la couche de marne altérée

Coefficient Ru

Nous allons à présent étudier la réponse de la pression interstitielle au sein de la couche de marnes altérées, à une profondeur de 7m (au droit du profil étudié cette couche est présente entre 5m et 9m de profondeur sous le terrain naturel). Les résultats des simulations sont représentés sur la figure10. La pression interstitielle initiale au sein des marnes est connue grâce à deux capteurs de pression interstitielle mis en place avant le début de la construction du barrage : un premier à 7m de profondeur sous le tapis drainant coté aval et un second à 7m de profondeur coté amont du barrage. La valeur du coefficient Ru de ces deux cellules a été calculée en cours de chargement de la construction. Le remblai a été construit en deux saisons de terrassement avec une interruption hivernale de 5 mois. La dissipation des pressions interstitielles dans la couche de marnes altérées est lente pendant cette période à charge constante. Ceci pourrait être dû à la paroi étanche mis en place sous le barrage combinée à la présence de couches très peu perméables encadrant la couche de marnes altérées (les argiles et les marnes saines). Dans ces conditions, l'hypothèse d'une montée du remblai essentiellement non drainé dans les marnes altérées est plausible.

Les caractéristiques mécaniques sont données par trois essais oedométriques au sein de la couche considérée. Les valeurs de coefficient de compressibilité Cx par plage de contraintes effectives sont données dans le tableau 4. Le comportement de l'oedomètre 2 diffère des deux autres et n'est pas pris en compte.

	oedo1	oedo2	oedo3	Moyenne oedo1+3
Cx plage de σ': 50 - 100	0,006	0,037	0,006	0,006
Cx plage de σ': 100 - 200	0,006	0,05	0,006	0,006
Cx plage de σ': 200 - 400	0,025	0,079	0,035	0,03





Figure 10: Valeurs paramétrées de Ru des cellules B1 et B4 pour le jeu de valeurs de Cx « moyenne oedo1+3 ». Il n'y a pas continuité entre les deux paliers de chargement modélisés car ils sont espacés par la période d'arrêt des travaux de 5 mois

REMERCIEMENTS

Nous remercions le Ministère de la Recherche et plus particulièrement l'ANR Terredurable (convention ANR 2011 VILD 004 01, programme Bâtiments et villes durables) pour les moyens affectés à ce projet.

CONCLUSIONS

La génération de pression interstitielle dans les fondations argileuses est un aspect crucial de la tenue des remblais en construction qu'elles supportent. Sa prévision est nécessaire pour les grands barrages car elle permet d'anticiper les problèmes de stabilité. Pour qu'elle soit justifiée, elle doit être basée sur des essais oedométriques soignés, représentatifs et si possible au mode opératoire adapté au problème. Une nouvelle méthode présentée dans cette communication autorise des calculs simples ou des modélisations couplées de construction ou de vidange. Son application à la réaction de la fondation du barrage de Mirgenbach donne des résultats encourageants même si l'analyse est à approfondir et à poursuivre avec d'autres exemples. Dans tous les cas, elle montre d'une manière pertinente l'influence de la succion initiale et de la quantité d'air sur le calcul du coefficient Ru.

RÉFÉRENCES ET CITATIONS

- [1] Bishop, A. W. (1954). The use of pore pressure coefficients in practice. Géotechnique, vol. 4, n°4, p 148-152.
- [2] Boutonnier, L. (2007). Comportement hydromécanique des sols fins proches de la saturation. Cas des ouvrages en terre : coefficient B, déformations instantanées et différées, retrait / gonflement. Thèse INPG Grenoble soutenue le 23 octobre 2007. <u>http://geotec-luc.blogspot.com/</u>
- [3] Boutonnier L. (2010). Mechanics of unsaturated geomaterials, Chap.14 : Coefficient B, Consolidation and swelling in Fine Soils near saturation in Engineering Practice. Ed.L.Laloui, J.Wiley.
- [4] Boutonnier L., Hajouai F., Bacaar N., Gandille D. (2013). LGV EST lot 41 : tassements calculés puis mesurés sous remblai, XVIIIème Congrès International de Mécanique des Sols et de la Géotechnique, Paris, 2-6 septembre 2013, 1233-1236
- [5] Bruggeman J. R., Zangar C. N. Brahtz J. H. A. (1939) Notes on analytical soil mechanics, USBR, Technical memorandum no 592, USBR, Denver, Colorado, 1939
- [6] Coste.P et al, (2014). Tassements et temps de consolidation mesures et calculs sur projets LGV. Journées nationales de Géotechnique et de Géologie de l'ingénieur, JNGG2014
- [7] Felix B., Boutayeb N-E., (1981) Compressibilité à court terme et saturation imparfaite des sols argileux BLPC 115 pages 49-60
- [8] Fry (1986) Barrage de Mirgenbach. Causes et enseignements de la rupture. Formation Continue EDF « Barrages en argile » EDF 14-15 mai1986
- [9] Hamilton L. W. (1939) The effects of internal hydrostatic pressure on shearing strength of soils Proceedings ASTM, 1939
- [10] Hilf J.W. (1948). Estimating construction pore pressure in rolled earth dams. Proceedings of 2nd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Rotterdam, vol. 3, p.234-240.
- [11] Skempton, A.W. (1954). The pore-pressure coefficients A and B. Géotechnique, vol. 4, p. 143-147.

ETANCHEISATION ET CONSOLIDATION DE LA FONDATION TECTONISEE DU BARRAGE DE TABELLOUT Sealing and consolidation of Tabellout dam tectonized foundation

Jean-Louis, P., Cervetti Le Delage - 5, rue du 19 mars 1962 – 92622 Gennevilliers CEDEX – France jean-louis.cervetti@gdfsuez.com

Abdelghani, Si-Chaib Le Delage - 5, rue du 19 mars 1962 – 92622 Gennevilliers CEDEX – France abdelghani.si-chaib@gdfsuez.com

Mathieu, D., Valadié Le Delage - 5, rue du 19 mars 1962 – 92622 Gennevilliers CEDEX – France mathieu.valadie@gdfsuez.com

MOTS CLÉS

Barrage, fondation, injection, consolidation, étanchéité, schistes, faille, BCR.

RÉSUMÉ

En mars 2009, l'Agence Nationale des Barrages et Transferts Algérienne (ANBT) a confié au Bureau d'Etudes Coyne et Bellier la réalisation des études d'exécution, l'assistance technique et la supervision des travaux du barrage de Tabellout situé au nord de l'Algérie. Ce barrage de 121 m de haut, réalisé en Béton Compacté au Rouleau, est l'un des principaux ouvrages du projet de transfert vers les hautes plaines Sétifiennes. Dans le cadre des études d'exécution, des études sismotectoniques du site confortées par un levé géologique ont révélées des difficultés géologiques majeures notamment dues à la présence d'une faille potentiellement active à l'amont immédiat du barrage. En réponse aux fortes contraintes tectoniques subies, le rocher de fondation à matrice globalement raide, est fortement fracturé. Cette fracturation se manifeste par des failles, fractures et diaclases, toutes bien visibles sur le fond de fouille, et par une microfissuration développée. Les conceptions du barrage et des organes d'étanchéité, de drainage et de consolidation des fondations ont été adaptées afin de garantir la sûreté de l'ouvrage. L'objectif de cet article consiste à présenter les mesures retenues afin d'assurer l'étanchéité et d'améliorer les caractéristiques mécaniques de la fondation du barrage de Tabellout. Il permet aussi de faire un retour d'expérience sur les résultats obtenus avec les techniques mises en place sur le chantier.

ABSTRACT

In March 2009, the "Agence Nationale des Barrages et Transferts" of Algeria (ANBT) commissioned the design office Coyne et Bellier with execution studies, technical assistance and works supervision of Tabellout dam in Northern Algeria. This 121 m high dam, build in Roller Compacted Concrete, is one of the leading works of Setif high plain water supply. During the execution studies, seismotectonic investigation supported by a geological site mapping highlighted major geological problems due to a potentially active fault located just upstream from the dam. Because of high tectonic stresses, the stiff matrix of rock foundation is fractured. This fracture takes the form of faults, fissures and joints, all visible on the site where microcracking is also developed. The design of the dam including water proofing, drainage and consolidation systems had to be adapted in order to guarantee dam safety. The aim of this article is to explain the design chosen to ensure water proofing and to improve the mechanical characteristics of the Tabellout dam foundation. It also allows feedback on the results obtained thanks to the techniques set up on site.

1. INTRODUCTION

Le projet de transfert « Sétif-Hodna » comprend deux aménagements distincts :

- Système Est : le transfert d'eau brute entre les deux retenues à créer de Tabellout et Draa Diss,
- Système Ouest : le transfert d'eau brute entre la retenue existante de Ighil Emda et la retenue à créer de Mahouane.

L'Avant-Projet Détaillé (APD) des deux systèmes a été réalisé par EDF entre 2001 et 2005. Le marché pour les études d'exécution, l'assistance technique et la surveillance des travaux de réalisation des ouvrages du système Est du Projet de transfert vers les hautes plaines sétifiennes a été attribué au groupement Coyne et Bellier-Safege.

Le présent article porte sur le Barrage de Tabellout faisant partie du système Est. Il s'agit d'un barrage de 121m de haut en Béton Compacté au Rouleau (BCR). L'objectif de cet article consiste à présenter les mesures retenues afin d'assurer l'étanchéité et d'améliorer les caractéristiques mécaniques de la fondation du barrage de Tabellout. Il permet aussi de faire un retour d'expérience sur les résultats obtenus avec les techniques mises en place sur le chantier.

2. CONTEXTE GEOLOGIQUE ET SOLUTIONS DEFINIES A L'AVANT-PROJET DETAILLE

L'Avant-Projet Détaillé (APD) souligne que le site du barrage de Tabellout est caractérisé, d'un point de vue géologique par une fondation constituée essentiellement de phyllades à dominantes schisteuse, à veines de quartz. Ces Schistes étaient présentés comme parfaits, phylliteux parfois gneissiques. L'orientation de la foliation était donnée comme Nord 115° Est, c'est-à-dire pratiquement parallèle à l'axe du barrage. Le pendage était amont-aval avec une valeur moyenne de 30° Nord.

En rive droite, le substratum était présenté comme sain au-delà d'une couche de colluvions et de terrains d'altération superficielle glissés de l'ordre de 20 mètres. En rive gauche, aucune zone de terrain glissés n'était signalé et le substratum était décrit semblable à celui de la rive droite. Certains passages étaient fissurés et/ou altérés. En fond de vallée, le substratum était recouvert d'une couche de 10 mètres d'alluvions grossières. Le substratum était sain et ne présentait pas de frange fissurée et/ou altéré. Ces hypothèses ont conduit à concevoir un dispositif d'étanchéité de la fondation composé d'une plinthe extérieure en pied amont du barrage, ancrée dans la fondation connectée à un voile d'injection vertical en fondation, réalisé au travers de cette plinthe. La profondeur du voile était de 40 mètres en fond de vallée et de 60 mètres en rive. Les forages primaires étaient espacés de 5 mètres et les forages secondaires ont été réalisés de manière systématique.

Par ailleurs aucun dispositif n'avait été prévu sur les plans et dans le Détail Quantitatif Estimatif (DQE) pour l'amélioration des caractéristiques mécaniques de la fondation, au regard de la qualité du rocher de fondation et des efforts à transmettre, à savoir, une contrainte maximale de 2,2 MPa au contact BCR - Rocher dans le cas le plus défavorable présenté dans la note de calcul de l'APD.

3. ADAPTATION DE LA CONCEPTION

Au démarrage des études d'exécution, lors de la révision de l'APD, une étude spécifique de l'aléa sismique [2] et [3] a été réalisée. Cette étude a fait ressortir que le site du barrage de Tabellout est localisé directement à l'aplomb du chevauchement de Petite Kabylie et a précisé qu'il existe une probabilité nonnégligeable d'une propagation de rupture sismique à proximité immédiate du site du barrage. L'occurrence d'un séisme de magnitude Mw=7,2 (Séisme Maximum Probable) pourrait produire un déplacement vertical moyen de 0,70 m en cas de déplacement chevauchant pur, et un déplacement horizontal moyen de 1,4 m en cas de déplacement décrochant pur. L'accélération maximale au sol (Peak Ground Acceleration) est estimée à 0,70g. Un levé géologique détaillé du terrain a par la suite était mené et a permis de confirmer que le site du barrage de Tabellout est localisé à la frontière de deux compartiments géologiques distincts : la Petite Kabylie et le Tell, séparés par un contact tectonique majeur (voir Graphique 1).



Graphique 1 : Vue en relief d'un extrait de la feuille de Tamesguida au 1/50 000 [2]

Ces nouvelles données ont eu un impact sur la conception du barrage, qui a conduit à modifier sa géométrie, passant d'un ouvrage rectiligne classique à un BCR arqué (voir Graphique 2). Cette nouvelle géométrie améliore la tenue en transmettant les efforts sismiques à la fondation au moyen d'arcs plongeants. Dès lors les efforts transmis à la fondation n'étaient plus du même ordre que ceux initialement prises en compte. En outre les visites de site ont permis de décrire une géologie présentant un profil bien plus fissuré et faillé que celui décrit dans l'APD [1]. Il a donc été nécessaire de repenser le système d'étanchéité et de drainage et d'imaginer un système de consolidation de la fondation.



Graphique 2 : Vue en plan du barrage, APD EDF (à gauche), APD révisé Coyne et Bellier (à droite)

3.1 Dispositifs d'étanchéité en fondation

3.1.1 Plinthe amont

Une plinthe au pied amont du barrage était prévue dans l'APD pour le raccordement de l'étanchéité à la fondation. La réalisation d'une telle plinthe est délicate puisqu'elle est constituée de béton ancré au rocher et fortement ferraillé. De plus, les contraintes d'exécution sont très importantes liées à :

- La nécessité de joints permettant les mouvements différentiels au pied amont,
- La densité d'ancrages qui doit être calculée pour résister à une pression d'injection de 5 bars en surface,

• L'impossibilité d'injecter correctement la partie superficielle faute de pression d'appui.

D'autre part, compte tenu des nouvelles conditions plus sévères du contexte sismique et géologique du projet, la plinthe n'apparaissait plus sécuritaire et ni pérenne. La plinthe amont a donc été abandonnée au profit d'une galerie d'injection périmétrale dans le corps de l'ouvrage (voir Graphique 3).



Graphique 3 : Dispositifs d'étanchéité en fondation, APD EDF (à gauche), APD révisé Coyne et Bellier (à droite)

3.1.2 Voile d'injection

Le voile d'injection vertical, tel que prévu dans les études d'APD, est implanté dans le prolongement du parement amont du barrage et foré depuis la plinthe. Cette configuration présente les inconvénients suivants :

- Cette zone est inaccessible en cas de problème, après remplissage du réservoir, un renforcement du voile d'injection ne serait pas possible à cet endroit, à moins d'une vidange complète,
- Les forages verticaux ne permettent pas d'intercepter les différentes fissures et failles de la fondation schisteuse qui présentent un pendage amont-aval d'une inclinaison moyenne de 30°.

Du point de vue de la robustesse de l'ensemble des ouvrages, cette disposition constitue un point de grande fragilité en cas de mouvement différentiel entre le barrage et sa fondation possible lors d'un séisme. Il a été décidé de réaliser un voile d'injection en fondation à partir d'une galerie périmétrale dans le corps de l'ouvrage. La galerie périmétrale qui présente en outre l'avantage d'être visitable, permet la réinjection d'une partie du voile en cas d'anomalie constatée. La profondeur de ce voile a été portée à 50 mètre en fond de vallée et à 60 mètres en rive (voir Graphiques 3 et 4).





3.2 Dispositifs de consolidation de la fondation

Dans les études d'APD, aucun dispositif de consolidation n'a été prévu en ce qui concerne la qualité du rocher et les efforts transmis par l'ouvrage à la fondation. La nouvelle forme arquée du barrage associée aux nouveaux efforts sismiques transmet à la fondation des contraintes largement supérieures à celles prévues lors de l'APD : 2,2 MPa en phase d'Avant-Projet contre 6,5 MPa réévalués en phase d'exécution [5] et [6]. Par conséquent, il a été décidé de réaliser une consolidation de la fondation au moyen d'injections sur une profondeur de 10 mètre. Ce traitement a été effectué sur l'ensemble de la fouille, les contraintes étant sensiblement les mêmes en raison de l'effet d'arc.

4. METHODOLOGIE ET MISE EN PLACE SUR CHANTIER

4.1 Injections du voile profond

Le voile d'injection est formé de longs forages éloignés de quelques mètres. La distance adoptée entre forages primaires (P) est de douze mètres. Les forages secondaires (S) et tertiaires (T) sont effectués systématiquement. Des forages quaternaires (Q) et quinaires (N) sont éventuellement réalisés en fonction des prises constatées. Le coulis est injecté en pression dans chaque forage, par tranche de 3 mètres jusqu'à 15 mètres de profondeur et, au-delà de cette profondeur par tranche de 5 mètres. La technique utilisée pour l'injection est dite « en revenant ». Elle s'opère de façon séquentielle : le forage est exécuté totalement, puis l'injection est faite en commençant par le fond du trou en ramenant l'obturateur vers le haut, passe par passe, jusqu'à la surface.

L'injection de chaque forage améliore le rocher dans son voisinage en fonction de la pression, de la capacité de pénétration du coulis, de sa résistance et de la dimension des fissures ou des conduits et de leurs connexions. A chaque forage est donc associée une sorte de bulbe de forme extrêmement irrégulière où la perméabilité du rocher a été réduite. Si ces bulbes s'interceptent suffisamment, l'ensemble des forages constitue un rideau étanche.

4.1.1 Coulis d'injection

Le coulis est une suspension de matériaux pulvérulents constituée par un mélange d'eau, de produits solides (ciment et éventuellement sable fin) et d'adjuvants solides ou liquides, que l'on cherche à faire pénétrer dans les fissures du rocher en le mettant sous pressions. La distance de pénétration dans les fissures dépend essentiellement des caractéristiques du coulis, des caractéristiques du rocher et de celles des fissures. Lorsque ce coulis fait prise, il doit avoir rempli les vides du rocher et il doit présenter des caractéristiques de résistance mécanique, de résistance à l'érosion, à la dissolution ou à l'altération par la chimie des eaux, qui varient en fonction de l'objectif de l'injection, mais qui ne doivent pas être altérées avec le temps.

Un coulis doit être stable, c'est-à-dire que son taux de sédimentation ou de décantation après 2 heures doit très faible, en général de 3 ou 4%. Cette stabilité peut être atteinte soit avec un rapport C/E suffisamment élevé (C/E > 1,5), soit avec des additifs permettent de distribuer les grains de ciment dans l'eau afin qu'ils ne sédimentent pas. L'ajout le plus habituel est la bentonite et c'est ce qui a été réalisé dans notre cas. La bentonite permet une meilleure pénétration du coulis dans un rocher qui pourrait s'avérer très fermé ou microfissuré en profondeur. La viscosité d'un coulis doit être également la plus basse possible en se rapprochant le plus près de celle de l'eau pure pour avoir une meilleure pénétration. Elle est mesurée sur chantier à l'aide d'un entonnoir calibré, appelé cône de March. Ci-après, la composition du coulis testé au laboratoire du chantier et utilisé pour les injections du voile. Cette composition n'a pas eu à être modifiée au cours de l'injection du voile.

Composition du coulis d'injection du voile profond				
C/E	1,0			
Ciment	750 kg/m^3			
Eau	749,7 l/m ³			
Adjuvent sika fluide	7, 5 l/m^3 (1,0%)			
Bentonite	15 kg/m^3			

Tableau 1 : Composition du coulis d'injection du voile profond

4.1.2 Paramètres d'injection

Les injections ont été réalisées suivant la méthode GIN [7], [8] et [9]. Cette méthode d'injection est telle que les forces appliquées dans le rocher restent contrôlées, c'est-à-dire que le produit de la pression du coulis dans la fissure par la surface de la fissure, ne conduisent pas à soulever le rocher ou à ouvrir les joints. Pour le barrage de Tabellout et compte tenu de l'altérabilité du massif rocheux, les pressions maximales préconisées sont indiquées ci-après.

Profondeur	P _{max} (bars)	V _{max} (l/ml)	PV		
0 - 3 m	2	500	1500		
3 - 6 m	5	500	1500		
6 - 9 m	9	500	1500		
9 - 12 m	10	500	1500		
12 - 15 m	13	500	1500		
15 - 20 m	17	500	1500		
20 - 25 m	21	500	1500		
25 - 30 m	25	500	1500		
Au-delà de 30 m	30	500	1500		

Tableau 2 : Paramètre d'injection du voile profond

La méthode GIN fixe ensuite un produit PV (Pression x Volume) à ne jamais dépasser. La valeur de PV est déterminée en fonction de l'altérabilité du massif. Pour le barrage de Tabellout, la valeur retenue sur la base du retour d'expérience et des essais sur site est de 1500 bars/litres/mètre. La loi PV = Constante permet d'éviter d'appliquer des forces considérables et de soulever ou d'ouvrir le rocher (claquage). Elle permet aussi d'éviter de perdre du coulis qui sortirait quelque part ou se perdrait dans la nature (résurgence). L'injection de la passe est considérée terminée lorsque soit la pression maximum, soit le volume maximum, soit la courbe PV (GIN) est atteint.



Graphique 5 : Courbe pressions-volume au-delà de 30 mètres (P.V = 1500 bars/l/ml)

4.1.3 Critère pour les injections quaternaires

Le critère qui a été retenu pour la réalisation des injections quaternaires dans le voile correspond à des consommations dans les forages tertiaires dépassant les 100 kg de matière sèche par mètre linéaire. Ces forages encadrant le tertiaire doivent dépasser en profondeur la zone de forte absorption d'une passe (soit 3 ou 5 m en fonction de la profondeur). L'injection des passes inférieures, à hauteur de l'anomalie signalée dans les forages tertiaires, est réalisée en appliquant la méthode et les critères donnés ci-dessus. L'injection de la partie supérieure du forage est réalisée en une seule passe, avec une pression de 4 bars mesurée en tête de forage.

4.1.4 Mise en place

Les injections du voile profond en fond de vallée ont été réalisées depuis les premières levées de BCR. Cette technique a l'avantage de permettre de travailler sur une surface propre, régulière et horizontale, mais surtout d'avoir une couverture suffisante afin de pouvoir injecter la dernière passe avec une pression de 2 bars sans risquer de soulever la dalle ou de claquer le rocher. Au-delà de la cote 220 m NGF, en fond de vallée, l'entrepreneur a mis en place un système de rails fixés sur la fouille qui permettent le déplacement d'une nacelle. Le matériel de forage et d'injection est fixé sur cette nacelle ce qui permet de faciliter la mise en place, d'améliorer significativement les cadences, de sécuriser le poste et de ne pas retarder les travaux de

BCR. La dernière passe est réalisée en même temps que les injections de consolidation, depuis une levée lorsque une couche suffisante de BCR a été mise en place pour permettre la montée en pression.



Graphique 6 : Injection du voile en fond de vallée (gauche), plateforme utilisée pour l'injection en rive (droite), (source Tractebel Engineering France, Coyne et Bellier)

4.2 Injections de consolidation

Les injections de consolidation ont été réalisées sur la totalité de l'emprise du barrage en utilisant la méthode GIN semblable à celle présenté pour le voile profond.

Les forages sont réalisés selon une maille carrée régulière. Les forages primaires (P) sont exécutés de manière systématique selon un maillage de 4 m x 4 m en fond de vallée. En rive, cette maille a du être adaptée au vue des conditions topographiques en respectant une surface de 16 m² entre quatre forages primaires. Les forages secondaires (S) et éventuellement tertiaires (T) sont réalisés en fonction des résultats d'absorption constatés. Les forages sont perpendiculaires au fond de fouille. La profondeur des forages est de 10 m et l'injection se fait en remontant, en deux tranches : 5 - 10 mètres et 0 - 5 mètres. Les deux premières lignes d'injection en amont de l'ouvrage ont été prolongés jusqu'à 15 m. Cette mesure supplémentaire est une sécurité prise par rapport à une éventuelle ouverture du pied amont de l'ouvrage.

4.2.1 Coulis d'injection

Contrairement au coulis utilisé pour le voile, l'objectif ici n'est pas d'améliorer l'étanchéité de la fondation mais d'améliorer ses caractéristiques mécaniques. En plus de satisfaire aux exigences de viscosité, de résistance à l'érosion, à la dissolution ou à l'altération, la résistance mécanique de ce coulis doit être suffisante pour permettre de reprendre les efforts importants transmis par le barrage à la fondation durant un séisme. La stabilité du coulis utilisé a été obtenue avec un rapport de C/E de 1,5. Ce paramètre permet en outre de porter le dosage en ciment à 1017 kg/m³ ce qui améliore les caractéristiques mécaniques du coulis. Le tableau 3 donne la composition du coulis testé au laboratoire du chantier et utilisé pour les injections de consolidation.

Composition du coulis d'injection de consolidation				
C/E	1,5			
Ciment	1017 kg/m ³			
Eau	678 l/m ³			
Adjuvent sika fluide	$14.2 \text{ l/m}^3 (1, 4\%)$			

Tableau 3 : Composition du coulis d'injection de consolidation

4.2.2 Paramètres d'injection

Les injections sont réalisées selon la méthode GIN tout comme pour le voile d'injection. Les paramètres d'injection sont résumés si dessous.

Profondeur	P _{max} (bars)	V _{max} (l/ml)	GIN
0 - 5 m	6	500	1500
5 - 10 m	12	500	1500

Tableau 4 : Paramètres d'injection de consolidation

Comme pour le voile d'injection les critères d'arrêt sont exprimés dans un graphique pression / volume (P/V), où sont représentés la pression maximum P_{max} , le volume maximum V_{max} et le GIN (PV = constante). L'injection de la passe est considérée terminée lorsque soit la pression maximum, soit le volume maximum, soit le GIN est atteint. En cas de résurgence ne permettant pas d'atteindre les critères d'arrêt, le forage était systématiquement reforé et réinjecté.



Graphique 7 : Courbes pressions-volume 5-10 et 0-5 mètres (P.V = 1500 bars/l/ml)

4.2.3 Critères pour les injections secondaires

Les forages secondaires encadrant un forage primaire sont réalisés lorsque la pression finale atteinte au cours de l'injection du forage primaire est inférieure à $P_{max}/2$ (Tableau 5). Si la pression finale est supérieure à $P_{max}/2$, la zone est considérée comme traitée. Il en est de même pour les forages tertiaires.

Profondeur	$P_{max}/2(bars)$	V à $P_{max}/2$ (l/ml)	GIN	
0 - 5 m	3	500	1500	
5 - 10 m	6	250	1500	
Tablagy 5 . Critican d'inication das fores as accordaines				

Tableau 5 : Critères d'injection des forages secondaires

Les forages secondaires sont systématiquement réalisés sur 10 m de profondeur (deux passes) même si une seule des deux passes d'un forage primaire nécessite quatre secondaires. Les forages secondaires sont réalisés sur une maille de 4 m x 4 m encadrant le forage primaire déficient.



Graphique 8 : Position des forages secondaires autour d'un forage primaire déficient
En fond de vallée des contrôles topographiques de nivellement de la dalle sont réalisés régulièrement afin de s'assurer du non-soulèvement de cette dernière lors des opérations d'injections de consolidation. Aucun soulèvement n'a été signalé.

4.2.4 Mise en place

En fond de vallée, une couche de béton de 30 cm minimum sur pointe a été mise en œuvre pour rattraper les irrégularités du fond de fouilles. Les injections ont été réalisées à partir de cette dalle. En rive, les injections de consolidation ont été réalisées à partir des levées de BCR. Cette méthode permet, comme pour les injections du voile, de disposer d'une surface propre, régulière et horizontale et d'avoir une couverture suffisante (deux massifs de BCR de 1,2 m chacun soit 2,4 m) afin de pouvoir injecter la dernière passe avec une pression de 5 bars sans risquer d'ouvrir le rocher ni de causer de soulèvement. Le but des injections de consolidation est de chasser l'air et l'eau et de les remplacer par du coulis, ce qui peut être fait en avançant par ligne de manière frontale.



Graphique 9 : Injection de consolidation en rive (source Tractebel Engineering France, Coyne et Bellier)

5. RESULTATS OBTENUS

5.1 Injections du voile

Le voile d'injection est à l'heure actuelle terminé. 54 forages primaires, 54 secondaires, 109 tertiaires, 46 quaternaires, et 11 quinaires ont été injectés pour un total d'environ 15 000 ml de forages. Nous pouvons d'ores et déjà analyser les prises, observer et apprécier l'amélioration de l'étanchéité de la fondation. Pour ce faire nous analysons à la fois les critères d'arrêt et la quantité de coulis absorbée.

Les résultats sont plutôt satisfaisants avec 68% des injections primaires, 70% des secondaires et 82% des tertiaires s'arrêtant en pression maximale.

Critères d'arrêt							
	Primaires		Seco	ndaires	Tertiaires		
	Ν	%	Ν	%	Ν	%	
Arrêt pression Max	575	68%	601	70%	1219	82%	
Arrêt sur courbe GIN	268	32%	253	30%	274	18%	
Arrêt volume Max	1	0%	0	0%	2	0%	
Total	844	100%	854	100%	1495	100%	

Tableau 6 : Critères d'arrêt du voile d'étanchéité

De l'observation de la répartition des prises de l'ensemble des 3 800 tranches injectées dans le voile, on peut déduire qu'une grande part des tranches (78 %) ont des prises inférieure à 50 kg/ml et inversement

qu'une part très faible (10 %) concentrent des prises supérieures à 100 kg/ml avec des prises pouvant aller jusqu'à 800 kg/ml. Le massif étant fissuré, si la tranche intercepte une fissure ou faille plus ou moins ouverte, les prises seront conséquentes. Dans le cas contraire, elles seront beaucoup plus modérées. La moyenne des prises pour l'ensemble du voile est de 37 kg/ml.

Paliers d'absorption (kg ciment/ml)								
Absorption unitaire	0 <p≤25< td=""><td>25<p≤50< td=""><td>50<p≤100< td=""><td>100<p≤200< td=""><td>200<p≤500< td=""><td>Total</td></p≤500<></td></p≤200<></td></p≤100<></td></p≤50<></td></p≤25<>	25 <p≤50< td=""><td>50<p≤100< td=""><td>100<p≤200< td=""><td>200<p≤500< td=""><td>Total</td></p≤500<></td></p≤200<></td></p≤100<></td></p≤50<>	50 <p≤100< td=""><td>100<p≤200< td=""><td>200<p≤500< td=""><td>Total</td></p≤500<></td></p≤200<></td></p≤100<>	100 <p≤200< td=""><td>200<p≤500< td=""><td>Total</td></p≤500<></td></p≤200<>	200 <p≤500< td=""><td>Total</td></p≤500<>	Total		
Nombre de tranche	2398	427	458	257	91	3631		
% 66% 12% 13% 7% 3% 100%								
Tableau 7 : Pourcentage de tranches injectées par palier d'absorption (kg/ml)								

Pour la suite de l'analyse trois zones d'injection, ayant eu un comportement différent seront examinées séparément. Il s'agit du fond de vallée, de la rive gauche et de la rive droite.

5.1.1 Résultats en Fond de vallée

En fond de vallée, les résultats ne montrent pas de serrage significatif entre forages primaires et secondaires ce qui nous conduit à penser que les bulbes constitués par les forages primaires et les secondaires ne s'interceptent pas. Le serrage est visible au niveau des forages tertiaires, la prise est diminuée d'environ 50% en moyenne entre forages primaires/secondaires et tertiaires. Aucun forage tertiaire n'a nécessité d'encadrement par des forages quaternaires en fond de vallée.

Absorptions unitaires moyennes (kg ciment/ml)							
Туре	Type Nombre de forages réalisés Prise moyenne (kg/ml						
Primaires	6	17					
Secondaires	6	19					
Tertiaires	12	9					

Tableau 8 : Absorption moyenne du voile d'étanchéité en fond de vallée

Le graphique ci-dessous montre la moyenne des prises des forages primaires secondaires et tertiaires en fonction de la profondeur. On remarque que les prises varient avec la profondeur et par endroit de manière significative ce qui montre la traversée d'horizons plus fissurés que d'autres. On observe aussi l'effet du serrage entre forages primaires/secondaires et tertiaires. Nous voyons sur ce graphique que les prises observées dans les forages primaires n'ont pas d'influence sur les prises observées dans les forages secondaires. Enfin on note une légère diminution des prises en profondeur une fois passé les 35m.



Graphique 10 : Prise moyenne du voile en fond de vallée en fonction de la profondeur

5.1.2 Résultats en Rives

En rive droite, les résultats montrent un serrage progressif entre forages primaires et secondaires avec une diminution des prises de 15% puis un serrage plus visible entre forages secondaires et tertiaires avec une

diminution des prises de 45%. La prise est diminuée, là aussi, d'environ 50% en moyenne entre forages primaires et tertiaires. Cependant les prises sont globalement trois fois plus importantes qu'en fond de vallée.

Absorptions unitaires moyennes (kg ciment/ml)							
Type Nombre de forages réalisés Prise moyenne (kg/ml							
Primaires	27	64					
Secondaires	26	55					
Tertiaires	54	30					

Tableau 9	ł	Absorption	moyenne	du	voile d	d'	étanchéité en R	2D
-----------	---	------------	---------	----	---------	----	-----------------	----

En rive gauche, contrairement au fond de vallée et à la rive droite, un serrage est visible entre forages primaires et secondaire (diminution de la prise de 30%) mais pas entre forages secondaires et tertiaires. Il est à noter que les prises sont globalement deux fois moins importantes en rive gauche qu'en rive droite. Cette statistique confirme les observations faite sur la qualité des deux rives à l'APD et au moment des premières visites et levés géologiques effectués.

Absorptions unitaires moyennes (kg ciment/ml)							
Type Nombre de forages réalisés Prise moyenne (kg/n							
Primaires	27	32					
Secondaires	28	23					
Tertiaires	55	23					

Tableau 10 : Absorption moyenne du voile d'étanchéité en RG

5.1.3 Injections quaternaire, quinaires et forages de contrôle

Sur la totalité du voile 23 forages tertiaires (20%) ont dû être encadrés de forages quaternaires. 5 de ces forages quaternaires (10%) ont dû ensuite être encadrés de forages quinaires. La plupart des injections quaternaires et quinaires ont été faite en rive droite. La moyenne des prises pour les injections quaternaire est de 38 kg/ml et de 31 kg/ml pour les injections quinaires. 6 forages de contrôle ont été injectés sur l'ensemble du voile dans les zones concentrant les plus importantes prises. La moyenne des prises de ces forages est de 30 kg/ml. L'exemple ci-dessous montre une séquence type au passage d'un horizon très fissuré en rive droite et la moyenne des prises associées.

	Voile d'injection RD entre le forage 456 et 468 : prises moyennes (kg/ml)													
Type d	le forage	Р	Q	Т	Ν	Q	Ν	S	Q	Т	Ν	Q	Ν	Р
n° du	forage	456	458	459	459	460	461	462	464	465	465	466	467	468
	0-3	22	12	22	20	13	14	64	12	145	10	105	11	22
	3-6	24	13	92	20	25	14	102	59	95	10	105	11	93
	6-9	21	14	75	20	9	15	192	8	115	15	97	11	132
	9-12	18	31	95	20	18	39	81	14	113	25	97	27	37
	12-15	31	15	58	20	73	39	114	6	135	125	111	27	19
	15-20	53	25	54	3	73	9	54	2	62	64	193	16	43
ur	20-25	77	11	65	46	89	55	58	4	116	60	59	20	81
nde	25-30	84	51	106	39	125	60	117	6	355	53	56	36	186
ofo	30-35	85	72	131	45	66	59	81	5	570	52	12	42	225
Pro	35-40	49	74	96		16		115	9	7	44	44	41	265
	40-45	237	50	397		50		538	38	2		19	25	262
	45-50	10	72	188		50		239	27	3		52		279
	50-55	53	18	23		15		207	9	7				103
	55-60	19		72				239	52	3				192
	60-65	31		48				123	9	12				236
	65-70	18		24				189	5	16				186

 Tableau 11 : Synthèse des prises au passage d'un horizon très fissure en rive droite

Absorptions unitaires moyennes (kg ciment/ml)							
Туре	Nombre de forages réalisés	Prise moyenne (kg/ml)					
Primaires (P)	2	106.7					
Secondaires (S)	1	162.2					
Tertiaires (T)	2	102.8					
Quaternaires (Q)	4	40.0					
Quinaires (N)	4	33.3					

 Tableau 12 : Absorption unitaire moyennes au passage d'un horizon très fissure en rive droite

Aucun serrage n'est visible entre forages primaire secondaire et tertiaires et les prises restent supérieures à 100 kg/ml d'où le recours aux injections quaternaires. Certaines tranches d'injections quaternaires ayant des prises supérieures à 100kg/ml, des injections quinaires ont été réalisées. Le serrage est bien visible entre primaires, secondaires et tertiaires d'une part et quaternaire et quinaire d'autre part avec une diminution de plus de 60% en moyenne. Les deux forages de contrôle injectés dans cette zone, affichent une moyenne de 30 kg/ml.

5.2 Injections de consolidation

5.2.1 Résultats en Fond de vallée

En fond de vallée, il a été réalisé 450 forages primaires (100% de forages prévus) injectés sur 10 m par passe de 5 m. 38 forages situés à l'amont (les deux lignes amont) ont été prolongés jusqu'à 15 m. 6% des forages ont été encadrés avec des forages secondaires. Sur les 1140 tranches injectées (forages primaire et secondaire), 89% se sont arrêtées sur la pression maximale, 10% sur la courbe PV et 1% sur volume maximal. La faible proportion d'injections secondaires à réaliser (6%) montre l'efficacité des injections primaires et valide la maille utilisée.

Statistiques sur les injections de consolidation en fond de vallée						
Total tranche réalisées	1140	100%				
Arrêt sur pression maxi	1014	89%				
Arrêt sur la courbe PV	118	10%				
Arrêt sur volume maxi	12	1%				
Forages primaires à encadrer	23	6%				

 Tableau 13 : Critères d'arrêt, injections de consolidation

Sur le tableau ci-dessous sont présentées les moyennes de poids de ciment injecté par mètre linéaire de forage.

Absorption unitaire moyenne (kg/ml)							
Passe	Туре	Nombre de passes	Prise moyenne Kg/ml				
0.5m	Primaires	450	64.6				
0-5111	Secondaires	91	28.4				
5 10m	Primaires	450	50.5				
5-10111	Secondaires	91	30.6				
10.15m	Primaires	38	132.2				
10-15111	Secondaires	17	52.8				

Tableau 14 : Poids de ciment injecté, injections de consolidation

Une prise moyenne inférieure à 50 kg/ml est considérée satisfaisante pour ce type de rocher avec les pressions utilisées. Nous pouvons constater que le poids de ciment diminue de moitié entre les injections primaires et secondaires, ce qui valide le serrage. On peut observer que les passes injectées de 10 à 15 m de profondeur montrent une prise deux fois plus importante que les passes de 0 à 10 m. Cela ne remet pas en cause la consolidation mais montre des circulations plus importantes à cette profondeur. Les prises peuvent cependant avoir été biaisées par la mise en pression de l'eau circulant dans le fond de vallée, dues aux injections de consolidation déjà réalisées à l'aval. L'analyse des injections de consolidation en fond de vallée montre un rocher globalement étanche avec des accidents. Nous pouvons observer des prises de coulis élevées localisées tel que l'on peut le voir dans les milieux karstiques. Aucune injection tertiaire n'a été nécessaire. Compte tenu de ces résultats, il est estimé que le traitement de la fondation rocheuse du fond de vallée vallée est satisfaisant.

5.2.2 Résultats en rives

Les injections de consolidation sont à l'heure actuelle terminées en fond de vallée. Elles se poursuivent en rives, et progressent en fonction de la montée du BCR. Le taux d'avancement global de ces injections a atteint environ 90%.

L'analyse des derniers résultats montre que, sur la rive droite et la rive gauche tout comme en fond de vallée, plus de 90% des injections réalisées s'arrêtent à la pression maximale. On observe des desserrements localisés de la fondation correspondant à la traversée d'accidents géologiques notamment à la côte 220 NGA puis entre 245 NGA et 255 NGA en rive gauche ainsi qu'aux côtes 222 NGA, 230 NGA et 245 NGA en rive droite. On constate tout comme lors de l'analyse des résultats du voile que la rive droite absorbe en moyenne environ deux fois plus de coulis que la rive gauche avec 39 kg/ml contre 22 kg/ml. Les prises sont hétérogènes en fonction de la cote de la ligne de forage. Les absorptions sont assez fluctuantes pouvant aller de 10 kg/ml à 80 kg/ml en moyenne sur une même ligne.



Graphique 11 : Résultats des injections en rive en fonction de la côte

Comme pour le voile, une large proportion des injections montre des prises inférieures à 40 kg/ml, alors qu'une faible partie concentre, au contraire, des prises très importantes supérieures à 250 kg/ml. Ce constat est propre à la géologie très fissurée du site. Pour le moment aucune injection secondaire n'est nécessaire.

6. CONCLUSION

L'exemple du barrage de Tabellout reflète la nécessité de faire évoluer la conception d'un barrage et notamment le traitement de sa fondation. Ces adaptations se font au fur et à mesure de l'avancée du projet en fonction des données recueillis sur site, notamment géologiques, de manière à garantir la sécurité de l'ouvrage en phase d'exploitation.

Les études menées au stade de l'APD, puis en phase d'exécution, ont permis d'apporter des solutions efficaces et pérennes au traitement de la fondation du barrage de Tabellout. Ce traitement consiste à consolider la fondation au moyen d'injections afin de reprendre les sollicitations transmises par le barrage sous les nouvelles sollicitations sismiques. Un voile d'étanchéité a été réalisé avec des dispositions sécuritaires imposées par les nouvelles conditions géologiques du site, suite à l'identification d'une faille potentiellement active à proximité immédiate du barrage.

La mise en œuvre de ce dispositif a été adaptée de manière adéquate sur chantier afin de limiter l'impact sur l'avancement des travaux. La méthode GIN, après analyse des différents paramètres d'injection, confirme à ce stade l'efficacité du traitement préconisé. Une campagne d'essais cross-hole qui sera menée prochainement, devrait étayer les premières conclusions en comparant les caractéristiques mécaniques de la fondation consolidée aux caractéristiques relevées avant injection. Le suivi de la mise en eau du barrage permettra ultérieurement de juger de l'efficacité du voile d'étanchéité.

RÉFÉRENCES

- [1] Frossard, E. (2009). Difficulté géologique majeure sur le site prévu pour le barrage de Tabellout Actions et solutions envisageables, Document Tractebel Engineering Coyne et Bellier.
- [2] Bès de Berc S., Winter Th. (2006). Evidence d'activité récente le long du système de chevauchement de Petite Kabylie (Algérie), Document BRGM Tractebel Engineering Coyne et Bellier.
- [3] Bès de Berc S., Winter Th. (2009). *Evaluation de l'aléa sismique au droit du site du barrage de Tabellout*, Document BRGM Tractebel Engineering Coyne et Bellier.
- [4] ICOLD / CIGB Sismicité et conception des barrages. bulletin 46. (1983).
- [5] Jalil W., Si-Chaïb A., Tardieu B., Vercherin P. (2011). Adaptation du profil d'un barrage poids à des sollicitations sismiques sévères, « 8ème Colloque National AFPS ; Ecole des Ponts ParisTech ».
- [6] Molin X., Tardieu B., Cervetti J-L., Si-Chaïb A., Bousquet C. (2011). *Simulation 3D du comportement dynamique d'un barrage poids-voûte.* « 8ème Colloque National AFPS ; Ecole des Ponts ParisTech »
- [7] Lombardi, G. (1996). *Selecting the grouting intensity*. The International Journal on Hydropower and Dams, pp. 62 à 66.
- [8] Lombardi, G. (1987). *Injection des massifs rocheux*. Publication de la Société Suisse de Mécanique des Sols et des Roches.
- [9] Lombardi, G. Deere, D. (1993). *Grouting design and control using the GIN principle*. International Water Power and Dams.

ANALYSE STRUCTURALE D'UN BARRAGE CIRCULAIRE CONSTRUIT DANS UN MASSIF ARGILEUX

Structural analysis of a circular dam built in a clay massif

Keyvan Maleki¹ et Joseph Chahde²

Unité Études de sécurité, Direction Barrages et Infrastructures, Hydro-Québec, Montréal, Canada.

MOTS CLÉS

Barrage – Sous-pression – Stabilité – Glissement – Évaluation de la sécurité – Interaction sol et structure.

RÉSUMÉ

La rivière des Outaouais étant la plus longue de la province de Québec au Canada accueille plusieurs aménagements hydrauliques, construits en cascade. Le développement hydroélectrique de cette rivière a commencé au début des années 1920 et a fait appel à de nombreuses techniques de construction novatrices. L'un de ces aménagements prend appui sur les versants d'une vallée dont le fond est formé d'un épais dépôt d'argile. La construction des deux barragespoids aux extrémités de l'aménagement dans les rives nécessitait l'excavation d'un volume élevé de matériaux argileux sensibles présentant un risque élevé de glissement. De plus, une couche mince de sable séparant le dépôt argileux de la roche en profondeur constituait une préoccupation quant aux infiltrations susceptibles de contourner les barragespoids. Afin d'éviter une excavation volumineuse risquée et d'assurer la capacité portante et l'étanchéité nécessaire, une conception novatrice a été proposée par Casagrande et a été mise en œuvre. Il s'agit de la mise en place de trois cellules cylindriques à chaque extrémité de l'aménagement dans le massif argileux supportant les barrages-poids. Construites en utilisant la technique de la paroi moulée, les cellules fournissent un bon contact entre le béton et le massif argileux autour d'elles. De plus, le pied des cellules a été encastré dans la roche. Chaque cellule joue ainsi le rôle d'un véritable barrage circulaire qui résiste à la pression hydrostatique, à la poussée latérale du remblai qui l'entoure et à la charge verticale des barrages-poids. La stabilité des cellules a été analysée dans le cadre du programme d'évaluation de la sécurité des barrages d'Hydro-Québec. Cette analyse a nécessité une compréhension approfondie des conditions in situ des cellules et de l'interaction entre le sol et la structure. Les équations classiques pour évaluer la stabilité d'un barrage-poids conventionnel ont été modifiées afin de tenir compte de la géométrie particulière des barrages cylindriques. Les valeurs calculées des contraintes ont été vérifiées par une modélisation numérique. Enfin, la revue des résultats d'auscultation a permis de caractériser les cellules dans leur état actuel.

ABSTRACT

The Ottawa river, the longest river in the province of Québec in Canada, has a number of hydropower facilities, built in a cascade. Hydroelectric development on this river began in the early 1920s and required the implementation of many innovative construction techniques. One of the hydropower facilities is built in a valley filled with a thick sensitive clay deposit. The construction of two gravity dams on either side required the excavation of a very high volume of clayey materials, presenting a high landslide risk. Moreover, a thin layer of sand between the clay deposit and the bedrock posed concerns about seepage under the gravity dams. To avoid the risks associated with large-volume excavation and to ensure the necessary load-bearing capacity and watertightness, an innovative design was proposed by Casagrande and was subsequently implemented. It was the construction of three cylindrical concrete cells in the clay massif on each bank of the river supporting the gravity dams. The cells were built using the diaphragm-wall technique which avoided large-scale excavation in the clay deposit and provided excellent contact between the clay massif and the concrete. The cells were embedded in the bedrock, effectively creating a circular dam, resisting the hydrostatic pressure as well as the lateral force of the surrounding fill and the vertical load. The stability of the cells was analyzed under Hydro-Québec's dam safety program. The structural stability study required a thorough understanding of the in-situ conditions of the cells and a soil-structure interaction analysis. The classical equations used to assess the stability of a two-dimensional gravity dam were modified to account for the geometry of the cylindrical dam. Finally, the stress level in the cells was calculated using analytical methods and verified by a numerical model. Finally, a review of the monitoring results allowed to characterize the cells in their current condition.

¹ Auteur correspondant : maleki.keyvan@hydro.qc.ca, téléphone : +00 (1) 514-289-2219 - Poste 5636

² chahde.joseph@hydro.qc.ca

1. INTRODUCTION

La rivière des Outaouais qui se trouve à l'ouest du Québec au Canada accueille plusieurs aménagements hydroélectriques, construits en cascade. L'un de ces aménagements possède une centrale construite sur le fond rocheux au centre de la rivière. Les deux barrages-poids situés aux deux extrémités de cet aménagement sont butés sur les rives composées principalement d'un massif argileux d'une épaisseur de plus de 20 m. Une conception novatrice a été proposée par Casagrande et a été mise en œuvre par la firme SNC pour placer les barrages-poids dans les rives. Il s'agit de la construction de trois cellules cylindriques en béton armé dans le massif argileux (voir le Graphique 1). Grâce à cette conception particulière, une excavation volumineuse dans le dépôt argileux a été évitée.

De plus, une couche de sable d'épaisseur variable séparait le massif argileux du fond rocheux. Le pied des cellules a donc été creusé dans la roche afin d'assurer leur étanchéité. Les cellules ainsi construites se comportent comme de véritables barrages circulaires contre la pression hydrostatique et la poussée latérale du remblai qui l'entoure.

2. CONTEXTE

Afin d'assurer la capacité portante de la fondation sous les barrages-poids aux deux extrémités de l'aménagement mentionné, trois cellules de rayon différent sont implantées dans le massif argileux des berges. Celles-ci sont formées de panneaux en béton armé d'une épaisseur de 30 pouces (soit 75 cm). Les diamètres extérieurs des cellules, identiques sur les deux rives, sont de 13,7, 10,7 et 7,6 m. Les cellules sont construites selon la technique de la paroi moulée. Cette conception a permis de minimiser le volume d'excavation tout en gardant le massif argileux dans son état naturel sans en modifier la structure ou en remanier les couches [1]. L'argile à l'intérieur des deux grandes cellules sur chaque rive a été retirée et remplacée partiellement par du béton maigre (voir le Graphique 1).

Cet article présente la vérification réalisée de l'état des contraintes dans la grande cellule en rive nord (voir le Graphique 1). Il est supposé que la grande cellule se comporte comme un cylindre rigide, monolithique et homogène sans rupture locale sous les charges appliquées. Cependant, la grande cellule a été analysée à vide et sans le béton maigre ; ce qui donne des résultats plutôt conservateurs car la présence du béton maigre à l'intérieur joue un rôle stabilisateur contre la poussée hydrostatique ou celle du remblai à l'extérieur et augmente la résistance des panneaux. Il faut toutefois préciser que le poids du béton maigre est appliqué directement sur la roche et n'ajoute pas à la valeur de la contrainte dans les panneaux (parois) en béton des cellules. De plus, la base des panneaux de la cellule est encastrée sur une longueur minimale d'un pied (soit 0,3 m) dans la roche [1]. La contribution de cette clé de la fondation a été négligée dans l'analyse de la stabilité. Par ailleurs, la contribution des forces d'armatures dans le calcul des contraintes n'a pas été traitée dans cette étude.



Graphique 1 : Détails des cellules avec l'emplacement du barrage-poids par dessus

Le Graphique 2 montre une image réelle du barrage-poids rive nord (plutôt rive droite selon le système conventionnel suivant l'écoulement de la rivière) placé sur les cellules plantées dans la berge argileuse.



Graphique 2 : Image du barrage-poids rive droite montrant l'emplacement de la grande cellule (inspection 2011)

3. INTERACTION SOL-STRUCTURE

Les cellules sont soumises à la poussée du sol argileux sur tout le pourtour ; la pression hydrostatique du réservoir s'ajoute à la poussée du sol argileux en amont. Le Graphique 3 montre une image tridimensionnelle des cellules illustrant la poussée hydrostatique et celle du remblai. Un comportement isotrope tout autour des cellules ainsi qu'un niveau identique en amont et en aval ont été supposés pour l'argile.



Graphique 3 : Image tridimensionnelle des cellules en rive gauche dans les conditions réelles



Si l'on tient compte de l'état du remblai en amont et en aval, on peut établir le diagramme des forces appliquées sur la grande cellule. Le Graphique 4 montre ce diagramme.

Graphique 4 : Diagramme des forces appliquées sur la grande cellule

Le Graphique 4 illustre la géométrie de la cellule évidée : rayon intérieur a, rayon extérieur b et rayon moyen r et hauteur totale H. Le remblai en amont est supposé à l'état saturé, alors que le remblai en aval est estimé être sec. On peut également voir sur cette figure la pression hydrostatique et la poussée du remblai. Il s'agit de différents types de pression appliquée au niveau de la fondation :

- P_{tUP} = pression due au sol saturé en amont ;
- P_{tD} = pression due au sol sec en aval ;
- P_{hUP} = pression due au niveau du réservoir en amont.

La densité du sol en amont et en aval est supposée identique à 18,6 kN/m³ avec la densité déjaugée à 8,8 kN/m³. En ce qui concerne le comportement du remblai autour des cellules, on peut s'attendre aux deux scénarios suivants.

- le sol en amont est en mode de poussée active et avec la force hydrostatique poussent la cellule vers l'aval. Dans ce cas, le sol en aval fonctionne en mode de poussée passive ;
- la poussée du sol en amont et en aval correspond à la poussée au repos.

Ce dernier scénario semble être à la fois plus réaliste et conservateur, d'abord parce que la poussée du remblai en amont au repos a une plus grande valeur qu'en mode actif. De plus, le comportement du remblai en aval au repos est moins résistant qu'en mode passif. Afin de réaliser des calculs conservateurs, c'est ce scénario qui a été pris en compte. Le coefficient de poussée K_r du remblai avec un angle de frottement interne du sol étant ϕ est calculé selon l'équation suivante :

$$Kr = (1 - \sin\phi) \tag{1}$$

La valeur de ϕ pour le remblai argileux a été supposée égale à 15°.

4. CALCUL DES CONTRAINTES DANS LA CELLULE

La méthode analytique développée pour les cellules repose sur les équations d'analyse structurale d'un cylindre rigide. Afin de calculer les valeurs des contraintes dans la grande cellule, nous avons considéré celle-ci comme un cylindre soumis à une pression isotrope externe. Les contraintes radiales (σ_r) et tangentielle (σ_{θ}) peuvent être calculées au moyen des équations suivantes [2] :

$$\sigma_{r} = \frac{-P \times b^{2}}{(b^{2} - a^{2})} \left(1 - \frac{a^{2}}{r^{2}} \right)$$

$$\sigma_{\theta} = \frac{-P \times b^{2}}{(b^{2} - a^{2})} \left(1 + \frac{a^{2}}{r^{2}} \right)$$
(2)

où la pression *P* est égale à la pression totale en amont ou en aval, soit respectivement P_{Up} ou P_D . Il faut souligner que la contrainte de cisaillement due à la pression isotrope sur la paroi extérieure d'un cylindre dans les directions principales de σ_r et σ_{θ} est nulle [3]. Cependant, il existe quand même une contrainte de cisaillement au niveau de la fondation due aux efforts tranchants appliqués par le barrage-poids (placé sur la cellule) en raison de la poussée de glace, de la poussée hydrostatique et de la force sismique. Cette contrainte atteint sa valeur maximale aux points de la cellule situés sur les rives (où l'angle $\alpha = \pm \pi/2$ selon le Graphique 4) et elle est nulle aux points en amont et en aval (pour $\alpha = 0$ ou π); elle est calculée selon l'équation suivante [2] :

$$\tau_{max.} = \frac{4\sum Force}{3\pi (b-a)} \times \frac{(b^3 - a^3)}{(b^4 - a^4)}$$
(3)

où \sum Force est la somme des forces horizontales appliquées sur le barrage-poids.

Une autre contrainte à prendre en compte dans la cellule est celle dans la direction verticale issue de la flexion due aux pressions appliquées. C'est la composante amont-aval de la poussée qui génère le moment de flexion (voir le Graphique 4). Ce dernier vient du déséquilibre entre les forces appliquées en amont et en aval de la cellule et des forces appliquées sur le barrage-poids.

Les charges appliquées créent ainsi une jupe de pression autour de la cellule ayant sa valeur maximale au niveau de la fondation. La pression par unité de longueur mesurée sur le périmètre de la cellule résulte d'une force circulaire. Cette dernière étant perpendiculaire à la paroi de la cellule et dirigée vers son centre, est identique pour tous les points du périmètre. Le Graphique 5 montre une image en plan de la cellule avec l'ensemble des forces radiales appliquées. Étant donné que la grande cellule dans la direction rive gauche-rive droite est confinée entre le barrage-poids et la cellule voisine (voir le Graphique 3), son déplacement dans cette direction est moindre que dans la direction transversale (amont-aval). Par conséquent, on suppose que la somme des composantes des forces dans la direction longitudinale de la cellule (perpendiculaire à la direction amont-aval) est nulle. En revanche, la somme des composantes amont-aval des forces résultantes multipliée par leur bras de levier (soit *L* selon le Graphique 5). Ce moment, comme le montre le Graphique 4, crée une contrainte en compression sur la moitié aval de la section et en traction sur la moitié amont. La valeur maximale de la contrainte est à l'angle $\alpha = 0$, alors qu'elle est nulle à $\alpha = \pm \pi/2$. L'angle α est l'angle entre la direction de la force appliquée et l'axe amont-aval. La distribution des composantes amont-aval des forces est illustrée au Graphique 5.



Graphique 5 : Forces circulaires appliquées sur la cellule

Ainsi, la somme des forces circulaires est égale à :

$$F_{totale} = 2 \int_{0}^{\pi/2} F_{circulaire} \cos(\alpha) r \, d\alpha = 2 r F_{circulaire}$$
(4)

où $F_{circulaire}$ est la force radiale appliquée sur l'unité de longueur du périmètre. On ajoute à cette force la somme des forces appliquées sur le barrage-poids placé sur la cellule.

Comme nous l'avons expliqué, la somme des forces longitudinales est nulle :

$$\int_{0}^{\pi} F_{circulaire} \sin(\alpha) r \, d\alpha = 0 \tag{5}$$

Le moment de flexion à la base est de :

$$M = F_{totale} \times L \tag{6}$$

et les contraintes maximales de traction et de compression sont :

$$\sigma_{F max.} = \pm \frac{Mb}{I} \tag{7}$$

où I est le moment d'inertie d'un cylindre, c'est-à-dire :

$$I = \pi r^3 (b - a) \tag{8}$$

Pour obtenir la contrainte totale effective, il faut ajouter la contrainte due au poids du barrage moins la souspression P_U soit :

$$\sigma_{totale} = \sigma_{poids} - P_U \pm \sigma_{F max.} \tag{9}$$

où $\pm \sigma_{Fmax}$ correspondent à la contrainte de compression en aval ($\alpha = \pi$) ou de traction en amont ($\alpha = 0$).

Afin de vérifier les valeurs de la contrainte, il faut calculer les valeurs principales à partir des contraintes obtenues. Le Graphique 6 montre les contraintes appliquées sur le point en amont ($\alpha = 0$) où la contrainte en flexion est maximale, et sur le point en rive droite ($\alpha = \pi / 2$) où la contrainte de cisaillement est maximale. Précisons qu'en ces deux points seulement, les systèmes des coordonnées cartésiennes et polaires sont superposés. Dans ce cas, σ_X et σ_Y peuvent être considérées à la place de σ_r et σ_{θ} . Le tenseur des contraintes principales est également montré sur le Graphique 6.



Graphique 6 : Démonstration des valeurs des contraintes principales

Le Graphique 7 regroupe toutes les explications données pour calculer les caractéristiques géométriques de la structure et les forces appliquées sur la grande cellule rive droite. Les valeurs calculées des contraintes sont également présentées au Tableau 1. Celles-ci sont obtenues à partir du chargement statique dans les

points en amont et en aval de la grande cellule. Une valeur moyenne de la contrainte radiale et tangentielle entre les points en amont et en aval a été aussi employée pour les points situés sur les deux rives.



Graphique 7 : Analyse des contraintes dans la grande cellule rive droite

Calcul des contraintes - Chargement normal



 Tableau 1 : Valeur des contraintes statiques de la grande cellule

Avant de commencer à traiter les valeurs obtenues de la contrainte, il est important de clarifier les caractéristiques de la fondation des cellules. Comme nous l'avons expliqué auparavant, la fondation des panneaux est encastrée dans la roche à une profondeur minimale d'un pied (soit 0,3 m). Par conséquent, comme le montre le Graphique 8, pour évaluer une éventuelle contrainte de traction dans la fondation au niveau du contact entre la roche et le béton, il faut d'abord prendre en compte la résistance due au frottement des panneaux contre la surface de la roche dans la partie enterrée. Il faut également mentionner qu'une série d'injections de collage a été entreprise lors de la construction des cellules. Celles-ci s'ajoutent à la force du contact entre la roche et le béton contre une éventuelle contrainte en traction. Dans cette étude, nous avons calculé et étudié les valeurs de la contrainte au niveau de la roche indiquée sur le Graphique 8 et non au niveau réel du contact roche-béton. Bien évidemment, à ce niveau, il faut prendre en compte les caractéristiques du contact béton-béton. On va voir dans la section suivante que c'est plutôt à ce niveau que le risque de glissement a été étudié car la probabilité d'un glissement au point de contact réel entre le béton encastré et la roche est minime.

Une valeur très faible de contrainte verticale en traction (en amont) égale à -13 kPa a été obtenue. En prenant en compte cette valeur devant la contrainte de compression en aval, égale à 1,6 MPa, on peut présumer que pratiquement toute la section de la cellule, grâce au poids appliqué, fonctionne en mode de compression (voir le Tableau 1). Le risque de fissuration à la fondation est donc négligeable. Les deux points sur les rives, suivant la direction cartésienne du tenseur de contrainte, sont également en compression. Ce n'est que dans leurs directions propres qu'ils présentent une contrainte de traction égale à -131 kPa. Il faut préciser que les points sur les rives de la cellule sont fortement confinés par le barrage-poids d'un côté et par la cellule moyenne de l'autre côté. La valeur maximale de la contrainte de compression obtenue, soit 2 MPa est dans la limite acceptable pour le béton.



Graphique 8 : Contact entre le béton et la roche à la fondation de la cellule

Pour terminer, il faut préciser que le barrage-poids est censé être parfaitement solidaire avec la dalle supérieure de la cellule. C'est pourquoi nous avons tenu compte des moments dus aux chargements sur le barrage-poids, et que nous les avons transmis directement à la cellule. Toutefois, en réalité et physiquement parlant, le joint entre le barrage-poids et la cellule sera rompu avant que le barrage-poids puisse transférer l'ensemble de ses charges à la cellule (surtout dans le cas d'un séisme). Dans ce cas, seulement les forces horizontales sont appliquées sur la fondation comme un effort tranchant et le moment de flexion discuté, dû aux charges du barrage-poids est réduit à zéro.

5. STABILITE DE LA GRANDE CELLULE

Après avoir fixé les paramètres caractérisant la cellule et avoir calculé les valeurs de la contrainte, l'analyse de la stabilité selon la norme en vigueur à Hydro-Québec doit être évaluée [4]. La vérification réalisée dans le cadre de cette étude est principalement le facteur de sécurité contre le glissement qui peut être calculé selon l'équation suivante :

$$FSG = [(V - U) \tan\phi + c \cdot A_c] / H$$
⁽¹⁰⁾

où *V* est la somme des forces verticales (sans la force résultante des sous-pressions *U*), *H* est la somme des forces horizontales sur une aire comprimée égale à A_c , *c* est la cohésion et ϕ est l'angle du frottement au contact entre la roche et le béton. Les résultats d'analyse de la stabilité sont présentés au Tableau 2.

Cas de chargement statique

Angle de frottement de pointe du contact béton/béton (°) =	55	Résiduel =	45	Hauteur du centre de gravité de la cellule	(m)= 6.89	
Cohèsion de pointe du contact béton/béton (kPa) = Surface de contact (m ²) = 29.19 Somme des forces verticales (kN) = 24011.66	380	Résiduel =	0	Hauteur du centre de gravité du barrage-	poids (m)= 14.35	
Somme des forces horizontales (kN) = 10589.46				F.S.contre le glissement de pointe= F.S. contre le glissement résiduel =	4.29 > 3,0 √ O.K. _{2.27} > 1,5 √ O.K.	
Moment hydrostatique (kN.m) = 85320.02				Moment du poids (kN.m) = 195755.26		
Moment Géotechnique (kN.m) = -27332.55				Moment des sous-pressions (kN.m) = 3	1083.31	
Moment de la glace (kN.m)= 21300.95				Position de la force résultante (m) = 10.16	$\mathfrak{s} \cong \mathfrak{P}_3$ diamètre $\sqrt{O.K.}$	
Somme des moments (kN.m) = 243960.37				Facteur de sécurité contre le soulèvement = 1.24 > 1,2 \checkmark 0.K.		



Comme on peut le constater, le critère de stabilité relatif au chargement statique contre le glissement est respecté.

6. VERIFICATION PAR UN MODELE NUMERIQUE

Dans la section précédente, une analyse détaillée permettant d'évaluer l'état des contraintes de la grande cellule a été présentée. Afin de valider les valeurs obtenues de façon analytique, un calcul par une méthode numérique a également été entrepris. Le calcul numérique a été réalisé au moyen d'un modèle axisymétrique simple d'éléments finis occupant un radian. La masse du barrage-poids impliquée sur la cellule est ainsi ajustée en conséquence. Uniquement la structure en béton a été discrétisée dont le modèle rhéologique est élastique linéaire. Quant au massif argileux, sa prise en compte est limitée à sa valeur de poussée de Coulomb sur une paroi de béton lisse. Aucun élément interface n'a été inséré entre le barrage-poids et le toit de la cellule. Un tel élément s'est avéré non nécessaire car les calculs préliminaires avaient indiqué un niveau de contraintes de cisaillement bien insuffisant pour provoquer un déplacement relatif à cette interface. Un seul degré de liberté vertical a été permis à tous les points nodaux situés sur l'axe de symétrie de la cellule. Aucun degré de liberté n'a été permis aux points nodaux situés au pied de la cellule simulant ainsi un encastrement.

Le Graphique 9 montre la géométrie du modèle sur laquelle sont illustrées les isovaleurs des contraintes verticales et de cisaillement maximal. Comme on peut le constater, en raison du caractère massif et peu déformable du barrage-poids, la distribution de la contrainte verticale montre que la totalité du poids de celui-ci est supportée par les panneaux de la cellule. Ainsi, l'aspect axisymétrique de la dalle supérieure et l'encastrement du pied de la cellule produisent la forme déformée montrée au Graphique 9. Dans cette condition, les valeurs de la contrainte verticale sont 1600 et 400 kPa sur les faces interne et externe des panneaux respectivement. Ainsi la valeur moyenne est en accord avec celle obtenue par le calcul analytique, soit 977 kPa. De plus, la valeur de la contrainte maximale de cisaillement obtenue (soit 600 kPa) est aussi comparable à celle du calcul analytique, soit 681 kPa.



Graphique 9 : Résultats de la modélisation numérique

7. AUSCULTATION ET ÉTAT ACTUEL DES CELLULES

Les cellules et les barrages-poids sont munis d'une série d'instruments d'auscultation. Dans cette section, un survol des résultats du système d'auscultation à l'endroit des cellules rive droite est présenté. Ces résultats permettent de caractériser l'état actuel des cellules. Le Graphique 10 illustre une représentation vectorielle du déplacement irréversible annuel des repères d'auscultation du barrage-poids rive droite. Les composants des vecteurs sont indiqués sur la figure. Comme on peut le constater, un mouvement vers aval (vers y) pour le barrage-poids est visible. Ce mouvement donne sa place à un déplacement longitudinal (vers x) à l'extrémité de l'ouvrage en avançant vers la berge argileuse. En considérant la rigidité des cellules devant la flexibilité du massif argileux, ce mouvement semble être normal. Les cellules présentent ainsi un comportement stable dans le temps et les valeurs du déplacement irréversible annuel ne sont pas élevées.



Graphique 10 : Résultats du déplacement irréversible des repères d'auscultation du barrage-poids rive droite

Les cellules possèdent également un système de surveillance hydraulique. Une série de trous de drainage est installée à l'intérieur de la grande cellule (voir le Graphique 11). Les trous de drainage à l'extrémité de la grande cellule (numéros 1 et 2) s'allongent sous les autres cellules et permettent de drainer la sous-pression de ces dernières. Par ailleurs, plusieurs piézomètres sont installés à proximité des cellules.



Graphique 11 : Plan de localisation des piézomètres et des trous de drainage dans la grande cellule rive droite

Les résultats obtenus par les trous de drainage montrent un régime stationnaire sans augmentation considérable du niveau d'eau au cours de ces dernières années (voir le Graphique 12).



Graphique 12 : Résultats des niveaux mesurés dans les trous de drainage de la grande cellule rive droite

Le Graphique 13 montre les résultats des piézomètres installés à l'endroit des cellules rive droite. Le niveau piézométrique a été observé généralement inférieur au niveau du réservoir. Ceci prouve la fonctionnalité des cellules en tant que des ouvrages de retenue. Les valeurs qui dépassent le niveau du réservoir sont erronées et

dues à de fausses lectures de la sonde insérée dans des tubes de très faible diamètre des piézomètres. Ces instruments sont présentement jugés défectueux et sont déclarés non-fonctionnels. Mais leurs résultats antérieurs pendant plusieurs années étaient utiles et permettaient de vérifier l'efficacité des cellules.



Graphique 13 : Niveaux mesurés des piézomètres

7. CONCLUSION

Une technique novatrice pour implanter des structures massives sur des fondations de type argileux de capacité portante limitée est présentée dans cet article. Il s'agit de mettre en place une série de cellules en béton armé par la technique de la paroi moulée. Cette conception a permis de diminuer le volume d'excavation dans le dépôt argileux et de le garder en place sans le remanier. En même temps, cette technique élimine le risque de glissement dans l'argile sensible tout en assurant la capacité portante nécessaire contre les charges appliquées.

L'article présente une vérification de l'état des contraintes et de la stabilité de la grande cellule. En l'absence de données de conception, une analyse reposant sur des hypothèses conservatrices est réalisée. Malgré cela, la stabilité de la grande cellule répond aux exigences de la norme en vigueur à Hydro-Québec. La méthode de calcul présentée offre une approche utile pour la conception d'ouvrages de retenue pour lesquels l'interaction entre le sol et la structure joue un rôle important. Un survol des résultats d'auscultation des cellules montre qu'elles sont stables. On peut donc conclure que cette conception novatrice a réussi à mettre en œuvre des ouvrages de retenue fiables tout en diminuant le coût de construction.

8. REFERENCES

- [1] Gauthier J. G., & Larocque G. S. (1973). Emploi de panneaux en béton comme éléments de stabilisation en imperméabilisation. *Onzième Congrès des Grands Barrages, Madrid, 1973*, 631-654.
- [2] Bazergui A., Bui-Quoc T., Biron A., McIntyre G., & Laberge C. (2002). Résistance des matériaux. *Presses inter Polytechnique*.
- [3] Sparks C. P. (1984). The influence of tension, pressure and weight on pipe and riser deformations and stresses . *Journal of energy resources technology*, 106, 46-54.
- [4] Hydro-Québec (2003) Guide pour l'évaluation de la sécurité sismique des barrages. *Publication d'Hydro-Québec*.

Thème C

Excavations et préparation des fondations : traitements et renforcements



Barrage de Cap de Long, Hautes Pyrénées (Aquarelle PH.Lhez)

ADAPTATIONS GEOTECHNIQUES AU CONTEXTE GEOLOGIQUE POUR LA CONSTRUCTION DU BARRAGE DE LIVET (CHANTIER D'AMENAGEMENT DE ROMANCHE-GAVET)

Geotechnicals adaptations with the geological context for the foundation of the Dam of Livet (Romanche-Gavet project)

Jean-Baptiste, S, Meyran 905 av du camp de Menthe 13097 Aix en Provence jean-baptiste.meyran@edf.fr Téléphone : +33 (04) 42 959 608, Fax : +33 (04) 42 959 500

Sébastien, Swieton RD 1091 Rond point de Gavet 38220 Livet et Gavet sebastien.swieton@edf.fr

MOTS CLÉS

Barrage mobile en rivière, cône de déjection, alluvions grossières, silts lacustres, terrassement, substitution, paroi moulée.

RÉSUMÉ

Le chantier d'aménagement de Romanche-Gavet est situé dans la basse vallée de la Romanche en Isère. Le tronçon de rivière situé entre la sortie de la plaine de Bourg d'Oisans jusqu'à la commune de Vizille, particulièrement énergétique, a été aménagé en une série de chutes construites dès la fin du 19ème siècle.

Du fait de la vétusté de certaines installations, EDF a engagé la construction d'un nouvel aménagement de Romanche-Gavet destiné à remplacer les 6 premières chutes de la chaîne.

Dans cet aménagement, le barrage et la prise d'eau de Livet constituent les ouvrages de prise qui permettront de dévier une partie des eaux de la Romanche vers l'usine souterraine de Gavet (via une galerie d'amenée et un puits).

Pour une hauteur sur fondation de 13.5 m, le barrage de Livet est de type « mobile en rivière » réalisé en béton armé et, est composé de trois passes équipées de vannes secteur. La prise d'eau latérale, située juste en amont du barrage, en rive droite, est constituée d'un seuil amont et d'une tulipe d'entonnement, prolongée par une galerie bétonnée qui constitue l'amorce de la galerie d'amenée souterraine.

Dans le secteur des ouvrages de prise, l'important remplissage alluvial est constitué par les alluvions de la Romanche (sablo-graveleux de phase fluviatile ou silts de phase lacustre), de produits grossiers des cônes de déjections de la Vaudaine et de l'Infernet ou encore d'éboulis issus des versants. Suite aux différentes phases de reconnaissances géologiques, un niveau de silts (potentiellement compressibles et aux caractéristiques géomécaniques faibles) a été mis en évidence sous l'appui rive gauche du barrage. Afin de limiter les risques de tassements différentiels sous le barrage, la totalité de ces silts sous l'emprise de l'ouvragea été substituée par des matériaux charpentés compactés a été réalisée. D'autre part, afin d'allonger les lignes de fuite sous les ouvrages, une paroi moulée a été réalisée.

ABSTRACT

The Romanche Gavet project is located in the lower part of Romanche Valley in the Isère Department. The section situated between the plain of Bourg d'Oisans and Vizille has an interesting potential energery. Since the end of the 19th century, a serie of several hydroelectrical scheme have been created. Today, because these installations are in a poor condition, EDF has decided to build a new medium head scheme to replace the six first schemes of the serie. In the project, the Dam and the water intake of Livet will divert the intercepted flow towards the Gavet underground powerhouse (through a headrace tunnel and a shaft). With 13.5 meters high above foundation, the Livet Dam is a reinforced concrete "run of the river" dam type with three gates. The water intake, located on the right bank just upstream of the dam, is composed with a sill and an inlet linked to the headrace tunnel by a concrete tunnel.

In the dam area, the massive alluvial deposit is constituted with deposits from the Romanche River (mostly sandy gravel and lake silts) also from the Vaudaine and Infernet alluvial cones, and even from slope talus.

Several geological investigations have revealed a silt horizon under the left abutment of the dam (potentially compressible with poor geomechanical properties). In order to prevent the dam from differential settlements, the silts have been totally scooped out and replaced by gravel materials under the dam foundation. Furthermore, in order to extend streamline, a waterproof slurry wall has been created below and on the edges of the structure (dan and water intake. Additionnaly, upstream of these structures, a layer of silt is put on the river bed.

1. INTRODUCTION

Le chantier d'aménagement de Romanche-Gavet, dont la mise en service est prévue en 2018, est situé dans la basse vallée de la Romanche, en Isère.

Le tronçon de rivière situé entre la sortie de la plaine de Bourg d'Oisans et la commune de Vizille (au potentiel particulièrement énergétique) a été aménagé en une série de chutes construites dès la fin du 19^{ème} siècle.

Du fait de la vétusté de certaines installations, EDF a engagé la construction d'un nouvel aménagement de Romanche-Gavet destiné à remplacer les six premières chutes de la chaîne.

Après une brève présentation du projet et plus précisément de ses ouvrages de prise d'eau, nous aborderons les adaptations constructives ainsi que les traitements de la fondation du barrage qui ont été adoptés par rapport au contexte géologique et hydrogéologique du site.

2. PRESENTATION DU PROJET ET DE SES OUVRAGES DE PRISE D'EAU

Comme évoqué ci-dessus, le projet d'aménagement de Romanche-Gavet est destiné à remplacer les aménagements de Livet, des Vernes, des Roberts, de Rioupéroux, des Clavaux et de Pierre Eybesse.



Figure 1 : Localisation du projet de Romanche-Gavet au sein de la chaîne d'aménagements située entre la plaine de Bourg d'Oisans et Vizille.



Figure 2 : Les principaux ouvrages composant l'aménagement de Romanche-Gavet.

Ce futur aménagement hydroélectrique sera constitué des ouvrages suivants (de l'amont vers l'aval) :

- un barrage mobile/prise d'eau permettant de dévier une partie des eaux de la Romanche ;
- une galerie d'amenée souterraine (en charge) d'environ 9 km située en rive droite ;
- un puits blindé vertical de 169 m de haut avec sa cheminée d'équilibre de 180 m ;
- une centrale souterraine composée d'une caverne usine (2 x 47 MW) et d'une caverne transformateurs ;
- une galerie de fuite qui restitue les eaux à la Romanche à Gavet.

Dans cet aménagement, le barrage et la prise d'eau de Livet constituent les ouvrages de prise qui permettront d'entonner le débit usiné (41 m^3/s).



Figure 3 : Vues en plan des ouvrages de prise du site Livet

Pour une hauteur sur fondation de 13.5 m et une longueur en crête de 50 m, le barrage de Livet est de type « mobile en rivière » réalisé en béton armé et, est composé de trois passes équipées de vannes secteur. Le barrage est équipé d'une passe à poissons de montaison localisée en rive gauche.



Figure 4 : Vue d'artiste du barrage et de la prise d'eau avec une coupe transversale (en haut) et une vue en élévation (en bas). La prise d'eau latérale, située juste en amont du barrage, en rive droite, est constituée d'un seuil amont et d'une tulipe d'entonnement, prolongée par une galerie bétonnée qui constitue l'amorce de la galerie d'amenée souterraine.

3. CONTEXTE GEOLOGIQUE DES OUVRAGES DE PRISE

Les ouvrages de prise se situent à l'extrémité aval de la plaine de Bourg d'Oisans, à l'amont immédiat des cônes de déjection de la Vaudaine et de l'Infernet (cf. figure 5). Ces deux cônes torrentiels ont commandé le régime des dépôts alluviaux dans la plaine, par la formation de barrages temporaires.

La dernière obstruction connue s'est produite en 1191^1 , transformant la plaine de Bourg d'Oisans en un immense lac appelé « Lac de Saint Laurent ». En 1219 se produisit la rupture du barrage naturel provoquant une violente inondation de la plaine où est située l'actuelle ville de Grenoble.

¹ Un morceau de bois rencontré dans un sondage carotté à la base du niveau silteux lacustre principal (situé entre + 695 et 705

Dans le secteur des ouvrages, le remplissage alluvial est important (probablement supérieur à 100 m) et peut être constitué :

- d'alluvions du bassin de la Romanche : sédiments fins de phase lacustre (silts et sablons) ou grossiers de phase fluviatile (sablo-graveleux) ;
- de produits grossiers de déjections de la Vaudaine et/ou de l'Infernet ;
- d'éboulis issus des versants.



Figure 5 : Extrait de la carte géologique au 1/50 000^{ème} du BRGM (feuille de Vizille) : site de Livet

Les différentes campagnes de reconnaissances géologiques réalisées (huit, en stade d'avant projet entre 1968 et 2007, et une pendant les études d'exécution entre 2011 et 2012) ont permis de définir assez précisément la nature et la distribution des matériaux alluvionnaires du site de Livet mais aussi de fournir les hypothèses géotechniques pour les calculs de dimensionnement des ouvrages. On retrouve ainsi au droit des ouvrages (du haut vers le bas), les alluvions de la Romanche principalement constituées de sables et graviers, puis un horizon silteux de phase lacustre dont la puissance peut être supérieure à 10 m et les graves légèrement sableuses (cf. planche en annexe). Les matériaux d'éboulis sont principalement localisés en pied des versants. Ces matériaux ont des granulométries hétérogènes en fonction de leur localisation au sein du cône.

5. CONTEXTE HYDROGEOLOGIQUE DES OUVRAGES DE PRISE

Le modèle hydrogéologique du site (avant travaux) a été très compliqué à élaborer du fait du contexte et de l'histoire géologique du site. La plus grosse difficulté fut de comprendre le rôle des différentes formations notamment des cônes de la Vaudaine et de l'Infernet. Des hypothèses fortes, telle que de considérer qu'il n'existe qu'un seul aquifère, ont été nécessaires à l'établissement des cartes de nappe du site. Le suivi bimensuel de 19 piézomètres sur une période de 10 ans (entre 1981 et 1991) ainsi qu'un essai de pompage ont été nécessaires afin d'élaborer un modèle hydrogéologique cohérent et de fournir les niveaux typiques de nappe pour le projet ainsi que les paramètres hydrodynamiques des formations aquifères.

mNGF) a été daté du XII^{ème} siècle par analyse au ¹⁴C confirmant que son dépôt est bien contemporain du dernier épisode lacustre.



Figure 6 : Carte piézométrique interprétative du site des ouvrages de prise avant travaux. Niveau moyen (le 17/07/1988), d'après [1].

Lorsque la nappe est à son niveau courant, elle est complètement déconnectée de la Romanche (dont le niveau s'établit vers + 701 mNGF au niveau du barrage) du fait d'un colmatage important de son lit. Le cône de la Vaudaine joue un rôle drainant alors que le cône de l'Infernet et le versant rive gauche alimenteraient plutôt la nappe.



Figure 7 : Carte piézométrique interprétative du site des ouvrages de prise avant travaux. Niveau haut (le 31/03/1988), d'après [1].

A nappe haute, la nappe est susceptible de participer à l'alimentation en eau de la Romanche (niveau piézométrique supérieur au niveau de la Romanche). Le cône de la Vaudaine garde son rôle de drain et le cône de l'Infernet et le versant rive gauche alimentent toujours la nappe. On remarque aussi l'alimentation du cône d'éboulis situé au nord du site en rive droite.



Figure 8 : Carte piézométrique interprétative du site des ouvrages de prise avant travaux. Niveau bas (le 31/03/1988), d'après [1].

A nappe basse, elle est déconnectée de la Romanche qui se retrouve perchée. Le cône de la Vaudaine garde son rôle de drain.

Ainsi, on retiendra, pour l'hydrogéologie du site des ouvrages de prise avant travaux, que :

- la nappe est déconnectée de la Romanche sauf en période de hautes eaux où la nappe peut alimenter la rivière ;
- la nappe est toujours drainée à l'aval par le cône de la Vaudaine ;
- la nappe est toujours alimentée par le cône de l'Infernet, le versant rive gauche et, en période de hautes eaux, par le cône d'éboulis situé au nord du site en rive droite.

5. LE PHASAGE DES TRAVAUX

Comme le barrage de Livet et une partie de la prise d'eau sont situés dans le lit mineur de la Romanche, une dérivation provisoire de la rivière a été réalisée en rive gauche pour pouvoir effectuer les ouvrages hors d'eau.



Figure 9: Phasage des travaux des ouvrages de prise; (1): état avant travaux; (2): terrassement de la dérivation provisoire; (3) mise en eau de la dérivation provisoire et terrassement de la fouille du barrage/prise d'eau + construction du barrage/prise d'eau; (4): rebasculement de la Romanche dans son ancien lit (mise en eau du barrage/prise d'eau) et remblaiement de la dérivation provisoire.

6. ADAPTATION GEOTECHNIQUE POUR LES TRAVAUX DE TERRASSEMENT DE LA FOUILLE DU BARRAGE/PRISE D'EAU

6.1 L'étanchéité de la dérivation provisoire :

Le chenal de dérivation provisoire (DP) est implanté en rive gauche, entre le futur barrage et la RD 1091. Le fond du chenal est calé sur le niveau du fond du lit de la Romanche avant réaménagement (+701 mNGF côté amont et +700,9 mNGF côté aval). Le chenal de la dérivation provisoire mesure environ 280 m de long et possède une forme trapézoïdale. Sa largeur est de 19 m en pied de talus. A noter que la base de la fouille principale devait atteindre la cote minimale de +694 mNGF, soit 7 m sous la cote du fond du chenal de dérivation provisoire.

Compte tenu de la cote du fond du chenal et de sa proximité avec la fouille barrage/prise d'eau, un dispositif d'étanchéité du chenal devait être mis en place. Le dispositif d'étanchéité initialement prévu était constitué par une membrane protégée par des enrochements fermée en amont et en aval par une paroi étanche traversant les batardeaux.

Néanmoins, vu la position de l'horizon silteux par rapport au fond du chenal de dérivation, une adaptation par paroi au coulis a été proposée par l'entreprise. Le principe étant d'utiliser l'horizon silteux comme « plancher étanche » et de fermer latéralement (coté fouille) avec une paroi au coulis. La justification de cette solution a été établie avec une modélisation hydrogéologique 2D (sous Plaxflow) réalisée par EGIS géotechnique (bureau d'étude en charge des études d'exécution) [3].



Figure 10 : Modélisation numérique 2D (Paxflow) des écoulements du chenal de dérivation vers la fouille barrage/prise d'eau en situation courante, d'après [3].

La modélisation a permis de confirmer que des écoulements hydrauliques significatifs étaient attendus lors de la réalisation de la fouille du barrage. La paroi étanche devait être ancrée jusqu'à la base de la couche d'alluvions silteuses afin de limiter au maximum les écoulements vers la fouille (débit attendu du canal vers la fouille d'environ 7 m³/h avec un niveau d'eau courant et pour une fouille de 100 m de long). Par ailleurs, la paroi jouait un rôle significatif dans la justification de la tenue de la digue (rabattement du niveau piézométrique) séparant la dérivation et la fouille.

6.2 Le pompage de la fouille barrage/prise d'eau :

Compte tenu des niveaux de nappe mesurés avant les travaux et suite aux dispositions constructive de la dérivation provisoire (mise en place de la paroi), le dispositif de pompage à mettre en place autour de la fouille barrage /prise d'eau a été dimensionné à partir d'une modélisation hydrogéologique 3D simplifiée (sous Modflow).



Figure 11 : Modélisation numérique 3D (Modflow) de la zone des ouvrages de prise pour le dimensionnement des débits de pompage de la fouille, d'après [4].

Ce modèle a été calé en régime transitoire sur l'essai de pompage réalisé en mai 2012. Le dispositif de pompage mis en place suite à cette modélisation était constitué de 16 puits (profondeur de 20 m et crépiné sur environ 15 m) de débit unitaire 30 m³/h. Cette configuration permet de rabattre la nappe en dessous de la cote +694 mNGF (cote du fond de fouille) sur l'ensemble de la zone de la fouille. Par sécurité, les puits ont été dimensionnés afin de recevoir des pompes de 6 pouces d'une capacité nominale 50 m³/h. Sur 2013 et 2014, les débits pompés classiques (pour l'ensemble de la fouille) étaient compris entre 40 et 150 m³/h selon la saison (moyenne annuelle d'environ 90 m³/h) avec un max à 210 m³/h.

7. TRAITEMENT PARTICULIER DE LA FONDATION DU BARRAGE DE LIVET

7.1 La substitution des silts

Les reconnaissances géologiques avaient mis en évidence que la base de l'horizon silteux était plus profond que le niveau de fondation du barrage (cf. planche en annexe).

Avant l'ouverture des fouilles et l'atteinte du niveau de fondation du radier du barrage, la géométrie de ce mur a été précisée avec une série de sondages destructifs avec enregistrement de paramètres.

L'ensemble des sondages (forages destructifs, carottés et pressiométriques) réalisés au droit du barrage a permis d'établir les points suivants (niveau de fondation du barrage à la cote +695.5 mNGF) :

En Rive droite du barrage :

- L'absence de silts sous le niveau de fondation du barrage (l'absence de niveaux silteux a été montrée par un sondage carotté descendu jusqu'à + 664 m NGF);
- Un niveau de fondation situé dans des graviers à matrice limono-sableuse présentant des blocs.

En Rive gauche du barrage :

Une épaisseur résiduelle de silts d'environ 4 m sous le niveau de fondation du barrage et surmontant une couche de graves excédant par endroit 23 m d'épaisseur. Le corps silteux se présentait sous forme d'un sillon qui prenait naissance au 1/3 aval de la passe (côté rive gauche) vers l'amont. La cote du toit des graves a été atteinte vers + 691.5 m NGF à l'amont de la passe et vers + 692 m NGF au plus profond. Présence de blocs² (de volume supérieur au m^3) noyés dans la couche de silts.

Deux sondages pressiométriques, descendus à la cote + 666.5 m NGF en rive droite et + 669 m NGF en rive gauche, ont permis de caractériser (in situ) les terrains de fondation du futur barrage. Ces essais pressiométriques ont mis en évidence les points suivants:

- Hormis les niveaux silteux, les caractéristiques mécaniques mesurées en rive droite sont légèrement supérieures à celles de la rive gauche ;
- En rive droite, même si la formation graveleuse semble présenter une stratification avec une alternance de niveaux de graviers dans une matrice sablo-limoneuse et de niveaux comprenant des blocs, les caractéristiques pressiométriques sont relativement homogènes au sein de cette formation.
- En rive gauche, la couche de silts présente une pression limite relativement faible ($pl^*e \approx 0.5$ MPa).

Afin de limiter les risques de tassements différentiels, la substitution totale du sillon de silts sous l'emprise rive gauche du barrage par des matériaux ayant des caractéristiques similaires aux graves de la rive droite a donc été réalisée.

Le choix du matériau de substitution devait donc satisfaire à des critères mécaniques mais aussi granulométriques.

En effet, d'un point de vue mécanique, les caractéristiques pressiométriques homogénéisées retenues pour les formations sablo-graveleuses (en place sous le barrage) sont $pl^* = 2$ MPa et Em = 20 MPa. Pour l'obtention d'un module similaire à ces terrains et afin de limiter les tassements différentiels, une attention particulière devait être portée sur le compactage des matériaux³ de substitution.

Par ailleurs, afin d'éviter tout contraste de perméabilité et tout risque d'érosion interne, les matériaux de substitution ont été choisis en fonction de leur granulométrie assurant le critère de filtre⁴ avec les graves de la RD. Les matériaux retenus pour la substitution ont été validés par une planche d'essai de compactage. Ils étaient de deux types :

- 0-150 mm criblés issus du cône d'éboulis amont pour la substitution du sillon silteux jusqu'à la cote +694 mNGF;
- 0-80 mm concassés et criblés, issus du mareing de l'excavation de l'usine souterraine, entre +694 et +695.4 mNGF.
- 0-31.5 mm en couche de réglage sur 10 cm en transition avec le béton de propreté du radier.



Figure 12 : Fondation du barrage de livet après substitution.

² L'hypothèse la plus plausible sur l'origine de dépôt de ces blocs serait que les blocs soient issus du versant ((écroulement massifs) ³ La qualité du compactage des matériaux de substitution a été validée par des essais à la plaque. Le compactage devait assurer un module EV2 > 80 MPa <u>et</u> EV2/EV1 < 2 (tolérance EV2/EV1 jusqu'à 3).

⁴ Pour la vérification des critères de filtre, on a utilisé les critères granulométrique de Sherard [8] (1984) et de Kenney & Lau (1985) [9]



Figure 13 : Courbes granulométriques moyennes des matériaux en place et des matériaux de substitution (à gauche) et vérification du critère granulométrique de Kenney et Lau [9]

7.2 La paroi moulée du barrage et de la prise

Afin d'allonger les lignes de fuite et de limiter les écoulements sous l'ouvrage une paroi souple au coulis a été réalisée après réception du fond de fouille du barrage. La profondeur de fiche de cette paroi (définie au marché) a été justifiée par une modélisation 2D (sous Plaxflow) réalisée par EGIS dans le cadre des études d'exécution (cf. [6]). Les modélisations ont montré que, pour une paroi descendue à +690 mNGF (soit 5 m sous le radier de fondation du barrage), les débits de fuites étaient de l'ordre du m³/h (en situation courante).



Figure 14 : Modélisation numérique 2D (Paxflow) des écoulements sous le barrage en situation courante en considérant la nappe connectée avec la Romanche (à gauche) et graphique des sous-pressions sous l'ouvrage pour cette situation, d'après [6].

Avec cette modélisation, la perte de charge générée par la paroi est d'environ 0.6 m. Par ailleurs, il est intéressant de constater que les sous-pressions calculées diffèrent des valeurs préconisées par [7]. Ceci est en grande partie expliqué par la présence de silts en pied amont de l'ouvrage qui seront mis en place afin de d'allonger encore les lignes de fuites.

Cette paroi a été exécutée avec une pelle retro sous coulis de bentonite/ciment (C/E= 0.15) à partir du fond de fouille du barrage compte tenu de sa faible profondeur. Afin d'anticiper la présence de blocs dans l'emprise de la paroi, une série de sondages destructifs a été réalisée tous les 0.5 m sur tout le linéaire de la paroi. En cas de présence de blocs, ces derniers étaient minés.

La jonction entre la paroi et le radier du barrage est assurée par une poutre de couronnement ferraillée dont l'étanchéité est assurée par injection.

8. CONCLUSION

Les traitements adoptés pour la fondation du barrage de Livet sont un bel exemple d'adaptations géotechniques au contexte géologique d'un projet de barrage en béton sur un « sol ». Ils rappellent ainsi l'importance de l'établissement d'un modèle géologique le plus fiable et le plus précis possible afin d'anticiper au maximum les aléas géotechniques.

L'horizon silteux d'origine lacustre, qui, d'un point de vue mécanique était une grosse contrainte, a permis de réduire significativement les travaux d'étanchéité du chenal de dérivation provisoire (utilisation de l'horizon silteux comme « plancher pseudo-étanche » et d'optimiser les écoulements hydrauliques sous le barrage (allongement des lignes avec la mise en place d'un « tapis » de silts en amont de l'ouvrage).

Par ailleurs, les matériaux choisis pour la substitution du sillon de silt repéré sous le niveau de fondation du barrage devaient se rapprocher le plus possible des matériaux en place (tant d'un point de vue mécanique, que granulométrique).

Enfin, en ce qui concerne les écoulements sous le barrage et le rôle de la paroi, les valeurs estimées par les modélisations seront vérifiées lors de la mise en eau, prévue en 2018.

9. REMERCIEMENTS

En premier lieu, nous tenons à remercier toute l'équipe EDF-CIH de l'aménagement de Romanche/Gavet de Paul GAUDRON (aujourd'hui en retraite) et tout particulièrement Patrick DIVOUX (chef de lot « génie civil ») et Benoit GAUNAND contrôleur de travaux de la section « Ouvrage de prise ».

Par ailleurs, nous tenons aussi à remercier les acteurs du groupement titulaire du marché de construction des ouvrages de prise (Campenon Bernard régions et Vinci construction terrassements) et tout particulièrement Florian REDON pour son engagement et son dynamisme dans ce projet. Enfin, notre gratitude va également à Patrick GARCIN (du bureau d'étude Egis géotechnique) responsable des aspects géotechniques des études d'exécution sur les ouvrages de prise.

10. RÉFÉRENCES

- [1] Miraillet P. (2010). Chute de Gavet DCE- Barrage mobile et prise d'eau de Livet Synthèse géologique et géotechnique. Note technique EDF-CEIDRE-TEGG. Réf. EDTGG100554.
- [2] Miraillet P. (2010). Chute de Gavet Barrage mobile et prise d'eau de Livet Estimation des dispositifs de pompage et de suivi de la nappe nécessaire lors des travaux d'excavation. Note technique EDF-CEIDRE-TEGG. Réf. EDTGG100549.
- [3] Gerardin C. (2012). *Chute de Gavet Phase exécution Ouvrage amont Note de calcul paroi*. Note de calcul Egis géotechnique réf. IH GAVE CBR2 X 030-17202.
- [4] Vayr N. (2012). *Chute de Gavet Phase exécution Ouvrage amont Définition du système de pompage*. Note de calcul Egis géotechnique réf. IH GAVE CBR2 X 030-16516.
- [5] Meyran J.-B. (2013). Aménagement de Romanche-Gavet Barrage et prise d'eau de Livet Levés géologique de fond de fouille et critères de réception. Note technique EDF-CEIDRE-TEGG. Réf. EDTGG130143.
- [6] Debiesse. (2013). Chute de Gavet Phase exécution Ouvrage amont Note de calcul écoulements sous barrage. Note de calcul Egis géotechnique réf. IH GAVE CBR2 X 030-17206.
- [7] CFBR (2012). Recommandations pour la justification de la stabilité des barrages poids. Recommandations du CFBR.
- [8] Sherard & al (1984). Basic properties of sand an gravel filters. Journal of geotechnical Engineering, ASCE, Vol.110, pp 684-700.
- [9] Kenney & Lau. (1985). Internal stability of granular filters. Canadian Geotechnical Journal, vol 22, pp 215-225.

ANNEXE



CONSTRUCTION DU BARRAGE DE RIZZANESE : ASPECTS GEOLOGIQUES

Construction of the Rizzanese's dam : geological fields

Mélanie, J., Carillo EDF TEGG, 905 avenue du Camp de Menthe, 13097 Aix en Provence melanie.carillo@edf.fr

Alexandre, Lochu EDF CIH Service Génie Civil Structures, Savoie Technolac, 73373 Le Bourget du Lac Cedex alexandre.lochu@edf.fr

MOTS CLÉS

Corse du Sud, Barrage poids, BCR, Terrassement, Fond de fouille, Granite, Altération, Fracturation, Hydrogéologie, Hydrothermalisme, Artésianisme, Piézométrie.

RÉSUMÉ

La construction du barrage sur le fleuve Rizzanèse en Corse du Sud s'est déroulée entre 2010 et 2012. Elle a constitué un chantier majeur en France métropolitaine en termes d'ouvrage hydraulique. D'une hauteur de 40 mètres pour un productible annuel de 80 GWh, il constitue le barrage le plus puissant de Corse. Le barrage, réalisé en Béton Compacté au Rouleau (BCR), repose exclusivement sur un granite leucocrate à biotites. L'ensemble des fouilles du barrage a été fractionné en mailles dont la géométrie varie en fonction de l'orientation des talus et du design de la fouille. Chaque maille a été levée topographiquement et photographiée puis cartographiée géologiquement. L'objectif de ces levés géologiques est de valider que la maille est bien conforme aux critères d'acceptation du fond de fouille et de repérer d'éventuelles structures géologiques nécessitant des travaux complémentaires. Les critères d'acceptation se basent sur l'altération du granite et sa fracturation. Le rocher de fondation du barrage du Rizzanèse doit posséder a minima un critère d'altération GOf (granite légèrement friable au couteau) ainsi qu'un degré de fracturation « Peu Compact » à « Fracturé » (soit un espacement entre les fractures de 6 à 25 cm). Un dispositif piézométrique important a été mis en place depuis la galerie de drainage du barrage afin de contrôler l'absence de sous pressions.

ABSTRACT

The construction of the Rizzanese's dam in Corsica (France) took place between 2010 and 2012. It was one of the most important hydroelectric building sites in France since many years. With a 40 meters height and a yearly output of 80 GWh, this dam is build with Roller Compacted Concrete and feeds the most powerful hydroelectric scheme in the island of Corsica. The foundations of the dam are only composed of leucogranite with biotites. The rock dam foundation was divided into small pieces called areas. The geometry of these areas depends on the design of the rock dam foundation but also on the aspect of the slopes. Every area was topographically mapped and has been photographed and geologically mapped. The purpose of this mapping is to make sure that the rock is in accordance with the technical criterions of the rock dam foundation. These criterions are based on the weathering of the granite and on the fracturing of the rock. The rock dam foundation of Rizzanese must be minimum what is called GOf (for friable). It corresponds to a drilling core, which could be broken with à knife and which looks like crumbly. The rock also has to be jointed from 6 to 25 centimeters. Some piezometers have been drilled from the drainway water gallery to control the upstream – downstream piezometric profiles.

1. INTRODUCTION

Pour répondre à ses besoins croissants en électricité, la Corse dispose de centrales thermiques, de barrages hydroélectriques ainsi que du câble reliant la Corse à la Sardaigne. Le thermique assure 50 % de la production d'électricité en Corse alors que l'hydraulique et le câble sarde fournissent chacun approximativement 25 % de l'énergie insulaire (200 MW). Afin de réduire le pourcentage d'électricité produit par les centrales thermiques, émettrices d'importantes quantités de CO_2 , et pour répondre à l'accroissement constant de la consommation d'électricité en Corse, EDF a entrepris la construction d'un

ouvrage hydroélectrique sur le fleuve Rizzanèse, à proximité des communes de Sainte Lucie de Tallano et Sorbollano, en Corse du Sud. Ce barrage, mis en service en 2012, assure l'alimentation d'une centrale électrique de 55 MW qui produit environ 80 GWh par an (aménagement le plus puissant de Corse), et permet ainsi d'augmenter de 40 % la part de la puissance installée du parc hydroélectrique corse [1]. La mise en service du barrage permet de diminuer la consommation de fioul d'environ 20 000 tonnes par an et ainsi de réduire le rejet de plus de 60 000 tonnes de CO_2 par an [1].

2. PRESENTATION DE L'AMENAGEMENT

Le barrage de classe A est implanté à la confluence des deux rivières formant le fleuve Rizzanèse : le Codi et le Saint Antoine, qui prend sa source dans le massif des aiguilles de Bavella. La retenue, d'une capacité utile de 1 hm³, collecte un bassin versant d'une superficie de 114,4 km². Elle alimente les 2 groupes Pelton de la centrale électrique située 418 mètres en contrebas. L'ensemble du projet, et notamment les évacuateurs de crues du barrage, ont été dimensionnés en prenant en compte la valeur de la crue millénale soit 1090 m³/s [2].

2.1 Historique

Un premier passage devant le Comité Technique Permanent des Barrages (CTPB) eut lieu en 1991. Le projet prévoyait, à l'époque, la construction d'un barrage en BCR d'une cinquantaine de mètres de hauteur. Durant les années qui ont suivi, certaines modifications ont été apportées sur le profil du barrage : élargissement de sa base et diminution de sa hauteur sur fondation pour passer à 40 mètres environ. A la suite de ces modifications, les reconnaissances géologiques, déjà entreprises dans les années 1980, ont été complétées [tab. 1]. Le projet se concrétisa finalement une dizaine d'années plus tard, en conservant les études et le design définis auparavant [3].

Types de reconnaissance	Secteur	Nature	Quantités
Géologie de surface	barrage	cartographie géologique	carte à l'échelle du 1:500
Géophysique	barrage	sismique réfraction	11 profils linéaire total = 1500 m
Sondages	barrage	carottés	19 linéaire total = 937.90 m
	barrage	destructifs	8, linéaire total = 267 m
Essais in situ	barrage	essais d'eau Lugeon	217
Tranchées	barrage	pelle et explosif	2
Essais en laboratoire	barrage et carrière	essais géomécaniques	identification, W, γ d, n Rc, Rtb, module Young Abrasivité, broyabilité, énergie spécifique, essai au bleu, vitesse sonique, μ Deval, gel - dégel - alcali réaction
		examens pétrographiques	lames minces, rayons X essais d'altérabilité

 Tableau 1: Récapitulatif des reconnaissances réalisées sur le site du barrage avant les années 2000 [3]

2.2 Les ouvrages

2.2.1 Les ouvrages amont

Le barrage, de type poids, d'une hauteur de 40 mètres sur fondation (de la cote 506 à la cote 546 NGF approximativement) et d'une longueur en crête de 140 mètres, est réalisé en Béton Compacté au Rouleau (BCR). Le profil du barrage et la formulation du BCR sont adaptés à la qualité de la fondation et des granulats disponibles. Ainsi un profil « symétrique » de type remblai dur a été retenu, associé à un BCR

« pauvre » dosé à 80 kg/m³ de ciment CEM III B (ciment de laitier à faible chaleur d'hydratation), sans addition de cendres volantes. Le BCR a été coffré par des éléments préfabriqués en béton laissés en place. L'évacuateur de crues et son coursier sont réalisés en Béton Conventionnel Vibré [fig. 1].



Figure 1 : Vue en coupe schématique du barrage

La fonction étanchéité du barrage est assurée par un Dispositif d'Etanchéité par Géomembrane amont, protégé par un remblai sur le parement incliné, et par des éléments préfabriqués en béton ancrés dans le BCR sur le parement vertical.

Après la construction du barrage, la galerie de dérivation provisoire a été équipée d'un blindage et de vannes aval afin de se transformer en Vanne de Transit Sédimentaire (VTS). Cette modification a permis de réduire l'impact environnemental de l'ouvrage, qui peut, en raison du faible volume de la retenue, être « effacé » durant certaines phases de crues pour permettre le transport des sédiments à l'aval du barrage.

2.2.2 Les ouvrages souterrains

La galerie d'amenée est légèrement en charge. Elle fut forée dans le massif granitique et dioritique à l'aide d'un tunnelier Herrenknecht de diamètre 3,5 mètres. D'une longueur de 5360 mètres, la galerie d'amenée achemine l'eau du barrage jusqu'à la galerie blindée. Revêtue de béton projeté ou bien de cintres sur environ 10 % de sa longueur, la galerie d'amenée se divise en deux parties au niveau du point triple. Un des deux tronçons rejoint la galerie blindée au niveau de la cheminée d'équilibre, l'autre conduit à une galerie d'accès fermée par une porte étanche qui permet l'accès à la galerie vidangée.

La galerie blindée fait la liaison entre la galerie d'amenée (par l'intermédiaire du rameau de la cheminée d'équilibre) et la conduite forcée. Elle a été blindée (diamètre de 2,1 mètres) avec blocage au rocher sur une longueur de 440 mètres.

D'une hauteur de 89 mètres et d'un diamètre variable entre 5 et 7 mètres, la cheminée d'équilibre se situe à la jonction entre la galerie d'amenée et la galerie blindée et permet une montée des eaux brutale dans son conduit.

2.2.3 Les ouvrages aval

D'un diamètre de 1,75 mètre et d'une longueur de 1245 mètres, la conduite forcée est partiellement enterrée sur 562 mètres afin de préserver le paysage et les monuments environnants. La chapelle Saint Jean-Baptiste de Poggio, édifice roman du XII^{ème} siècle, se trouve effectivement a proximité du tracé de la conduite. Une dizaine de massifs en béton sont construits aux ruptures de pente et lors des changements de direction.

La centrale électrique accueille 2 turbines Pelton à axe vertical d'une puissance de 27,5 MW chacune.

3. CADRE GEOLOGIQUE

La Corse se compose de deux parties géologiquement distinctes : la Corse alpine qui occupe le tiers Nord-est du territoire et constitue le prolongement des Alpes occidentales et la Corse hercynienne où se trouve le barrage du Rizzanèse. Le barrage repose sur un substratum rocheux composé de granite à micas noirs appelé granite corse classique [fig. 2]. Ce faciès, peu présent dans la région, est un rocher très clair, riche en feldspaths et en quartz. Des filons acides souvent composés de microgranite, peu sensibles à l'altération météorique, sont également présents dans la région [4].

D'un point de vue tectonique, la Corse possède un style général de type cassant. Une direction majeure de fracturation SW-NE se dégage dans le granite. Une direction secondaire est orientée NW-SE. Cette tectonique cassante a rejoué à différentes époques depuis l'Hercynien et sans doute assez récemment. La translation-rotation du bloc corso-sarde depuis le Miocène a réactivé de nombreuses failles et en a créé d'autres. Ceci explique que la Corse soit, comparativement aux autres massifs anciens (comme le Massif Central) plus intensément faillée, avec des accidents ayant une activité beaucoup plus récente [4].

Au niveau altération du rocher, les carottes réalisées ont montré, après quelques années, l'apparition de filonnets roses composés de laumontite qui avaient tendance à fissurer la roche. Il s'agit d'une zéolite qui montre une aptitude à l'hydratation et donc au gonflement.



Figure 2 : Cadre géologique prévisionnel du barrage du Rizzanèse en phase APD [3]

4. TERRASSEMENT

4.1 Procédure de réception du fond de fouille

Les réceptions du fond de fouille se sont déroulées à l'avancement, en présence de la Maîtrise d'Ouvrage, de la Maîtrise d'Œuvre (chef d'aménagement, chef de section barrage, géologues ayant réalisé les levers géologiques), de l'entreprise réalisant les travaux ainsi que du service de contrôle de l'Etat, à savoir la DREAL de Corse du Sud, ponctuellement assistée du Bureau d'Etude Technique et de Contrôle des Grands
Barrages (BETCGB). Préalablement aux réceptions, un dossier était remis aux participants contenant les documents suivants pour les zones concernées [4] :

- les relevés topographiques ;
- les relevés photographiques ;
- les relevés géologiques ;
- les fiches de suivi des opérations de pré-réception.

L'acte de réception d'une partie de la fondation, formalisé par un PV visé par la Maîtrise d'Ouvrage, sur proposition du Maître d'Œuvre et de son géologue, constituait la levée du point d'arrêt autorisant la mise en œuvre de matériaux sur la fondation. Il est approuvé par le service du contrôle de l'Etat, qui « réceptionne les fouilles des ouvrages avant la mise en œuvre des premiers matériaux », se faisant « expliquer les précautions qui ont été prises par le concessionnaire pour garantir la conformité des travaux réalisés avec le projet autorisé » [5].

Le processus qui précède la réception mobilise un certain nombre d'acteurs. La première étape concerne l'entreprise. Elle doit prédécouper, abattre, mariner puis nettoyer une zone de la fouille. Cette dernière étape est relativement longue et fastidieuse car le nettoyage est fait manuellement à l'aide de souffleuses à air ou à eau, qui ont tendance à déliter le rocher de moins bonne qualité. Une fois ce pallier franchi, un relevé topographique précis de la zone est établi par l'entreprise, le topographe délimite également les côtes NGF de la surface proposée à la réception. Une fois le levé géologique réalisé, une préréception est mise en place : le géologue, le chef de section barrage, le chef de lot de la Maîtrise d'œuvre et l'entreprise sont présents afin de déterminer si un nettoyage complémentaire avant la réception est nécessaire ou bien si des travaux doivent être entrepris pour respecter les hypothèses de dimensionnement. Cette étape est déterminante puisque c'est elle qui, se basant sur le relevé géologique et l'observation de la zone, va valider la conformité de la fondation aux critères souhaités. Le relevé photographique vient finaliser le processus [4].

L'ensemble des fouilles de l'ouvrage a été « découpé » en 68 mailles de pré-réception (géologiques, topographiques et photographiques) [4]. La réception regroupe plusieurs mailles et consigne les avis du Maître d'œuvrage, du Maître d'œuvre, du géologue et du représentant de la DREAL. Les 12 réceptions ont eu lieu entre janvier 2010 et avril 2011 [4].

Au commencement du chantier, la réception des fonds de fouille devait se dérouler tous les 15 jours. Cette préconisation se basait sur la capacité du granite altéré à se détériorer rapidement une fois dérocté et soumis aux intempéries. Une fois les premières mailles réceptionnées, l'altération du granite s'avérant moins importante que prévue, les réceptions ont été espacées tous les mois environ [4].

4.2 Critères de réception du fond de fouille

Le rapport géologique et géotechnique présenté au CTPB [3] définissait les critères géologiques d'acceptation du fond de fouilles se basant sur deux caractéristiques : le degré d'altération du rocher de fondation ainsi que l'intensité de sa fracturation [4].

4.2.1 Critère d'altération

L'altération du granite avait été divisée en 7 classes principales basées sur des observations de carottes [tab. 2]. Les 2 premières catégories, G3 et G2, représentent les classes d'altération minimale du granite. Elles sont caractérisées par une roche saine ou légèrement altérée sur fissures, le granite possède une couleur gris bleuté à légèrement brune sur les joints. Dans les deux cas, la carotte est lisse.

Le granite G1 se différencie du granite G2 par un début d'altération dans la masse : les biotites commencent à prendre une teinte brunâtre et les feldspaths deviennent plus opaques [4].

Le G0 marque le commencement d'une forte altération dans la masse. Il est subdivisé en 3 sousclasses d'altération : le G0r correspond à une carotte rugueuse en surface, le G0f se caractérise par une carotte friable au couteau, une carotte de G0s tout en conservant sa structure granitique, peut être effritée à la main. Le terme ultime de l'altération étant le gore ou arène granitique [4].

Classif	fication EDF		Classification AFTES							
G3	Granite entièrement sa	ain, caro	tte lisse, couleur gris – bleue.	AM1a Rocher sain						
G2	Granite sain dans la carotte lisse, couleur p	masse, olus grise	altéré uniquement sur fissures, e, rouille sur joints.	AM1b	Rocher faiblement altéré					
G1	Granite avec début feldspaths essentiellen	d'altéra nent), ca	tion dans la masse (micas & rotte lisse, couleur claire.	AM2	Rocher légèrement altéré					
		G0r	Carottes rugueuses en surface.	AM3	Rocher modérément altéré					
G0	Forte altération dans la masse.	G0f	Carottes légèrement friables au AM4 couteau.		Rocher très altéré					
		G0s	Débris sableux par effritement à la main des carottes.	AM5	Rocher complètement altéré					
Gore	Terrain pouvant être structure originelle (ar	attaqué ène grar	à la pioche mais conservant sa itique).	AM6	Rocher complètement décomposé					

Tableau 2 : Classes d'altération du granite selon différentes classifications [4]

Le barrage peut être fondé sur un granite présentant une altération type G0f. En effet, la résistance à la compression du granite G0f est de l'ordre de 7 MPa (avec des valeurs comprises entre 3 et 13 MPa) alors que le barrage sollicitera la fondation avec une charge maximale de 1 MPa. Le granite de type G0f possède donc un comportement mécanique suffisant pour supporter le barrage sans induire une trop grande différence de résistance entre le barrage en BCR et sa fondation [4]. Le granite G0f possède en moyenne les caractéristiques mécaniques suivantes [4] :

- Porosité moyenne de l'ordre de 8 %,
- Vitesse sonique moyenne de l'ordre de 1500 m/s,
- Résistance moyenne à la compression simple de 7 MPa.

4.2.2 Critère de fracturation

La fracturation du rocher constitue le second critère d'acceptabilité du fond de fouilles. Les classes vérifiant le critère de fracturation sont « Peu Compact » à « Fracturé » [tab. 3]. L'espacement entre les fractures affectant le rocher de fondation ne doit donc pas être inférieur à 6 cm. Ce critère doit nécessairement être couplé avec la nature de la fracture (fracture hydrothermale, minéralisée, avec remplissage argileux, etc...) [4].

	Classification EDF		Classificatio (Bieniay	on RMR vski)	Classification AFTES				
Intervalles (en			Intervalles		Intervalles				
cm) entre	Termes	Notation EDE	entre	Notation	entre	Notation			
éléments de	Termes	Notation EDI	discontinuités	RMR	discontinuités	AFTES			
carottes			en cm		en cm				
> 100	Maggif	М	> 200	20	> 200	ES1			
>100	IVIASSII	111	60 à 200	15	60 à 200	ESO			
50 à 100	Très Compact	TC	00 a 200	15	00 a 200	E92			
25 à 50	Compact	С	20 à 60	10	20 à 60	ES3			
12 à 25	Peu Compact	PC	6 à 20	0	6 à 20	ES4			
6 à 12	Fracturé	F	0 a 20	0	0 a 20	E34			
3 à 6	Très Fracturé	TF	- 6	5	. 6	ES5			
< 3	Graveleux	Gr	< 0	5	< 0	Е33			

 Tableau 3 : Classes de fracturation du rocher selon différentes classification [4]

Les critères de réception étaient donc un granite de fondation du barrage du Rizzanèse possédant, à minima, un critère d'altération GOf (granite légèrement friable au couteau) ainsi qu'un degré de fracturation « Peu Compact » à « Fracturé » (soit un espacement entre les fractures de 6 à 25 cm) [4].

4.3 Géologie rencontrée

4.3.1 Levés géologiques

Les levés géologiques sont des documents de terrain ayant pour objectif d'une part de renseigner sur les caractéristiques géologiques générales de la maille et d'autre part de cartographier de manière précise la zone

à réceptionner. Concrètement, ils représentent les discontinuités majeures et les caractérisent, localisent d'éventuelles structures particulières et quantifient l'altération du rocher. Les relevés doivent également transcrire toute information géologique susceptible d'avoir un impact sur la poursuite du chantier ou sur la vie future de l'ouvrage (venues d'eau, remplissage particulier de diaclases, etc.). Ces documents contiennent également un avis technique qui spécifie la conformité du terrain avec les critères géologiques définis précédemment (critère altération et critère fracturation) [4].

Lors des premiers relevés géologiques, un maillage prédéfini de 10 mètres par 10 mètres avait été adopté afin de simplifier la cartographie de l'emprise du barrage. Cependant, lors de l'élargissement de la fouille en rive gauche, la complexification de la morphologie du fond de fouilles a conduit à abandonner ce système au profit d'un carroyage basé sur la topographie du terrain. Ce nouveau maillage, défini au fur et à mesure de l'avancement des travaux de terrassement, a permis de délimiter des « facettes » homogènes tant au niveau de leur pente que de leur orientation, et donc de limiter les effets de distorsions liés à la topographie du terrain lors de leur représentation graphique (un plan « physique » correspondant à un plan « papier ») [fig. 3] [4].



Les nouvelles mailles ainsi créées sont nommées selon la codification suivante :

- RD pour la rive droite, RG pour la rive gauche, FdF pour le fond de vallée, _
- Deux derniers chiffres de la cote NGF de la borne supérieure, deux derniers chiffres de la cote NGF de la borne inférieure (exemple : 46-39 pour les mailles situées entre les cotes 546 et 539 NGF),
- A, B, C, D, E, pour identifier la position des mailles par rapport à l'axe du barrage, de l'amont (A), vers l'aval (E).

Par exemple, la maille RD 22-19 A est située en rive droite, entre les cotes 522 et 519 NGF et à l'amont. L'ensemble de la rive droite ainsi que la rive gauche sous la cote 529 NGF a été géologiquement relevé selon ce maillage [fig. 4] [4].



Figure 4 : Plan des mailles [4]

Le levé géologique se compose de deux parties. La première partie contient des informations inhérentes à la maille réceptionnée (principales caractéristiques géologiques et géotechniques, informations sur les venues d'eau, sur les terrassements ainsi que sur les éventuelles purges réalisées). Elle fournit également un avis géologique et préconise éventuellement des travaux complémentaires. La deuxième partie comporte le levé géologique à l'échelle du 1/100^{ème} illustrant la nature du rocher, son altération, sa fracturation ainsi que d'éventuelles structures particulières.

Comme spécifié précédemment, les relevés géologiques sont réalisés selon le plan principal de la maille. Celui-ci est très variable d'une zone à l'autre. En effet, certains talus présentent des pentes quasi verticales alors que certaines parties du fond de fouilles sont constituées par des risbermes horizontales. Un document final, projetant l'ensemble des levés géologiques sur un plan horizontal, permet de visualiser l'ensemble des fondations du barrage. Cette carte géologique du fond de fouilles du barrage, réalisée à l'échelle du 1/100^{ème}, illustre l'ensemble de la fracturation et de l'altération [fig. 5] [4].

Un second document, réalisé à l'échelle 1/500^{ème}, représente uniquement les discontinuités principales ainsi que les zones caractérisées par la présence de granite affecté par une altération type G0f ou G0r. Cette carte représente de manière synthétique la fracturation principale affectant les fouilles du barrage ainsi que la qualité générale du rocher [4].

4.3.2 Observations géologiques

L'ensemble du barrage est fondé sur un granite à biotites. Ce faciès, d'âge hercynien, possède une minéralogie relativement homogène. Il présente une teinte claire et peut donc être qualifié de roche leucocrate. Variant du gris, lorsqu'il est sain, à une coloration beaucoup plus jaune voire rosée lorsqu'il présente une altération, ce granite isogranulaire est composé en moyenne de 40 % de quartz, 50 % de feldspaths (35 % de feldspaths alcalins et 15 % de feldspaths plagioclases) et 10 % de biotites. Les minéraux ferromagnésiens tels qu'amphiboles et pyroxènes sont présents en traces. Néanmoins, des variations locales dans les pourcentages des différents minéraux peuvent être observées, certains endroits présentant notamment des enrichissements en biotites. Les grains de quartz et ceux de feldspaths mesurent environ

0,5 cm et sont xénomorphes alors que les biotites, automorphes, sont plus petites (environ 1-2 mm). Aucune orientation préférentielle des minéraux n'a été observée. Dans le faciès granitique plus altéré, des « films » ou placages de chlorite peuvent être visibles aux épontes de certaines fractures [4]. D'un point de vue altération, sur les fouilles du barrage, l'altération météorique a été observée surtout en rive gauche :

Entre les cotes 546 et 542,5 NGF, les mailles G1 et F1 sont affectées par une altération localement G0f. Cette zone, d'une surface environ égale à 40 m², se situe à une faible profondeur sous le terrain naturel originel (inférieure au mètre), il est donc normal qu'elle ait été altérée météoriquement [4].

Une seconde zone, s'étendant sur quelques dizaines de m², affectée par l'altération météorique a été observée en rive gauche entre les cotes 524 NGF et 510 NGF. Cette zone correspond à un granite altéré G0f, elle est délimitée par un réseau d'importantes fractures hydrothermalisées orientées globalement N140°E-vertical. Cette surface, après la réception, a été protégée par du béton projeté afin de limiter sa désagrégation mécanique pendant les travaux de terrassement [4].

L'altération hydrothermale a été observée en rive gauche comme en rive droite le long de certaines fractures. Une importante zone filonienne hydrothermale a été observée en rive gauche. Large de 1 mètre et longue d'une dizaine de mètres environ, elle est composée de nombreuses diaclases hydrothermalisées à remplissage argileux et ou minéralisé de direction N140°E et de pendage vertical [4]. Une zone filonienne a été observée en rive droite entre les cotes 518 NGF et 506 NGF. Large d'une dizaine de mètres à la cote 518 NGF et de quelques mètres à la cote 506 NGF, elle correspond, en fait, à la rencontre de deux réseaux filoniens de directions différentes [4] :

- N80°E-80°N;
- N130°E-60°W à 80°W.

Sur le terrain, cette zone filonienne se caractérise par une densité de fracturation plus importante (l'espacement entre les fractures est localement de l'ordre de quelques décimètres) ainsi que par une teinte rose brunâtre à localement verdâtre aux épontes de certaines diaclases. Cette coloration est due à l'altération hydrothermale qui affecte cette zone de manière relativement importante ainsi qu'aux films de chlorite qui peuvent se déposer le long des fractures. Au niveau du fond de vallée, la puissance de la zone filonienne orientée N80°E-80°N diminue rapidement vers l'aval. La direction N130°E-60°W évolue légèrement vers une direction orientée N150°E-60°W [4]. L'étude de la fracturation sur le fond de fouille du barrage est résumée ci-dessous [tab. 4].

	Diaclase hydrothermalisée	Diaclase classique	Diaclase à remplissage de gore
Ensemble du barrage	N160°E-60°W à vertical	N170°E-10°E à vertical N60°E-60°E	Diffuse avec un faible pendage vers la vallée
Rive droite	N160°E-70°W à vertical	Diffuse	Diffuse avec un faible pendage vers la vallée (vers l'est)
Rive gauche	N160°E-60°W à vertical	N170°E-10°E à vertical	Diffuse avec un faible pendage vers la vallée (vers l'ouest)
Fond de vallée	N160°E-60°W	Diffuse	Pas de discontinuité

Tableau 4 : Récapitulatif de l'orientation de la fracturation sur le site du barrage

De manière générale, quelques venues d'eau ont été très rarement et très localement observées sur les fouilles du barrage. Il s'agit de venues d'eau sur fractures [4].



Page 210

4.3.3 Traitement des singularités géologiques et de la qualité du fond de fouille

Les conditions géologiques rencontrées sur le terrain ont nécessité une adaptation des travaux. Le tableau cidessous [tab. 5] présente les traitements adoptés pour chaque situation rencontrée [4].

Nature	Solutions mises en œuvre
Diaclase à remplissage argileux	A curer sur 3 fois l'épaisseur de la fracture puis à remplir
	de coulis
Bloc en sous-profil	Diminution du sous profil à l'aide du Brise Roche
	Hydraulique (BRH)
Zone altérée	Purge de la zone
Diaclase ouverte sur quelques centimètres	Calfatage de la fracture à l'aide d'un coulis de béton
Grande zone G0f	Mise en place de béton projeté afin d'éviter la dégradation
	mécanique de la zone dans le temps avant la mise en
	place des bétons
Poussière et graviers sur la fouille	Soufflage de la maille à l'air et/ou à l'eau
Canne de tir	Rebouchage de la canne de tir avec un coulis de béton
Bloc instable	A purger à l'aide de barre à mine, BRH ou à miner selon
	les dimensions du bloc et les conditions locales
	Eventuellement mise en place de clous
Zone de G0s	Approfondissement de la fouille jusqu'à obtention d'un
	granite G0f
Venue d'eau	Captage selon l'importance du débit

Tableau 5 : Traitements mis en place face aux structures géologiques rencontrées

5. HYDROGEOLOGIE

5.1 Artésianisme

Un artésianisme de 5 bars a été découvert dans le piézomètre 84.11 situé en fond de vallée à proximité du barrage. Afin de confirmer cet artésianisme, 2 sondages carottés équipés en piézomètres ont été réalisés à des profondeurs différentes : le sondage CPP3 de 35 mètres et le CPP4 de 10 mètres environ. Ces sondages ont confirmé la présence d'une nappe artésienne dont la géométrie est difficile à étudier du fait de la nature fracturée de l'aquifère. Il semble que les fractures subhorizontales répertoriées dans le granite soient conductrices d'eau en provenance des versants. Cet artésianisme, supérieur au niveau des PHE, a été pris en compte dans les calculs de stabilité du barrage. La stabilité a en effet été vérifiée avec un diagramme bilinéaire de sous-pression de barrage drainé, établi non pas à partir du niveau hydrostatique de la retenue, mais du niveau de l'aquifère artésien. En plus du voile de drainage réalisé au droit de la galerie, de profonds drains de décharge inclinés ont par ailleurs été forés depuis l'aval du barrage, dans le but spécifique de casser l'artésianisme de cette nappe.

5.2 Dispositif piézométrique

Un important dispositif piézométrique a été mis en place à différents endroits du barrage afin de contrôler la piézométrie générale du site et de consolider, à terme, le modèle hydrogéologique du site.

Des profils piézométriques amont – aval sont notamment mis en place dans la galerie de drainage afin de mesurer les niveaux de sous-pression.

6. CONCLUSIONS

Sur l'ensemble des fouilles du barrage, les critères de réception géologique (fracturation et altération) ont été entièrement respectés. Le plan synthétique qui illustre la fracturation générale ainsi que l'altération montre qu'un faible pourcentage de la surface étudiée est affecté par une altération G0f ou G0r : le rocher de fondation de l'ouvrage est donc globalement de très bonne qualité (\geq G1, G2, G3), et supérieur au niveau requis. La fracturation possède un espacement moyen d'ordre métrique.

Néanmoins, localement et rarement, quelques zones présentent un espacement entre fractures localement plus resserré (de l'ordre de quelques décimètres). Aucune faille n'a été identifiée sur le fond de fouilles. De rares et faibles venues d'eau ont été relevées.

La méthodologie employée pour cartographier le fond de fouille et pour réaliser les réceptions des mailles a été adaptée à la réalité du chantier et aux contraintes du projet. Partagée avec la Tutelle, elle pourrait aisément être reproduite dans d'autres projets.

L'artésianisme identifié en fond de vallée est contrôlé de manière continue grâce à un dispositif piézométrique télé-ausculté et l'absence de contournement de la retenue est vérifiée par le profil piézométrique situé en rive droite du barrage.

REMERCIEMENTS

Merci à l'ensemble de l'équipe de l'Aménagement du Rizzanèse qui a su mener à bien ce magnifique projet. Un grand merci également aux nombreux géologues qui ont contribué au projet MM. Bertrand ANDRAL, Jean-Paul BLAIS, Thierry LETURCQ, Jean-Baptiste MEYRAN, Sébastien PHILIPPE, Martial PREVOT et François VAYSSE.

RÉFÉRENCES ET CITATIONS

- [1] EDF SEI (2013). Aménagement hydroélectrique du Rizzanèse Un quatrième grand barrage au service de l'avenir de la Corse. Dossier de presse.
- [2] EDF DPIH (2007). Aménagement hydroélectrique du Rizzanèse Plaquette ouvrage.
- [3] Blais, J.-P. (1997). Aménagement du Rizzanèse Dossier CTPB Rapport géologique et géotechnique. EFTGG/97087A (Rapport interne).
- [4] Blais, J.-P. (2011). *Rapport géologique du fond de fouilles du barrage de Rizzanèse*. EDTGG110070B (Rapport interne).
- [5] STEEGB, (2007). Circulaire n° 6321 du 26 décembre 2007, relative à la sécurité et à la sûreté des barrages hydroélectriques concédés.

TRAITEMENT DE LA FONDATION KARSTIQUE DU BARRAGE DE BALAA

Treatment of the karstic foundation at Balaa dam site

Alain, J, YZIQUEL 6 rue de Lorraine 38130 Echirolles France alain.yziquel@arteliagroup.com

François, A, BROUSSET, 6 rue de Lorraine 38130 Echirolles France françois.brousset@arteliagroup.com

Laurence CHARBEL Al Akhtal Assaghir Street – Janah, BeirutP.O.Box: 14-6203, Beirut 1105 2100, Lebanon laurence.charbel@yahoo.com

MOTS CLÉS

Liban, béton bitumineux, béton poreux, foundation karstique

RÉSUMÉ

L'article se propose de décrire la problématique des reconnaissances et des travaux de confortement mécanique de la fondation karstique du barrage de Balaa au Liban. Le barrage de Balaa est un barrage en enrochement à masque en béton bitumineux. L'étanchéité de la cuvette est assurée également par un revêtement en béton bitumineux. L'article décrit les critères retenus pour la stabilisation des conduits karstiques sous la fondation du barrage et sous le revêtement du réservoir ainsi que les méthodes de construction employées.

ABSTRACT

The paper describes the investigations and foundation works to strengthen the foundation of the Balaa dam in Lebanon. The Balaa dam is a rockfill dam with a bituminous facing. The watertightness of the reservoir is obtained also by placing a bituminous concrete sealing. The paper describes the criteria for stabilizing the karstic sinkholes under the dam foundation and under the reservoir together with the various methods used.

1. INTRODUCTION

Le site du barrage de Balaa est situé au Liban 30 km à l'est de la ville de Byblos, entre les localités de Laqlouq et Ouata Houb, à une altitude d'environ 1500m.

Implanté dans un massif karstique, le site a d'abord été reconnu par forage et reconnaissances électriques lors des études d'avant-projet détaillé en 2004. Malheureusement pour des raisons de planning les reconnaissances électriques n'ont pu être prises en compte lors de l'établissement des études détaillées.

Aussi au début des études d'exécution en 2013 une réinterprétation géologique a été réalisée. Cette réinterprétation a permis de localiser certains éléments de la karstification qui ont été confirmés par forages mais surtout par les excavations.

2. CONTEXTE GEOLOGIQUE

La région de Balaa se situe sur le flanc Est du large anticlinal, d'orientation SW-NE, à l'origine du Mont Liban. Elle se caractérise par le contact entre les calcaires du jurassique moyen (J4) à) l'Ouest et les formations basaltiques du jurassique supérieur (BJ5) à l'Est. La région est caractérisée par un important réseau de failles et fractures résultant d'une activité tectonique majeure. Les calcaires jurassiques sont affectés par d'importants phénomènes de karstification donnant naissance à des gouffres de grande taille qui se développent le long de ces discontinuités.

Il existe beaucoup de documentation sur le développement des karsts au Liban, mais la plupart des études concernent la contribution des karsts au développement des aquifères et il n'existe pas d'information sur la genèse de ces karsts. L'histoire complexe de la tectonique des Monts du Liban rend encore plus difficile la détermination de la séquence ayant conduit au développement des karsts. Il semble cependant logique de supposer que les karsts dans la région de Balaa sont apparus durant les derniers 1,5 à 2 millions d'années lorsque la présente topographie et morphologie s'est développée.



Graphique 1 : Contexte géologique et structural général.



Graphique 2 : Gouffre de Bataara situé 500m à l'ouest du site du barrage dans une vallée parallèle.

3. RECONNAISSANCES DU SITE

Sur le site de Balaa, les informations obtenues lors des premières reconnaissances (2004) et les excavations menées en début de chantier ont suggéré que des gouffres devaient exister en relation avec la fracturation du site.

L'existence de certains gouffres était connue par les habitants mais ils étaient difficilement visibles en raison de la présence de delluvions basaltiques. Seule l'excavation a permis d'en établir la cartographie détaillée.

La carte géologique ci-jointe établie après l'excavation en donne la raison.

Le calcaire jurassique du jurassique moyen a été recouvert par une couche de basalte présentant divers degrés d'altération. Les produits de colluvionnements du basalte et les alluvions de la rivière ont alors comblé les gouffres et masquant le relief karstique.



Graphique 3 : Carte géologique mise à jour après excavation.

Ceci est illustré par les 2 coupes suivantes :



Graphique 4 : Coupe géologique amont-aval (3)



4. CLASSIFICATION DES GOUFFRES ET CONDUITS

L'inventaire et l'étude géologique détaillée réalisée après excavation ont permis de classer les cavités de surface en trois groupes :

- Gouffre de grande taille au stade avancé de développement (500m³ to 5000 m³)



- Gouffre de taille moyenne en début de développement (25 to 200 m³)



- Cavités de petite taille (fractures ouvertes, puits absorbants, ...)



5. CHOIX DU TYPE DE BARRAGE

Compte tenu du type de fondation seule une étanchéité totale est envisageable. Le réservoir est donc totalement recouvert par un revêtement en béton bitumineux.

Le barrage est un barrage en enrochement à masque amont en béton bitumineux susceptible d'accepter des tassements limités qui pourraient survenir si un gouffre de taille moyenne n'aurait pas été détecté



Graphique 6: Représentation aval en perspective du barrage



Graphique 7 : Coupe sur barrage et évacuateur



Graphique 8: Localisation des venues d'eau

Il est à noter que le barrage est aligné sur l'affleurement calcaire traversant le site. Les venues d'eau qui auront lieu sous l'étanchéité en béton bitumineux ont été mesurées à une dizaine de litres/seconde.

Comme on peut le voir sur le graphe 9, les gouffres sont alignés au pied de cet affleurement le long d'une faille rejoignant le gouffre de Bataara et dans l'axe de la rivière c'est-à-dire selon les 2 failles principales.



Graphique 9: Localisation des gouffres

6. EXEMPLES DE TRAITEMENT

Les calcaires dolomitiques du jurassique moyen (J4) siège de la karstification se présentent sous forme de dalles compactes Bien que traversées par des fissures l'alignement horizontal de ces dalles est parfait.



Graphique 10: Relief tabulaire du jurassique moyen

Les modes de traitement types décrits ci-dessous sont adaptés au cas par cas au regard des excavations. Dans le réservoir, le traitement a pour but d'éviter les tassements différentiels susceptibles d'endommager l'étanchéité mince.

Les cavités de petite taille (diamètre<2m) font l'objet d'une excavation d'un rayon d'environ 1m et une profondeur de 2m pour obtenir une forme conique. Après la purge des matériaux meubles et la mise à nue du rocher, la cavité est remplie avec du béton poreux si l'on se situe dans le réservoir sous le lining ou par du béton de masse C20 sous le barrage.

Les gouffres de taille moyenne (2m<diamètre<7m) sont excavés jusqu'à atteindre la zone de rétrécissement maximal en fonds de cavité. Si la profondeur n'est pas atteignable avec une excavatrice à godet standard, des moyens légers sont utilisés pour poursuivre l'excavation. Après la purge des matériaux meubles et la mise à nue du rocher, le traitement est identique à celui des petites cavités.

L'excavation des gouffres de grande taille est similaire à celle effectuée pour ceux de taille moyenne. Les parois sont alors talutées pour permettre le compactage de petits enrochements 3A (dimension maximum 400mm) dans le réservoir ou de béton de masse C20 sous le barrage.

En plus du comblement des gouffres petits et moyens par du béton poreux, les fissures séparant les dalles sont nettoyées au jet d'air et eau sous fortes pressions afin d'enlever les matériaux meubles de comblement. Les fissures sont alors remplies par gravite par un béton de classe C20. Ensuite le fond du réservoir est nivelé par un petit enrochement puis une transition est mise en place avant le placement du béton bitumineux.

7. CONCLUSIONS

Les forages ne suffisent pas à localiser les gouffres. La mémoire historique est importante et il convient d'écouter attentivement la population locale. La géophysique électrique a permis de suspecter l'existence de gouffres dans le calcaire jurassique mais n'a pas permis de les localiser. L'exposition totale est absolument nécessaire et chaque gouffre doit être reconnu afin de pouvoir déterminer un traitement adapté.

Autant on peut résoudre de manière raisonnable la problématique mécanique, autant il semble impossible de résoudre les problèmes d'étanchéité sans une étude détaillée de chaque gouffre.

REMERCIEMENTS

Nous tenons à remercier le Ministère de l'Eau et de l'Energie de la république du Liban en la personne du Docteur Faddy Comair ainsi que Georges Petrides pour la pertinence de son analyse des différents conduits karstiques rencontrés.

REHABILITATION DE LA FONDATION DE L'OUVRAGE EN REMBLAI DE FERMETURE DU BARRAGE DE CHARMINES *Foundation rehabilitation of CHARMINES earthfill closure dam*

François Delorme, Pierre Geitner, Philippe Kolmayer, Paul Valley EDF CIH Savoie Technolac, 73373 Le Bourget du Lac Cedex francois.delorme@edf.fr, pierre.geitner@edf.fr, philippe.kolmayer@edf.fr, paul.valley@edf.fr

MOTS CLÉS

Barrage en remblai, moraines, écran étanche, jet grouting, réhabilitation.

RÉSUMÉ

Réhabilitation de la fondation de l'ouvrage en remblai de fermeture du barrage de Charmines

Le barrage de Charmines est un ouvrage mixte mis en service en 1950, de 17 m de hauteur au-dessus du terrain naturel, comprenant un ouvrage poids en béton fondé sur un rocher calcaire karstique et, sur l'appui rive gauche, un ouvrage en remblai avec un écran interne en béton armé supposé s'appuyer via une semelle en béton sur un parafouille en béton au travers de la moraine dont la continuité jusqu'au toit du rocher calcaire n'est pas complètement assurée. En 2007, lors d'une campagne de reconnaissances destinées à préciser les caractéristiques des matériaux composant la digue dont la conception et l'état étaient mal connus, des désordres sont apparus dans l'ouvrage en remblai nécessitant la mise en place d'une contrainte de baisse de cote sur le réservoir. Les reconnaissances effectuées dans la fondation ont permis de montrer qu'il était nécessaire de renforcer cette structure en réalisant un écran étanche derrière le voile en béton armé dans le remblai et descendant dans la moraine pour rejoindre le rocher calcaire. Un renforcement du drainage de la fondation et de la nappe de versant était aussi nécessaire ainsi qu'un engraissement du profil des remblais en amont et en aval. L'écran étanche est réalisé en Jet Grouting. L'article présente le déroulement des travaux réalisé en 2014 permettant d'améliorer la sécurité de l'ouvrage et de retrouver des conditions normales d'exploitation.

ABSTRACT

Charmines dam is a composite structure commisionned in 1950, 17 m high above foundation, with a concrete gravity dam section founded on karstic limestone rocks and, on left bank, an eartfill closure dam with internal reinforced concrete wall supposed to be connected via a reinforced concrete plinth on a concrete cutoff through till materials with uncertain continuity down to the limestone bedrock. In 2007, during a site investigation campain in order to identify the dam earthfill materials properties and to better precise the not well known dam design and the present state of the structure, damages occur in the fill dam section which conduct to decrease the normal reservoir operation level. The investigations performed within the dam foundation showed that it was necessary to add a watertight diaphragm wall downstream the existing reinforced concrete wall within the dam fill section and going below through the till foundation up to the limestone bedrock. Drainage reinforcement works within the dam foundation and for a better control of the watertable from the abutment were necessary as well as an increase of the fill dam section on both upstream and downstream faces. A Jet Grouting diaphragm wall was built. The paper presents the works performed in 2014 permitting to improve dam safety and to recover normal reservoir operation conditions.

1. INTRODUCTION – PRESENTATION DES PROBLEMATIQUES

1.1 Présentation générale

Le barrage de Charmines se situe dans l'Ain sur la rivière de l'Oignin, affluent de la rivière de l'Ain. Sa retenue alimente l'usine de Moux qui se rejette dans la retenue du barrage de Cize Bolozon. De type poids, ce barrage est constitué de deux parties distinctes : une partie poids béton de 150 m de longueur et une partie en rive gauche de 30 m de longueur constituée d'un barrage en remblai étanché par une voile interne en béton armé construit sur un parafouille, supposé fondé au rocher. Il est classé en catégorie B selon la nouvelle réglementation. La retenue de Charmines, d'un volume de 4.3 millions de m³, est sujette à un envasement limité de par la présence de la retenue d'Intriat à l'amont dans le même bassin versant.



Figure 1 : Vue en plan du barrage et découpage en plots du barrage poids béton existant



Figure 2 : Vue aérienne de l'ouvrage en 2010 avant travaux

Un programme de reconnaissances géotechniques dans le corps de la fermeture en remblai, réalisé en 2007, a révélé des défauts dans la structure du remblai à l'aval du voile d'étanchéité. Les problèmes de stabilité engendrés par l'évolution de la structure interne du noyau ont entraîné une baisse du niveau d'exploitation de la retenue qui doit être comprise entre 374 et 378.3 au lieu de 381 (RN).

Plusieurs campagnes de reconnaissances ont ensuite été réalisées dans cette partie du barrage :

- En 2010, avec deux sondages en rive gauche, l'un carotté et l'autre destructif, dans le but d'atteindre le substratum rocheux et de vérifier la profondeur supposée du rocher. Ces premiers sondages ont mis en évidence la présence de blocs de dimensions métriques en fond de forage au-dessus de l'horizon calcaire sain. Cette campagne comprenait également la réalisation de profils géophysiques visant à déterminer le faciès du subtratum rocheux au large du barrage en remblai.
- En 2012, une campagne complémentaire a été réalisée avec la réalisation de forages carottés en percussion simple, afin de récupérer le maximum d'échantillon de matériaux non remaniés, jusqu'au rocher de fondation, en traversant notamment la couche de moraines glaciaires recouvrant le rocher de fondation. Cette campagne incluait également la réalisation d'essais pressiométriques visant à caractériser le remblai et également la moraine de fondation, jusqu'au rocher.

Les résultats de ces reconnaissances ont montré une hétérogénéité des matériaux constituant la fermeture en remblai, la compacité de sa fondation en moraine glaciaire malgré la variété de sa granulométrie, avec des blocs calcaires de dimensions métriques, et la bonne qualité du rocher calcaire de fondation.

1.2 Historique et contexte géologique

Le barrage a été construit entre 1947 et 1949. La mise en eau définitive n'a eu lieu qu'en novembre 1950 suite à plusieurs essais non concluants du point de vue de l'étanchéité de la retenue.

Le contexte géologique du site est complexe et est basé sur une structure calcaire parcourue par un réseau karstique dense recouvert d'une couche de moraine argileuse d'épaisseur variable.



Figure 3 : Coupe géologique au niveau de la retenue

L'étanchéité n'a été observée qu'après trois réalisations complémentaires :

- La réalisation d'un voile d'injection de profondeur 30 à 35 m sous le barrage poids béton (1948-1949) ;
- Des injections de mélanges graviers + coulis dans le réseau karstique dans 16 forages de grandes profondeurs (plusieurs campagnes entre 1949-1950) ;
- Des injections de surface au niveau de l'accident géologique du pont Robin (1950).

Depuis sa mise en eau, l'ouvrage béton est globalement en bon état. Seul la fermeture en remblai présente une évolution de la structure interne du barrage et une hétérogénéité des matériaux la constituant.

1.3 Problématique

La fermeture en remblai est exposée à deux circulations d'eau à travers le corps de digue :

- D'une part une nappe de versant provenant de la rive gauche, dans l'axe rive à rive, qui a progressivement rincé les éléments constitutifs de la digue, notamment lors de chaque évènement pluvieux significatif ;
- Et d'autre part un écoulement amont / aval dû à des fuites observés à travers le voile d'étanchéité existant.

Ces phénomènes, liés à l'hétérogénéité des matériaux, nécessitent des travaux à réaliser sur deux axes :

- Le confortement de la fermeture par la recharge de ses parements ;
- Le rabattement maximal de la nappe de versant par des tranchées drainantes au large, afin d'éviter le phénomène d'érosion interne et d'abattre le niveau piézométrique dans la digue à l'aval du voile ;
- La réfection de l'étanchéité de la fermeture en rive gauche, par la réalisation d'un nouveau voile d'étanchéité à l'aval du voile existant, sur la totalité de la largeur de la fermeture et sur l'intégralité de la profondeur de celle-ci, remblai et moraine comprises, jusqu'au rocher.

2. ETUDES ET CONCEPTION DU CONFORTEMENT

Les campagnes de reconnaissances réalisées ont permis de définir les modèles géométrique, géologique, géotechnique et hydraulique nécessaires à l'analyse de sûreté de la digue vis-à-vis des modes de rupture (érosion externe, érosion interne et stabilité) et au dimensionnement du confortement. Compte tenu de la pente marquée de la rive gauche et de la présence de la nappe de versant, l'analyse porte non seulement sur un profil amont-aval, mais aussi sur les profils rive-à-rive dans le remblai (voir Figure 1).



Figure 4 : Profil en travers type de la fermeture confortée. Mur RG existant en béton armé

Sur le plan géométrique, les campagnes ont permis d'infirmer la structure zonée de la digue (conception de Caquot) et de la considérer comme un remblai globalement homogène avec une étanchéité centrale. Elles ont aussi confirmé l'approfondissement de la zone de remblai de part et d'autre du parafouille sans pouvoir garantir en rive gauche la profondeur de la coupure étanche jusqu'au rocher (voir Figure 4).

Sur le plan géologique, les reconnaissances ont affiné la position du toit du substratum rocheux. Ainsi le remblai reposerait directement sur le substratum rocheux à proximité du plot 11 du barrage béton qui a nécessité de décaper les terrains de couverture jusqu'au rocher et en rive sur les terrains de couverture faiblement décapés pour la mise en place de la fondation du voile béton armé et du parafouille. Les terrains de couverture au droit du corps de digue se caractérisent par une succession de couches morainiques d'environ 14 m d'épaisseur, constituées de matériaux grossiers et d'une matrice limono-argileuse plus ou moins riche. Aucune véritable stratigraphie ne ressort dans les différents horizons de nature très hétérogènes. Les caractéristiques géotechniques des matériaux (moraines en place, remblais morainiques et enrochements) ont été déterminées par des essais de laboratoire. Les matériaux du remblai sont des graves plus ou moins bien graduées et plus ou moins argileuses, la teneur en fines variant de 12 à 32 %. Ils correspondent assez bien à ceux présents sur des chantiers d'ouvrages hydrauliques (voir Figure 5). Les matériaux de fondation décrits comme « matériaux morainiques grossiers plus ou moins riches en matrice argilo-limoneuse » sont très semblables à ceux du remblai, mais peuvent présenter une fraction argileuse plus importante.



Figure 5 : Granulométrie de différentes graves de barrages

Du point de vue hydraulique, l'analyse des mesures d'auscultation a montré que la cote du plan d'eau modifiait les débits de fuite en pied de digue (quelques L/min) mais qu'elle influençait peu le niveau piézométrique dans le remblai aval. Ce dernier dépend en revanche fortement de la nappe de versant qui est alimentée par les précipitations. Les dépôts observés dans les bacs de décantation des débits de fuite ont aussi confirmé que la digue subit une érosion interne générée par la nappe de versant gonflée par les précipitations.

Les études de stabilité montrent des coefficients de sécurité au glissement insuffisants pour les parements amont et aval tant dans la direction amont-aval que de rive-à-rive. Au fruit élevé des parements (3H/2V) s'ajoutent les niveaux piézométriques élevés dans le remblai aval, dépendant essentiellement de la nappe de versant.

Au regard de ces constats, un confortement de la digue a été jugé nécessaire. Il doit permettre (1) de couper les écoulements en provenance de la retenue, (2) de limiter autant que possible les écoulements à travers la digue par la nappe de versant pour empêcher l'initiation de l'érosion interne, (3) de bloquer une éventuelle progression de l'érosion interne, (4) de limiter les montées piézométriques dans le remblai aval et (5) d'assurer la stabilité des remblais pour tous les cas de charge réglementaires, en particulier pour une piézométrie haute dans le remblai aval et pour le séisme d'évaluation de la sécurité.

A chacune des fonctions ci-dessus est associé un élément du confortement comme suit. Le numéro renvoie à la fonction et à la localisation de l'élément sur la vue en plan de la digue (figure 6 ci-après) : (1) Réaliser une coupure étanche et continue à travers le corps de digue et sa fondation jusqu'à l'extrémité de la rive gauche ; (2) Capter et détourner la nappe de versant par la réalisation de tranchée drainante en extrémité de la rive gauche ; (3) Mise en place d'un géotextile entre les matériaux en place et les recharges en enrochement amont et aval ; (4) Améliorer le système drainage en pied de digue ; (5) Réaliser des recharges en enrochement des remblais amont et aval avec des pentes de 2,5H/1V.



Figure 6 : Principes des travaux de confortement réalisés

3. REALISATION DU VOILE D'ETANCHEITE

3.1 Choix du type de voile et des paramètres

Parmi les techniques envisagées pour la réalisation du voile, c'est celle du jet-grouting qui a été retenue à l'issue de l'appel d'offres. Un des intérêts du jet-grouting par rapport à l'injection classique lorsqu'il s'agit d'intervenir à proximité d'ouvrages sensibles, est justement qu'il est possible d'obtenir de bonnes performances tout en limitant les pressions en jeu et donc le risque de claquage du sol. Le paramétrage choisi pour la réalisation des colonnes est destiné à aboutir à des cylindres de section circulaire, en terrain homogène. Les forages ont été réalisés au tricône renforcé de pointes de Wedia, avec utilisation d'eau comme fluide de forage. Pour le jetting, le paramétrage suivant a été retenu :

- Pression du coulis : 50 MPa ;
- Débit du coulis : 160 L/min, via un moniteur équipé de 2 buses de 2 mm de diamètre ;
- Vitesse de remontée : 37 cm/min, par pas de 4 cm ;
- Vitesse de rotation des buses : 12 tours/min, soit 1,3 tours par pas de 4 cm.

Du fait de la forte hétérogénéité du corps de digue et de la fondation, ainsi que du peu d'informations sur les ouvrages existants, notamment entre le substratum rocheux et le pied du voile existant en béton armé, des risques existaient vis-à-vis du but à atteindre avec une paroi de type (étanchéité continue et sans défaut):

- possibilité d'une fenêtre liée à un traitement trop peu profond (n'atteignant pas le substratum),
- possibilité d'une fenêtre liée à la déviation trop importante d'un forage,
- non atteinte de la géométrie de colonne souhaitée suite à la présence d'un élément pouvant faire « écran » entre la buse et la zone à traiter,
- non atteinte d'un diamètre de colonne suffisant, du fait d'un manque d'énergie ou d'un sol localement plus résistant,
- érosion d'une colonne / d'un horizon de colonne en cours de réalisation ou de prise, par des circulations d'eau dans la digue (en provenance de la retenue ou de la nappe de versant),
- épanchement d'une colonne / d'un horizon de colonne par absorption du coulis / béton de sol dans une zone perméable du corps de digue, un conduit karstique situé en fondation ou le système de drainage de l'interface entre le barrage béton et la fermeture en remblai,
- non-atteinte d'une étanchéité suffisante à l'interface entre le barrage béton et l'écran du remblai.

Par ailleurs, l'hydrogéologie complexe de ce remblai de fermeture et de ses abords (hauteur variable, effets 3D des écoulements dans le corps de digue et du fait de la nappe de versant – Amont \rightarrow Aval et Rive Gauche \rightarrow Rive Droite, forte hétérogénéité du remblai et de ses perméabilités, manque de connaissances sur le voile béton armé existant et ses défauts) aurait rendu compliquée une recherche de défauts de réalisation, tout comme le traitement des défectuosités détectées. Il a donc été pris dès le début l'ensemble des mesures permettant de sécuriser le résultat final :

- prise en compte d'un diamètre de colonne pénalisant (80 cm) par rapport aux caractéristiques pouvant être atteintes par cette technique et choix d'un maillage fin (60 cm),
- réalisation d'un voile en « double rideau » (2 lignes de colonnes sécantes positionnées en quinconce),
- travail à cote de retenue basse (mesure de sécurisation supplémentaire qui n'était pas exigée spécifiquement pour ces travaux de jetting mais qui a pu être effective dans le cadre d'autres travaux).

3.2 Réalisation du plot d'essais

3.2.1 But et consistance du plot d'essais

Le but du plot d'essais a été de confirmer la pertinence de la solution conçue, des paramètres choisis ainsi que de la méthodologie mise en œuvre et, le cas échéant, d'effectuer les ajustements nécessaires avant de passer en phase de « production industrielle ».

Classiquement, un plot d'essais de jet-grouting comprend, suite à la réalisation des colonnes, leur découverte au moins en tête, afin d'avoir un accès visuel et mécanique direct aux formations en béton de sol. Pour le cas du barrage de Charmines, cela n'a pas été fait. En effet, le plot d'essais devait montrer les bonnes caractéristiques des colonnes dans la moraine de fondation du corps de digue, matériau le plus compact, dans lequel les colonnes devaient donc être les plus faibles. Ce matériau existe à faible profondeur dans les talus,

où des travaux sont dangereux, en rive gauche, où les excavations auraient impacté la piste d'accès au chantier principal et hors de l'emprise du chantier, avec les impacts associés et où des démarches administratives supplémentaires auraient été nécessaires. En dernier lieu, le matériau morainique situé dans ces zones pouvait ne pas être nécessairement représentatif de celui trouvé en fondation (qui a pu être compacté davantage au cours du temps et est supposé comporter davantage de blocs, plus gros).

Par ailleurs, pour des raisons de sûreté hydraulique, il n'était pas envisageable d'impacter le corps de digue. Pour pallier l'impossibilité d'avoir cet accès direct aux colonnes dans la moraine, le plot d'essais prévu a été placé dans l'emprise du voile définitif et consistait à réaliser : 8 colonnes sécantes en extrémité rive gauche (en grande partie dans la moraine) par la technique du jet simple, 2 colonnes par la technique du jet double (coulis + air), 3 colonnes sécantes vers le milieu de digue (afin d'acquérir également des informations sur le comportement du jetting dans le remblai),

On a eu recours aux investigations suivantes pour acquérir les données :

- réalisation de 2 essais géophysiques « Cyljet » de Soldata (principe du cylindre électrique appliqué au jet-grouting),
- enregistrement des paramètres de forage (vitesse d'avancement, effort sur l'outil, vitesse de rotation, couple de rotation, pression et débit du fluide de forage),
- enregistrement des déviations du forage dans 2 directions par avec le Tigor ST de Jean LUTZ S.A.,
- enregistrement des paramètres de jetting (vitesse de remontée et de rotation, pression et débit du coulis),
- prélèvements de spoils et réalisation d'éprouvettes pour essais de laboratoire,
- carottages dans le volume d'une colonne et à l'intersection de deux colonnes.

La réalisation de ce plot d'essais a été l'occasion de solutionner de nombreux problèmes techniques et organisationnels rencontrés : défauts occasionnels d'enregistrements de paramètres suite à des problèmes matériels, recours à d'autres techniques de forage (marteau fond de trou) ne permettant pas l'enregistrement de paramètres... En complément, l'entreprise titulaire a décidé de remplacer la foreuse utilisée pour le plot d'essais, par du matériel permettant des cadences plus élevées. Ces éléments ont conduit à interrompre l'exécution de ce plot d'essais (les 3 colonnes en milieu de digue n'ont pas été réalisées) et à ne pas être en capacité de le valider, bien qu'il ait tout de même apporté un certain nombre d'informations exploitables.

3.2.2 Complément de plot d'essais

Un complément au plot d'essais avec le nouvel équipement proposé par l'entreprise a été nécessaire :

- 3 colonnes attenantes à la série des 8 déjà réalisées en rive gauche,
- 3 colonnes vers le milieu de digue, déjà prévues mais pas encore réalisées,
- 1 essai « Cyljet » et 2 nouveaux carottages.

3.2.3 Essai de la technique du jet double

Dans les carottes prélevées au niveau des colonnes du plot d'essais réalisé en simple jet, il avait été constaté la présence de nodules argileux, montrant que la moraine compacte pouvait ne pas être complètement désagrégée par cette technique. De plus, les diamètres de colonnes étaient plus faibles qu'escompté lors de la préparation du chantier. C'est dans cette optique qu'ont été réalisées les deux colonnes en jet double.

Lors de la réalisation de ces colonnes, des résurgences de coulis avec des bulles d'air ont pu être observées en diverses parties de la digue, jusqu'à une distance de 60 m environ du forage. La première apparition de ces anomalies semble correspondre au passage du jetting à l'interface entre la moraine et le remblai. Des points de résurgence apparaissaient et devenaient inactifs au fur et à mesure de la remontée des buses. La réalisation de ces colonnes a été interrompue pour ne pas risquer de causer des dommages à l'ouvrage. L'analyse qui en est ressortie est que, si le double jet présentait effectivement un intérêt du fait de son énergie de déstructuration plus importante que le simple jet dans les moraines compactes, il pouvait, par contre, occasionner des dommages dans le corps de digue via des cheminements préférentiels et l'exploitation de veines de perméabilités plus importantes. En effet, la quantité d'énergie contenue dans l'air comprimé est extrêmement importante, et lorsqu'il se détend en sortie de buses, son débit, qui en outre propulse les spoils, peut rapidement saturer l'espace annulaire entre le train de tiges et le forage. Il peut y avoir mise en pression des fluides en pied de forage et les cheminements de moindre résistance dans le corps de digue peuvent s'ouvrir pour permettre la dissipation des pressions.

3.2.4 Conclusions du plot d'essais

L'ensemble des actions menées dans le cadre du plot d'essais a permis :

- de détecter et corriger un problème de calibrage de capteur sur la nouvelle machine utilisée,
- de définir et instaurer une procédure de réalisation d'une colonne prenant en compte les aspects liés aux contrôles et à la surveillance lors des opérations,
- de déterminer la valeur retenue pour caractériser le diamètre minimal de colonne susceptible d'être atteint à coup sûr, qui a été fixée à 75 cm contre 80 cm initialement,
- à l'aide de paramètres enregistrés composés, de définir un critère de validation de l'atteinte du substratum lors du forage,
- de vérifier la bonne prise et montée en résistance du béton de sol (carottes dans les colonnes après prise) et la conformité des caractéristiques du mélange obtenu (éprouvettes de spoils frais),
- de confirmer l'existence d'une fondation (parafouille en gros béton, descendu jusqu'au rocher au moins à l'endroit où avait été réalisé le carottage) sous le voile en béton armé existant,
- de repositionner le nouvel écran d'étanchéité par rapport au voile béton armé existant (décalage de 10 cm vers l'aval) pour moins risquer d'interférer avec le parafouille dudit voile en profondeur,
- d'un point de vue purement organisationnel, de se rendre compte des difficultés ayant trait à la gestion des spoils et d'apporter des solutions quant aux capacités de stockage nécessaires requises.

Au final, 14 colonnes du plot d'essais ont été validées et considérées comme pouvant être intégrées au voile d'étanchéité définitif. Seules ont été exclues les colonnes réalisées en jet double, compte tenu qu'il n'y avait pas suffisamment de preuves de leur intégrité suite aux désordres observés au cours de leur réalisation.

3.3 Contrôles en phase production

La phase production consistait alors à la réalisation des 114 colonnes théoriquement restantes pour que le voile en double rideau soit complet. Comme pour le plot d'essais, les colonnes n'ont pas été réalisées en « fresh to fresh » (réalisation des colonnes de manière consécutive) mais en pianotage, laissant au moins 12 h de prise à une colonne avant d'en réaliser une adjacente, et au moins 3 m (soit 5 mailles) d'espace entre deux colonnes fraîches ; cet espacement étant également conditionné par l'espace de travail à laisser disponible et sécurisé autour de la colonne en cours de réalisation. De plus, dans un premier temps, seules les colonnes du rideau amont ont été réalisées ; cela devait permettre d'apporter des ajustements au rideau aval suite à l'analyse des éléments de récolement du rideau amont.

Pour chaque colonne, les points suivants ont fait l'objet de points de contrôle internes de la part de l'entreprise réalisatrice, et ont été suivis en direct ou en différé par la Maîtrise d'œuvre EDF :

- contrôle des approvisionnements de ciment,
- contrôle chimique de l'eau utilisée pour le gâchage (eau de la retenue),
- vérification de la conformité et de la précision de l'implantation des forages,
- vérification de l'initialisation du dispositif de mesure des déviations (Tigor ST¹),
- suivi en direct, et enregistrement des paramètres de forage, afin de détecter la présence d'éventuels blocs ainsi que la profondeur du substratum, et permettre le passage de la phase « forage » au « jetting »,
- au cours du forage, surveillance des résurgences à l'exutoire du dispositif de drainage de la digue et du contact barrage béton/voile existant, afin d'évaluer le risque de perte de coulis lors du jetting à venir,
- enregistrement des déviations,
- mesure de densité (balance baroïde) et viscosité du coulis (cône de Marsh), et ce avant le jetting,
- mesure des résistances à la compression à 28 jours (éprouvettes de coulis) afin d'en vérifier la qualité,

¹ Le système Tigor est constitué d'un élément cylindrique positionné en pied du train de tiges, immédiatement au-dessus du moniteur. C'est l'angle que fait cet élément avec la verticale, qui est mesuré à diverses profondeurs et intégré pour obtenir la valeur de déviation du forage. Le train de tiges étant en rotation lors du forage comme lors du jetting, et pas forcément dans la même orientation lors de chacune des mesures, la mesure d'inclinaison doit être complétée par la connaissance de l'azimut. Pour cela, le Tigor BS est équipé d'une boussole ; l'azimut de la déviation du forage est donnée par rapport au Nord magnétique. Dans le cas de la fermeture en remblai de Charmines, la présence d'armatures dans le mur existant était de nature à fausser les mesures, aussi c'est la version « ST » du Tigor à laquelle il a été fait appel. Le Tigor est initialisé par rapport à une direction de référence au choix, et l'azimut est alors connu grâce à un capteur de position angulaire du train de tiges. L'application rigoureuse de la procédure d'initialisation est nécessaire pour que les données de déviation soient fiables, et, compte tenu de la longueur plus importante de la chaîne de mesures, les erreurs cumulées sont plus importantes, sans toutefois être pénalisantes.

- enregistrement des paramètres de jetting, afin de vérifier la bonne mise en application de la « recette » validée lors du plot d'essais,
- surveillance visuelle des résurgences en sortie du dispositif de drainage de la digue et du contact barrage béton/voile existant, des parements de la digue et dans la retenue à proximité de l'ouvrage,
- suivi topographique en tête du voile existant afin de s'assurer de l'absence d'impact du jetting,
- suivi visuel des spoils pour caractérisation rapide (ressemblance à du coulis ou à du béton de sol, ce qui donne une indication sur l'existence et la qualité du mélange sol-coulis), prélèvement d'éprouvettes pour réalisation d'essais de laboratoire (résistance à la compression à 28 jours),
- estimation de la quantité de spoils résurgés, qui donne une indication de la porosité en grand du milieu ou alerte sur le risque de soutirage anormal de matériau de la colonne (drain ou perméabilité du milieu),
- surveillance de l'évolution du niveau de coulis dans le forage après le jetting, un niveau évolutif pouvant indiquer une perte de matière par des écoulements souterrains ou à travers de certains horizons drainants.

Suite à la réalisation du rideau amont, il a été constaté qu'en moyenne, de nombreuses colonnes présentaient en pied une déviation vers l'aval (très rarement supérieure à 10 cm). Par ailleurs, le maillage initial de 60 cm entre colonnes d'un même rideau avait été conservé malgré la prise en compte d'un diamètre effectif de colonne de 75 cm au lieu des 80 cm initialement prévus. Compte tenu de ces éléments, il a été décidé de passer l'espacement entre le rideau amont et le rideau aval de 60 cm à 50 cm. De cette façon, le risque de l'existence de zones de terrain non traitées aux points triples situés entre les deux rideaux est limité. En complément, il a été vérifié que les forages pour les colonnes du voile aval ne se situent pas intégralement dans du sol traité (non seulement à l'aide des mesures de déviations et des positions théoriques des volumes de sol traité, mais également par le suivi de la coloration des eaux de forage, qui sont de couleur beige à marron pour les terrains en place et teintées de bleu dans les horizons où du ciment est présent).

<u>Nota</u>: les enregistrements de déviations ne pouvaient pas être analysés en direct ni avant le jetting ; la donnée ne pouvait servir qu'à mettre en évidence, *a posteriori*, la présence d'éventuelles fenêtres qui seraient à boucher par de nouvelles colonnes. Ce n'est qu'à la suite de la réalisation de plusieurs colonnes, qu'à l'aide d'un logiciel, il a été possible d'obtenir des coupes à diverses profondeurs permettant de comparer la géométrie théorique et la position réellement mesurée des colonnes (cf. Figure 7 ci-dessous).

2 8 2 9				3 2				8 2 8 2			2			2	19 19 8	3 7 12 - 4			2	2 1) 12 35			5 5	S 7) 8 - 8			-				ŝ	8 2 8 4		2	Ĵ.	i i	100
Θ	ŦŤ	O		t Ct	Q	Æ	Ŧ	Q		÷Q+	EX.	Đ.	Ŧ	K			\mathcal{O}	D.	Ŧ		A		X	A.	÷)(÷	£	(+)	Ð	Ð	Æ	Ð	٩¢	TT.	1		~	
Q	P	20	Ø	23	cc	Q	pC	t tt	Q		p.	Q		cc	P	Ø	æ	LCC.	U	20	J.	22	50	30		20	œ	Æ	pe	29	癹	R	ee	選			Ð
				55 - 5				25-0		· · · · ·	0	25-3			2.5	55 - 5			2	25 - 38				5 - N			2	1			accord	5. 3		10000	AND COL	-ce	1

Figure 7 : Coupe horizontale à 15 m de profondeur, montrant la représentation théorique des colonnes (cercles de 75 cm de diamètre) et leurs déviations mesurées par le Tigor.

3.4 Aléas et leur traitement

La surveillance en phase production, les contrôles et le dépouillement des enregistrements ont mis en évidence des problématiques nouvelles ou pour certaines déjà rencontrées lors des plots d'essais, ainsi que des aléas liés à la nature du terrain. Ces événements ont rendu nécessaire une réaction immédiate afin de ne pas pénaliser l'avancement du chantier.

3.4.1 Non-résurgence des spoils

L'absence, ou l'arrêt, des résurgences de spoils, a été une problématique récurrente. Lorsque cela se produit, il n'y a plus de preuve de l'absence de mise en pression du terrain, laissant craindre un risque de claquage. Compte tenu de la géologie en présence, une absence de remontée de spoils pouvait également être liée à une absorption du béton de sol par le terrain, dans des zones très ouvertes ou via des cheminements présentant de fortes perméabilités. Afin de s'en assurer, il était tenu compte des éléments suivants :

- perte, ou non, des eaux de forage, qui, elles, étaient envoyées sous faible pression,
- constat de résurgences teintées de coulis via les drains et autres exutoires surveillés,
- absence de remontées même suite à la réalisation de « ramonages » (montées descentes du train de tiges avec rotation, de façon à recréer un espace annulaire suffisant entre les tiges et la paroi du forage).

3.4.2 Manque d'enregistrements de paramètres

Lors de la réalisation de certaines colonnes, des problèmes techniques ont conduit à la perte de données de pilotage de la machine, d'enregistrement des paramètres et de déviations. En particulier, les capteurs de rotation du train de tiges jouent un rôle essentiel :

- lors du forage, pour l'enregistrement de la vitesse de rotation, qui intervient dans le paramètre composé qui caractérise la géologie rencontrée,
- pour la détermination de la direction (azimut) de la déviation du forage,
- lors du jetting, pour l'asservissement de la vitesse de rotation des buses.

Les colonnes affectées par ces problèmes n'ont pas été considérées comme réceptionnables. Afin de s'assurer de la fonctionnalité du voile et du respect d'une épaisseur continue de 50 cm au moins en tout point, celui a été complété, au droit de ces défauts, par des colonnes en « troisième rideau », c'est-à-dire à l'aval immédiat du rideau aval².

3.4.3 Perte du mélange sol-coulis

Lors de la réalisation de certaines colonnes, des effondrements du niveau des spoils se sont produits, laissant parfois entendre le bruit de l'expulsion du coulis par les buses. Cela était le signe de l'atteinte par le traitement, d'un ancien drain ou d'une zone particulièrement perméable du corps de digue, via laquelle la colonne de jet-grouting était vidangée. Il pouvait également s'agir d'un débourrage d'un drain ou d'une zone perméable située davantage en profondeur, sous l'effet de la pression de la colonne, augmentant avec l'altitude du traitement. Dans tous les cas, s'il était observé une coloration « ciment » des eaux drainées (en provenance du versant ou à l'interface entre le barrage béton et le voile existant), le jetting était interrompu.

Il était veillé à ce que le drain de l'interface entre le barrage béton et le voile existant reste fonctionnel, par des nettoyages à l'eau claire notamment, lorsqu'il y apparaissait des coulures colorées de coulis.

La solution pour le traitement de ces problématiques a été, par la réalisation de plusieurs phases de jetting successives, de remplir les vides, colmater le terrain au niveau des zones les plus perméables et boucher les anciens drains présents dans l'ouvrage qui n'avaient plus vocation à être utilisés par la suite, de manière à obtenir finalement une colonne complète, de géométrie non connue mais au moins, de diamètre minimal supérieur aux 75 cm requis pour que le voile soit complet.

Par ailleurs, cette problématique s'est présentée principalement côté rive droite, aux alentours de l'interface entre le barrage béton et le voile d'étanchéité existant. Comme il s'agit d'un point singulier d'enjeu capital pour le bon fonctionnement futur des ouvrages, il a en outre été décidé de mettre en œuvre des confortements spécifiques. Ceux-ci ont consisté en la réalisation de deux colonnes supplémentaires en « troisième rideau » auxquelles s'est ajoutée une colonne supplémentaire en quatrième rideau. Outre la garantie de l'étanchéité de cette zone de contact, ce traitement constitue également un renforcement structurel du voile dans cette zone de remblai plus lâche, et adoucit la transition d'inertie mécanique entre le barrage béton, massif et rigide, et le voile en jet-grouting, fin, souple et maintenu par des remblais eux-aussi plus souples. Ainsi, il est attendu que cette interface « travaille » moins.

3.4.4 Existence de fenêtres entre colonnes, dues aux déviations

D'une manière générale, les déviations en pied de colonnes sont restées modestes (de l'ordre de 0,6 % en moyenne, soit 9 cm à 15 m de profondeur), et ont atteint un maximum 1,2 %.

Les documents provisoires de récolement, transmis au fur et à mesure de la réalisation des colonnes, ont tout de même permis de repérer des « fenêtres », zones non traités entre colonnes consécutives, lorsque leurs déviations relatives étaient importantes et sur la base du diamètre minimal théorique des colonnes. Pour

² Dans le cas où une colonne qui a été réalisée ne peut pas être validée, il n'est pas possible de corriger cette problématique en réexécutant une nouvelle colonne depuis le même point de forage, comme cela peut être fait par exemple pour de l'injection classique par tubes à manchettes. En effet, dès lors que le mélange sol-ciment a pris, il n'est plus possible de savoir avec certitude quel diamètre de colonne l'énergie de déstructuration du jetting est en mesure de générer. Il est possible de recourir à de l'injection classique pour compléter le traitement dans les zones présentant des doutes. Si c'est la technique du jet-grouting qui doit être mise en œuvre (pour des questions de disponibilité du matériel sur site), le traitement peut consister en la réalisation de nouvelles colonnes, à proximité immédiate mais en-dehors des zones déjà traitées.

les fenêtres ou risques de fenêtres (contact tangent entre les sections théoriques des colonnes, ne permettant pas de garantir une épaisseur continue d'au moins 50 cm du voile final) qui étaient repérées sur le rideau amont, il a été possible de traiter la problématique par une adaptation de l'implantation d'une ou plusieurs colonnes du rideau aval. La réussite de cette correction était conditionnée par une déviation du nouveau forage devant rester faible. Lorsque la problématique était repérée dans le rideau aval, il était nécessaire de combler la fenêtre concernée par l'ajout d'une colonne supplémentaire en troisième rideau. Avec le matériel utilisé et compte tenu de la profondeur à atteindre, qui restait modeste (de l'ordre de 18 m au maximum), seuls de très rares cas se sont présentés.

3.4.5 Insuffisance de la profondeur de traitement

Pour s'assurer que le nouveau voile étanche en jet-grouting atteigne bien le rocher de fondation, la procédure prévoyait de continuer le forage sur 1 m à partir du moment où apparaissait l'interface entre la moraine et le calcaire, bien plus dur. En effet, les études géologiques pointaient le risque de l'existence possible de blocs calcaires de taille au plus métrique dans la moraine ; la poursuite forfaitaire du forage sur 1 m dans du matériau dur devait permettre de les traverser et donc d'indiquer que le substratum n'était pas atteint. Par ailleurs, il s'agissait aussi de limiter au strict nécessaire la profondeur de forage afin d'éviter la rencontre de conduits karstiques dont l'existence en fondation était connue sur le site, mais qui n'étaient pas localisables.

A l'analyse des documents provisoires de récolement, il est apparu que pour un groupe de cinq forages, tous adjacents mais répartis sur les deux rideaux, le traitement avait été réalisé environ 80 cm moins profondément que pour les colonnes exécutées de part et d'autre, en RD comme en RG. D'après les enregistrements de paramètres, il semblerait qu'un ou des blocs de grande taille, voire le parafouille du voile en béton armé existant, ai(en)t été rencontré(s) par ces forages. Le traitement a consisté à reforer deux colonnes entre les deux rideaux de jet-grouting, en forçant la profondeur à atteindre à la valeur à laquelle étaient descendues les colonnes adjacentes, et à exécuter un traitement par jetting en partie basse uniquement.

3.4.6 Présence de blocs rocheux ou de béton dans le remblai

Les blocs rocheux, ouvrages béton (parafouille) et autres éléments présents dans la moraine et le remblai à traiter, pouvaient perturber la réalisation de l'écran de plusieurs manières :

- situé dans l'emprise de la colonne sans être traversé par le forage, l'élément pouvait se comporter comme un écran et nuire à l'extension horizontale de la colonne dans une direction précise,
- traversé par le forage, l'élément pouvait empêcher toute formation de colonne au niveau de l'horizon où il était localisé.

Le premier cas n'était pas détectable, mais le défaut extrêmement localisé serait automatiquement corrigé de par la conception du voile en double rideau. Dans le second cas, générateur de défauts plus importants, il convenait de s'assurer que l'autre rideau ne comportait pas le même type de défaut dans la même zone. Cela a été possible par l'analyse des paramètres de forage.

3.5 Conclusions sur la réalisation - Eléments de retour d'expérience

L'ensemble du traitement de l'étanchéité de la fermeture en remblai rive gauche du barrage de Charmines a pu être réalisé par la technique du jet-grouting, qui s'est révélée adaptée à la géologie rencontrée et aux contraintes d'intervention. On retient pour ce chantier les grandeurs suivantes :

- 590 m² de voile constitué de 132 colonnes complètes, d'une profondeur allant de 13,5 à 17,6 m,
- 2 000 mètres de forage, ci-inclus les reforages et colonnes supplémentaires,
- 630 tonnes de ciment consommées,
- une cadence globale de 1,1 m² d'écran par heure, qui s'explique principalement par la finesse du maillage du double rideau et dans chaque ligne, mais aussi par les interruptions de production sur aléas.

La grande quantité de mesures et contrôles, ainsi que la surveillance intensive et l'interprétation des données au fur et à mesure de l'avancement du chantier ont permis des adaptations en temps réel et sont garantes de la qualité des travaux réalisés. La qualification intrinsèque du voile d'étanchéité peut être prononcée ; la réception de l'ouvrage attendra cependant la requalification fonctionnelle, qui aura lieu à la remontée du plan d'eau prévue à la fin des travaux de recalibrage de l'évacuateur de crues. Le retour d'expérience à tirer de ce chantier porte sur différents points précisés ci-après :

• L'ordre des éléments en pied du train de tiges (taillant / moniteur / Tigor) peut avoir a son importance. En effet, le Tigor a une longueur non négligeable, et s'il est placé entre le taillant et le moniteur, il est nécessaire de forer une surprofondeur allant jusqu'à 1,30 m au-delà de la zone pouvant être traitée. Compte tenu des risques karstiques, cela était inenvisageable sur le site de Charmines.

La mise en place du moniteur immédiatement au-dessus du taillant requiert l'utilisation d'une version du Tigor capable de supporter la pression du coulis lors du jetting. La problématique est encore plus prégnante s'il s'agit de réaliser du jet double, le Tigor devant alors être équipé de deux conduites.

- La mise en œuvre de la technique du jet double requiert une grande prudence en présence de terrains particulièrement lâches. Même si la pression d'air reste très peu élevée, il est envoyé sous fort débit et contient une grande quantité d'énergie, capable de claquer le terrain lorsqu'elle se dissipe rapidement.
- Il est à porter la plus grande attention à la qualité des contrôles et de la surveillance réalisés par l'entrepreneur, en particulier lorsqu'il intervient sur un type d'ouvrages dont le fonctionnement est complexe et qu'il ne maîtrise pas. Par ailleurs, il a été constaté que les techniques de métrologie qui ont été mises en œuvre sur ce chantier (Tigor, capteurs pour l'enregistrement des paramètres...) peuvent être mal connues des entrepreneurs eux-mêmes. Les impacts de défaillances sur la chaîne de mesure peuvent alors ne pas être détectés et les données en résultant sont susceptibles d'être complètement fausses. La surveillance permanente et rapprochée par le Maître d'œuvre revêt donc une importance capitale pour ce type de travaux.
- Une caractérisation plus poussée des spoils (granulométrie, densité, viscosité, consistance, coloration, chimie avec pour commencer la mesure du pH) peut apporter un complément d'informations intéressant sur la géologie en présence. Par exemple, des spoils ressemblant au coulis injecté sont un indice du peu de traitement d'un sol ; cela peut se produire, par exemple, lorsque le moniteur se trouve dans le rocher, un bloc ou du béton.

En dernier lieu, le jet-grouting, comme toute technique de réalisation d'écran étanche, est une technique à impact environnemental potentiellement élevé. Non seulement la quantité de déchets générée peut être conséquente, mais cette technique est aussi fortement consommatrice en énergie (grands linéaires de forage et surtout pompe de jetting de forte puissance). En outre, les risques de pollution sur les milieux naturels sensibles peuvent être importants : nombreux engins thermiques, présence de spoils dans la zone de travaux et aux alentours (avec un risque de lessivage et perte dans le milieu naturel en cas de pluie, s'ils ne sont pas correctement maîtrisés)... Ces enjeux, comme les problématiques de sécurité sur le chantier, sont donc à prendre en compte lorsque la technique du jet-grouting est choisie.

4. CONCLUSIONS

Les désordres intervenus sur la digue de fermeture en rive gauche du Barrage de Charmines ont conduit à la réalisation de travaux de confortement dans le corps du remblai et dans la fondation en moraines. La technique du Jet Grouting a été utilisée pour réaliser un écran étanche tout en préservant les dispositifs existants d'étanchéité et de drainage de l'ouvrage. Les contrôles effectués ont permis d'obtenir a priori la qualité requise. La prochaine remise en eau de l'ouvrage qui interviendra en 2015 permettra de vérifier définitivement l'efficacité des travaux.

BARRAGES ET EFFET DE SITE LITHOLOGIQUE : INFLUENCE DE L'AMELIORATION DE SOL GRANDE PROFONDEUR SUR LA REPONSE DYNAMIQUE DES SOLS

Dams and lithological site effect: influence of deep ground improvement on soil dynamic response

> Philippe, Liausu 2, Rue Gutenberg, 91 620 Nozay, France philippe.liausu@menard-mail.com

Stéphane, Brûlé 2, Rue Gutenberg, 91 620 Nozay, France stephane.brule@menard-mail.com Stéphane, Brûlé, 2, Rue Gutenberg, 91 620, Nozay, France Téléphone : +33 (0)4 78 513 394, Fax : +33 (0)4 72 663 354, Courriel : stephane.brule@menard-mail.com

MOTS CLÉS

Amélioration des sols, spectre de réponse élastique, effet de site, dynamique des sols, liquéfaction des sols, amplification.

RÉSUMÉ

Barrages et effet de site lithologique : influence de l'amélioration de sol grande profondeur sur la réponse dynamique des sols.

L'amélioration des sols peut concerner des épaisseurs de plusieurs dizaines de mètres de matériaux compressibles ou susceptibles de liquéfaction sous action sismique. Dans le cas particulier des travaux de densification des sols à dominante granulaire par des méthodes telles que le vibro-compactage ou compactage dynamique, l'article présente l'incidence sur les spectres d'accélération en conformité avec les nouveaux paramètres de sol obtenus après travaux.

ABSTRACT

Ground improvment worksites could concern few dozen meter thick compressive soils or liquefaction mitigation. For particular cases of granular soils for which soil densification is required by means of vibrocompaction or dynamic compaction, this article shows the incidence on the elastic response spectrum in coherence with new soil parameters after works.

1. INTRODUCTION

In the case of a standard seismic approach (the other case is specific seismic approach), this article presents the geotechnical conditions convenient to the change of the initial ground type preliminary defined according to the European Standard EN 1998 (2005) for design structures for earthquake resistance (Graph 1), after works of densification of granular soil by methods such as dynamic compaction or vibrocompaction [1]. To date, the ground densification leading to such result is clearly not the objective of the treatment but could become it, in particular if it brings an economic advantage in term of reinforced concrete for the project.

The content of this article is the following. First we define the study's validity domain (§2), then we present recent conclusions on the soils' parameter change according to a compilation of worksite results (§3). To conclude, we will describe the case of Penitas Dam in Mexico according this new analysis approach (§4).



2. VALIDITY DOMAIN

2.1 Vibrocompaction or dynamic compaction

This article is only about ground improvement techniques essentially for granular soil as dynamic compaction and vibrocompaction. In both case we analyze the ground densification for some meters to several tens of meters thick. It could be a treatment to mitigate either an insufficient soil bearing capacity either incompatible settlements for the project or liquefaction mitigation. Vibrocompaction is a method using a vibratory probe inserted into ground. It was carried out to a depth of more than 60 m for onshore and offshore projects. The method is mainly applied to the densification of hydraulic sandfill with various carbonate contents.

Dynamic compaction consists on dropping a heavy weight from air onto ground. Dynamic compaction and vibrocompaction are classified as "ground improvement without admixtures in non-cohesive soils or fill materials" according to the Technichal Committee Meeting n°17 on ground improvement [1].

2.2 Site investigation

The analysis of the soils' mechanical characteristics before and after treatment could indeed lead to hold a different ground elastic spectrum, according to Eurocode 8 statuory point of view. It is well known that ground densification increases the mechanical characteristics of soils tested with cone penetration test (CPT) or pressurmeter test (PMT). To rule on the relevance of an effective change of class of ground, the classical site investigation is not sufficient. In fact, it is necessary to prefer shear wave velocity measurement (V_s) more adapted to the soil small strain parameters inferred by seismic waves ($\varepsilon <<10^{-4}$). Most of the worksites in Western Europe are concerned with a small strain seismicity [2].

For the evaluation of soil liquefaction risk during an earthquake, there are studies based on the correlation between the soil shear wave velocity and the soil shear strength. Indeed, the compactness of sandy soils, used to appreciate their susceptibility to liquefaction can be appreciated through the V_s parameter [3].

However, as described in European Standard EN 1998, the measurement of V_s has a promising future as an in situ liquefaction indicator, especially when it is difficult to obtain undisturbed and representative soil core samples (silty gravel soils for instance). Although significant progress on V_s measurement for subsurface investigations, the liquefaction analysis by means of V_s parameter requires the technical support of senior engineer.

2.3 Soil texture

Soils in this study are mostly sands and gravels. The efficiency of vibrocompaction techniques is optimum if the fine content (passing through the n°200 sieve or grain size smaller than 75 μ m) doesn't exceed 10 to 15% of the total weight of the soil sample [4] and less than 2% of clay (grain size smaller than 2 μ m). Table 1 shows validity domain for each technique versus grain size. Some authors suggest using CPT results to judge the suitability of the vibrocompaction method.

	Soil types	
Size range	Sands	Gravels to cobbles
ASTM	> 0.074 mm < 4.75 mm	> 4.75 mm < 350 mm
British/European Standard	> 0.06 mm < 2.0 mm	> 2.0 mm < 200 mm
Ground improvement without admixtures in non- cohesive soils or fill materials	Dynamic compa	n

Table 1: Soil particle size main condition for ground densification techniques as dynamic compaction or vibrocompaction [1].

3. COMPILATION OF WORKSITE RESULTS

A compilation of results based on cone penetration test, pressuremeter test and MASW was realized by Brûlé et al. [1] and the main comments are summarized in Table 2 and illustrated with Graph 2.

Ground type	Comments
А	Even with a strong densification of the top 5 m soil, the statuory ground type can't change. However, the ground response can be affected in case of numerical modeling with new soil dynamic parameters.
	Ground type can change if the soil is cohesionless and if V_s is close to the 180 m/s threshold. Ground type can shift from D to C if the ground densification modified 10 to 30 m of soil : $V_{s,30}$ can be modified.
D	Site effect calculated by computational modeling for a two layers model could be modified. For example, let consider a natural 30 m thick D soil underlain by stiffer material with $V_s > 800$ m/s. If the ground treatment densify these 30 m by means of deep vibrocompaction, it is realistic to hope a significant change of the ground elastic response (see Graph 2).
	In case of very thick alluvial basin (> 100 m) with D soil laying on a deep rock formation, the impact of the densification on the ground dynamic response, even for a 30 m treatment, could be minimized.
Е	For soil profile consisting of a surface alluvium layer with V_s values of type D and thickness varying between about 5 m and 20 m, underlain by stiffer material with $V_s > 800$ m/s, see above comments for D ground type.
S ₁ , S ₂	Specific studies must be led because European Standard EN 1998 doesn't supply any spectrum. If the soil survey only identify some lenticular deposits of sandy material (C or D type) suspect to local liquefaction risk and if the goal of the ground improvement is only to mitigate this phenomena, surface ground response will be hardly modified. However, a global deep densification for over consolidated granular soils, will directly define the new ground type, and then the elastic ground spectrum.

Table 2 : Geotechnical conditions convenient to a EC8 ground type change after ground densification [1].



Graph 2: Example of regulatory EC8 ground type change after ground densification.

Let assume a normal risk building and consider a initial soil classified as D type as depicted in Graph 2 and becoming a C type soil after ground improvement by densification. One can observed the significative difference between the value of pseudo-acceleration from spectra of Graph 3.



Graph 3: Normal risk buildings: Ground spectrum shape comparison for a D and C ground type with a 5% damping ratio (ξ) . The specific category of the structure is II ($\gamma = 1$).

4. CASE OF PENITAS DAM IN MEXICO

4.1 Main characteristics of the dam and geological cross section

Before its construction, the site investigation showed wide variations in the relatie density of the alluvium of the Grijalva Valley. It was decided by the Federal Commission for Electricity to improve and to homogenize both the alluviums and the elevation backfill supporting the dam itself [5].



Graph 4: Geological cross-section of the Grijalva Valley, Ciapas State, Mexico, in the right of the Penitas Dam [5]

The Peñitas Dam is an earth dam with a clay core, 83 km south west of the city of <u>Villahermosa</u> in southern <u>Mexico</u>. Its construction began in 1979 and the river was diverted in October 1983. In June 1986, the dam structure was complete along with the right spillway and by July of that year, the dam began to impound its reservoir. The dam is 44 m high, 200 to 300 m width at the basement and a 580 m crest length (Graph 4 and Graph 5).



Graph 5: Penitas Dam cross-section [5]

The geological and geotechnical surveys show a fifty meters of alluviums compound of fine to coarse sands, silty sands (Graph 6). Sometimes, gravels and blocs had been observed. These soils are resting on argilites or sandstones considered as the deep geotechnical substratum. Until 15 m of depth, the standard value of Standard Penetration Test N is variable and indicates few weak layers (N<15). Here we assume that the geotechnical substratum is the seismic substratum.



Graph 6: Typical geological section and mean SPT values from the geotechnical investigation report [5]

4.2 Ground improvement job

The ground improvement was achieved by C.I.M.E.S.A. with the assistance of Techniques Louis Ménard, in 1981 and 1984 for respectively 56 000 and 82 000 m². The technique was the dynamic compaction and the machine was a custom-made tripod capable to raise 37 t at 27 m high.

According to the EC8 standard, we have evaluated before and/or after workjob the ground type with SPT values considering the mean harmonic value $N_{SPT,30}$ and the limit pressure $pl*_{PMT,15}$ evaluated with pressumeter tests (Table 3). The article of Gambin [5] quotes SPT tests until 30 m but PMT tests only investigate 15 m in depth. This the reason why we present $pl*_{PMT,15}$. Theses harmonic means (Table 3) are compared to the table of correlation (Table 4) proposed in "*Procédés d'amélioration et de renforcement de sols sous action sismique*" [6]. It seems also interesting to present the results of the S.E.R.M.E.S test which is a dynamic penetration test. All the presented data in [5] already come from compilation of investigation tests.

PMT		SPT			Dynamic penetration test	
					(S.E.R.M.E.S)	
Pl* _{PMT,15} (MPa)		N _{SPT,30}			$q_{d,15}$ (MPa)	
Before	After	Before		After	Before	After
0,84	1,46	> 29			2,13	7,07
EC8 ground		EC8	ground			
type		type				
D-C					(D)	(C)
The limit D/C is	С	С		С	Making the assumption that $q_c \sim q_d$	
0,8 MPa					or $q_c \sim 2.q_d$ [7]	

Table 3: Analysis of mean values for SPT and PMT tests (Data from [5]).
		Parameters			Order of height		
	Ground type and stratigraphic profile	V _s , ₃₀ (m/s)	N _{SPT}	C _u (kPa)	q _c MPa	Е _м MPa	p ₁ MPa
В	Deposits of very dense sand, gravel or very stiff clay, at least several tens of metres in thickness, characterized by a gradual increase of mechanical properties with depth.	360 - 800	> 50	> 250	> 3,5 (clay) > 20 (sand)	25-100	> 1,2 (clay) 2,0 à 5,0 (sand)
С	Deep deposits of dense or medium- dense sand, gravel or stiff clay with thichness from several tens to many hundreds of metres.	180 - 360	15 - 50	70 - 250	De 1 à 3,5 (clay) De 6 à 20 (sand)	5-25	0,5 à 1,2 (clay) 0,8 à 2 (sand)
D	Deposits of loose-to-medium cohesionless soil (with or without some soft cohesive layers) or of predominantly soft-to-firm cohesive soil.	< 180	< 15	< 70	< 1 (clay) < 6 (sand)	<5	< 0,5 (clay) < 0,8 (sand)

Table 4: Table of soil characteristic correlations. Extract of "Procédés d'amélioration et de renforcement de sols sous action sismique" [6].

4.3 Interpretation and conclusions

The case of Penitas Dam, is close to the example described in Graph 2, in terms of EC8 ground classification: alluviums are at the limit of the D/C ground type and the densification could make pass from a type to another one.

The ground improvement work by means of dynamic compaction had significantly increased the mechanical characteristics of 15 m thick soil but the definition of the ground type depends however on the parameter which we take into account. To rule on the relevance of an effective change of class of ground, the classical site investigation is not sufficient. In fact, it is necessary to complete the study with shear wave velocity measurement (V_s) more adapted to the soil small strain parameters inferred by seismic waves ($\epsilon \ll 10^{-4}$).

REFERENCES

[1] Brûlé S. and Javelaud E. (2012) Soil dynamic response after ground improvement by heavy dynamic compaction or vibrocompaction, *ISSMGE – TC211*. *International Symposium on Ground Improvement IS-GI*, 30 march – 2 June 2012, Brussels, Belgium. Vol.II, 3-9.

[2] Semblat, J.F. and Pecker, A. (2009). Waves and vibrations in soils: Earthquakes, Traffic, Shocks, Construction works, IUSS Press.

[3] Andrus, D.R. and Stokoe, K.H. (2000). Liquefaction resistance of soils from shear wave velocity, ASCE, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, vol. 126, no. 11, 1015-1025.

- [4] Mitchell, J.M. and Jardine, F.M. (2002). A Guide to Ground Treatment, CIRIA.
- [5] Gambin, M. (1985). Dynamic consolidation of the foundation bed for the proposed Penitas Dam in Mexico, *Revue Française de Géotechnique*, $n^{\circ}30$.
- [6] Collectif (2012). Procédés d'amélioration et de renforcement de sols sous action sismique, Guide technique, Presses des Ponts, pp231.
- [7] Waschkowski, E. (1983). Le pénétromètre dynamique. Bulletin de liaison du Laboratoire des Ponts et Chaussées, 125, Réf 2805 2806.

ADAPTATIONS DU PROJET DE BARRAGE MOULAY BOUCHTA (MAROC)

Moulay Bouchta dams (Morocco) design adjustment

Mr. Ahmed F. Chraibi Consultant indépendant Adresse postale : Boîte postale 21514 Rabat Annakhil / Riad Rabat Téléphone +212660108090 E-mail : <u>ach@damtech.ma</u>

Mr. Abdelaaziz Zaki Direction des Aménagements Hydrauliques Maroc. Adresse postale : Boîte postale 750 Tétouan Principale Téléphone : +212 06 61 34 04 38 E-mail : zakiabde@hotmail.com

MOTS CLÉS

Barrage, fouilles, excavations, soutènement, glissement, instabilité, paroi moulée, étanchéité, fissures

RÉSUMÉ

Barrage Moulay Bouchta : Adaptations du projet

La conception initiale du barrage Moulay Bouchta prévoyait une digue zonée à noyau argileux vertical, haute d'environ 60m sur fondation avec des pentes extérieures à 2.5H/IV à l'aval et 3H/IV à l'amont. L'évacuateur de crue, implanté en rive droite, était un seuil libre d'une longueur développée de 130 m, assurant une capacité maximale de l'ordre de 1350 m3/s (crue décamillénale 1500 m3/s). Les travaux préparatoires de terrassement de cet ouvrage, lancés en 2010, provoquèrent des fissures d'ouverture pluri-décimétrique, parallèlement aux courbes de niveau, traduisant une instabilité généralisée du versant sur plus de 200m au-delà de l'emprise des ouvrages. Les reconnaissances complémentaires révélèrent une épaisseur et une extension nettement plus importantes que prévu des terrains de couverture constitué de blocs gréseux englobés dans une matrice argileuse. Ces terrains dépassaient la trentaine de mètres d'épaisseur par endroits et étaient gorgés d'eau. Les fouilles en cours ont été immédiatement arrêtées et le versant reconstitué à son état original, de peur de causer des désordres notables aux habitations et infrastructures situées en hauteur. Un drainage a été mis en place dans la recherche d'une stabilisation complète du versant.

Les expertises menées, s'appuyant sur de nouvelles et importantes investigations géologiques et géotechniques ont permis de mettre au point un nouveau projet tenant compte des contraintes particulières du site. En particulier, l'évacuateur de crue a été déplacé sur l'autre rive où le rocher est sub-affleurant et l'axe du barrage a été décalé vers l'amont à la recherche d'une faible épaisseur des terrains de couverture. Les travaux correspondant ont pu être conduits dans le cadre du contrat d'exécution à la conception initiale, tout en se maintenant à l'intérieur de l'enveloppe budgétaire prévue.

ABSTRACT

Moulay Bouchta dam: design adjustment

The initial design of Moulay Bouchta dam considered a central clay core embankment dam, of around 60 m maximum height. External faces were slopped to 2.5H/V downstream and 3.0/IV upstream. The spillway is made of a free weir, located on the right bank, with a developed length of 130 m and a capacity of 1350m3/s (the 10 000-year design flood is 1500 m3/s).

The first excavations carried out in 2010 on the right bank triggered the instability of the natural slope far above the dam and spillway limit. Cracks of few decimeters appeared and some construction and infrastructures where threatened. Additional investigations showed that the thickness of overburden deposit, made of large sandstone blocs enveloped in a saturated clayey material, exceeded 30 m in places. To prevent large scale slope instability, works were stopped and already excavated zone was backfilled aiming at providing the original shape to the ground. A drainage system was added. Based on further important geological and geotechnical investigations, the design of the dam has been reviewed. The changes related mainly to the location of the spillway placed on the left abutment and to the dam centerline shifted upstream in the right bank looking for thin overburden deposit in the core footprint. Corresponding works were conducted within the framework of the ongoing construction contract and within the initial budget, thanks to the good collaboration between all involved parties.

1. INTRODUCTION - HISTORIQUE

Le barrage MOULAY BOUCHTA est situé dans le Nord du Royaume du Maroc (voir fig.1), à environ 12 km au N-O de la ville de Chefchaouen, dont il doit assurer l'alimentation en eau potable. Les premières études en 1999 débouchèrent en 2002 sur un Avant-Projet suivi d'une consultation des entreprises en 2008 avec démarrage des travaux en 2010.



Figure 1: Plan de situation du barrage

Avec une capacité de stockage de 13 Mm3, le barrage MOULAY BOUCHTA permettra:

- L'alimentation en eau potable de la ville de Chefchaouen et des centres avoisinants.
- La protection du barrage Ali Thailat contre l'envasement.
- L'irrigation des terres agricoles situées à l'aval du barrage, et une réserve d'eau pour lutter contre les incendies de forêts.

Les principales caractéristiques du projet initial sont les suivantes :

- Digue en remblai à noyau argileux étanche de l'ordre de 60m de hauteur maximale sur fondation, avec des recharges en alluvions et enrochements ;
- Parements réglés suivant une pente de 2.5H/1V à l'aval et 3H/1V à l'amont ;
- Évacuateur de crue à seuil libre circulaire de 130m de longueur développée, disposé en rive droite.
- Dérivation provisoire en conduite sous remblai à deux pertuis dont un est transformé en vidange en fin de travaux ;
- 3 prises pour l'alimentation en eau potable insérées dans une structure posées sur le versant gauche

La figure 2 ci-après donne la vue en plan du projet initial. Elle vise notamment à montrer l'importance de l'évacuateur de crue comparé à la digue. Cette conception avait été retenue dans le souci de réduire au mieux la hauteur du barrage en assurant une grande capacité à l'évacuateur de crue, d'où ses dimensions importantes.



Figure 2: Vue en plan selon l'ancienne conception

Il convient de noter que la conception de l'évacuateur était en cours et que les formes hydrauliques devaient notamment faire l'objet d'une étude sur modèle hydraulique pour examiner notamment la forme d'entonnement et les dispositions à adopter au coude.

C'est d'ailleurs pour cette raison que le phasage d'exécution des travaux prévoyait d'engager en premier les fouilles amont de l'évacuateur, en attendant la finalisation du design.

Mais dès leur démarrage sur les 5m supérieurs couvrant toute l'emprise amont de l'évacuateur (voir fig. 2), des fissures d'ouverture parfois pluri-décimétrique, dont certaines sensiblement parallèles aux courbes de niveau, sont apparues (voir photos 1). Elles traduisaient clairement une instabilité généralisée du versant et évoluaient de jour en jour.



Photos 1 : Exemple de fissures apparues, dont l'ouverture dépasse les 30 cm

Des expertises ont alors été engagées en urgence, car les mouvements de terrain commençaient à menacer les habitations en haut du versant, en dehors de la zone expropriée, ainsi qu'une ligne très haute tension. Il n'a pas fallu longtemps pour décider de remettre en place la totalité des matériaux excavés pour redonner au versant sa configuration initiale. Deux autres dispositions ont été adoptées : la mise en place d'un drainage au droit du talus de fouilles provisoires et le remplissage gravitaire de certaines s grosses fissures à l'aide d'un coulis de ciment.

La stabilisation a ainsi été atteinte rapidement, laissant le temps pour un examen détaillé de la situation. Il s'est avéré que la zone concerné par les glissements n'avait pas fait l'objet d'investigations et il a fallu lancer un programme de reconnaissances approprié pour mieux comprendre le contexte géologique et géotechnique local.

Ainsi, des forages carottés avec suivi piézométrique ont été réalisés et ont rapidement montré que les terrains de couverture atteignaient plus de 30m dans la zone concernée et que la nappe était très proche de la surface

alors que c'était la saison sèche. Le maître d'ouvrage a dans ces conditions décidé d'arrêter totalement les travaux et s'est associé le concours d'une autre ingénierie pour une revue complète de la conception. Il en a profité également pour revoir l'hydrologie tenant compte des données disponibles depuis l'achèvement des études antérieures, couvrant notamment des années plus pluvieuses que la moyenne.

Pour se prémunir contre toute autre déconvenue, des investigations additionnelles ont été réalisées sur l'ensemble du site, en dehors même de l'emprise des ouvrages. Fort heureusement le contrat d'exécution comportait une rubrique ayant permis d'engager ces travaux sans délai. Pour aller vite, jusqu'à 6 ateliers de perforation travaillaient simultanément en fond de vallée et sur les rives.

La prise en compte des résultats obtenus conduisit au maintien d'un barrage en remblai à noyau argileux, mais avec des adaptations comportant entre autres :

- Déplacement de l'axe du barrage de plusieurs dizaines de mètres vers l'amont principalement côté rive droite pour échapper à la zone de forte épaisseur des terrains de couverture.
- Déplacement de l'évacuateur de crues en rive gauche.
- Prolongement des fouilles de la tranchée parafouille au pied de la rive droite par une paroi moulée pour assurer l'étanchéité de la fondation, évitant ainsi la réalisation de fouilles en fond de vallée susceptible d'avoir une incidence sur la stabilité des versants.
- Substitution du pertuis de dérivation provisoire par un chenal à ciel ouvert au pied de la rive gauche et introduction d'une vidange avec tour de vannage et de prise d'eau.

4. DONNEES GENERALES

4.1 Topographie.

Le barrage MOULAY BOUCHTA se trouve sur l'oued Moulay Bouchta qui coule selon une direction générale Nord - Sud, avec une pente moyenne relativement forte de 2,4%. L'oued Moulay Bouchta est l'un des affluents de l'oued LAOU. Les versants de la vallée sont relativement abrupts du fait de la nature géologique des formations concernées. Au droit de l'axe du barrage, le fond de vallée est large d'environ 120 m, le versant de la rive droite présente une pente adoucie et régulière de l'ordre de 4.5 H/1V. La rive gauche a une pente raide et irrégulière de 2.7 H/1V environ.

4.2 Hydrologie.

Le bassin versant de l'oued Moulay Bouchta a une surface d'environ 64 Km², avec des apports annuels de 25 Mm³/an. L'aire de la retenue au niveau normal est 0,682 Km², avec une capacité de retenue de 13Mm³. Les apports solides annuels sont estimés à 190.000 m³/an.

Les principales caractéristiques hydrologiques sont les suivantes:

- Module interannuel : $0.84 \text{ m}^3/\text{s}$ (période 1945 à 2002)
- Apport moyen annuel : 26 Mm^3
- Minimum : $0.08 \text{ m}^3/\text{s}$ année 1998
- ➢ Maximum : 2.36 m³/s année 1962
- ➤ Crues :

Période de retour (en ans)	10	50	100	1000	10 000
Débit de pointe (m^3/s)	300	490	575	865	1200
Volume (Mm ³)	4.2	6.8	8.0	12.0	16.6

- Cote de la retenue normale
- 372 NGM 0.682 Km²
- Aire de la retenue au niveau normal
 Volume de la retenue normale
 0.682 Km²
 12.25 Mm³

4.3 Géologie du site du barrage.

Le barrage est situé dans le Rif occidental au Nord du Maroc, à l'Ouest de la Dorsale calcaire, entre le pied Ouest de cette dorsale et les nappes des flyschs de Beni- Ider. La constitution géologique du site du barrage Moulay Bouchta correspond à un substratum de flyschs grésopélitiques avec une couverture argileuse développée concernant principalement la rive droite. L'épaisseur de cette couverture est décamétrique en rive droite, atteignant 20 à 30 m. Elle est de l'ordre du mètre en rive gauche.

C'est l'altération superficielle du substratum, conjuguée avec la présence de terrains de couverture à forte composante argileuse et gorgés d'eau, qui a conduit à des instabilités importantes de la rive droite.

En fond de vallée la couverture est constituée d'alluvions d'oued grossières dont l'épaisseur peut atteindre 13m. Les flyschs du substratum sont à prédominance argileuse, comme pour tout le reste de l'environnement du site du barrage. L'armature rocheuse est constituée de bancs de grès disloqués, discontinus et plus ou moins écrasés par la tectonique polyphasée qui a affecté cette région au cours de son histoire géologique. Il en résulte un substratum argilo-gréseux dans différents états mécaniques en profondeur, relativement rigide et schistosé par endroits, ou écrasé aux passages des failles. En rive droite la tranche altérée résiduelle présente sous la masse de glissement est de l'ordre de 10 m d'épaisseur en général, localement plus.

Les vitesses sismiques mesurées sur ce site sont de 300 à 800 m/s dans les zones superficielles des glissements (2 à 10m), jusqu'à 1 800 m/s dans les zones inférieures de ces glissements, entre 1800 et 2800 m/s dans les zones d'altération du substratum et de plus 3600 m/s dans le substratum en place. Cela confirme, s'il en était besoin, le caractère particulièrement décomprimé des terrains de couverture à l'origine de leurs faibles caractéristiques mécaniques. Une grande prudence a été affichée lors de la réalisation des excavations dans ces terrains, qui sont par ailleurs gorgés d'eau même en période sèche.

5. NOUVELLE CONCEPTION.

5.1 Reconnaissances complémentaires.

Des investigations géologiques (sondages carottés), géophysiques et géotechniques ont permis entre autres de déterminer les courbes de niveau du toit du substratum en rive droite. La figure 3 donne les variations de l'épaisseur des terrains de couverture et montre notamment l'implantation du nouvel axe du barrage au droit de la zone de plus faible épaisseur de la couverture. Aussi bien à l'aval qu'à l'amont, l'épaisseur augmente notablement (couleur rouge) où elle atteint localement les 35m.



Figure 3: épaisseurs des terrains de couverture selon les résultats des investigations additionnelles

5.2 Choix de parti

Les conditions géologiques du site principalement en rive droite imposent pratiquement un barrage en remblai. En rive gauche le substratum est partout sub-affleurant. Les vitesses sismiques rappelées ci-dessus, traduisent en effet un terrain côté rive droite à forte déformabilité qui ne peut en aucun cas s'accommoder d'une variante rigide, à moins de la fonder à grande profondeur. En dehors des volumes importants d'excavation et de béton que cela exigerait, l'instabilité des fouilles côté rive droite resterait un handicap incontournable pour une telle variante.

La solution la plus appropriée est donc une digue en remblai à noyau argileux. Elle bénéficie en plus de la remontée locale du substratum côté rive droite (voir figure 3), d'où l'implantation retenue pour le nouvel axe. En ce qui concerne les ouvrages annexes, le seul choix d'implantation possible est la rive gauche, évitant ainsi toute excavation de grande profondeur dans les terrains de couverture de la rive droite. Une paroi moulée est introduite pour l'étanchéité des alluvions de fond de vallée et au pied de la rive droite (un contrat particulier a été passé pour la réalisation de cet ouvrage).

Le choix de la paroi a été motivé par la nécessité d'éviter toute excavation profonde au pied de la rive droite de peur d'y créer des instabilités difficiles, voire même impossibles à contenir. Les terrains de couverture eux-mêmes identifiés au pied de la rive ont été conservés au-dessous de la dizaine de mètres sous le terrain naturel, là où ils sont suffisamment consolidés pour supporter le poids du barrage avec des déformations largement acceptables. Ils ont cependant été recoupés par la paroi moulée dont l'ancrage est assuré soit dans le substratum, soit dans le noyau du barrage.

La figure 4 ci-après donne une vue 3D du barrage et de ses ouvrages annexes.



Figure 4 vue 3D du barrage depuis l'amont rive gauche

5.3 Conception de la digue.

La coupe type de la digue est classique avec un noyau central argileux relativement mince, encadré par des transitions et des recharges en alluvions. Les matériaux utilisés sont disponibles sur le site, le long du cours d'eau. Deux importantes bermes ont été introduites pour optimiser le volume des recharges tout en assurant la stabilité du barrage, une de 22m à l'amont et une autre de 25m à l'aval, côté rive droite, compte tenu de la qualité de la fondation.

Le profil du barrage comporte:

- Un noyau argileux mince symétrique,
- > Un filtre et un drain cheminée chacun de 2.50m de largeur horizontale disposés à l'aval du noyau.
- À l'amont du noyau une transition grossière, d'une épaisseur horizontale de 4m.
- Des recharges en alluvions naturelles.
- > Des protections sur les deux parements.

La continuité de l'étanchéité à travers les alluvions en fond de vallée et au pied de la rive droite où une tranche importante des terrains de couverture subsiste est assurée par une paroi moulée en béton souple. Il a

en effet été jugé prudent de ne pas pousser les fouilles jusqu'au substratum dans le lit de l'oued pour éviter de déclencher une instabilité importante de la rive droite. La figure 5 donne la coupe type de la digue.



1a : noyau - 2a : filtre - 2c : drain - 1b : alluvions - 3 : transition - 4a : protection aval - 4b : rip-rap - 9 : drain Figure 5: Coupe type de la digue

Il convient de noter que la recharge amont est constituée d'alluvions grossières considérées comme matériau semi-perméable. Pour garantir son essorage total à la vidange rapide de la retenue, des drains horizontaux ont été installés à intervalle régulier au-dessus de la cote 355NGM, correspondant au niveau minimal du réservoir.

Les bermes disposées sur les deux parements font une largeur de 22m à l'amont et 25m à l'aval, côté rive droite, elles sont réduites à 5m côté rive gauche. Cela se justifie par la nature de la fondation nettement plus défavorable en rive droite. De plus, une tranchée drainante de 5m de profondeur a été réalisée dans cette rive pour y abaisser le niveau de saturation au-dessous de la recharge aval et assurer ainsi des conditions de stabilité satisfaisantes.

5.4 Ouvrages annexes

Pendant les travaux, l'oued emprunte un chenal de dérivation provisoire à ciel ouvert, implanté en rive gauche. Ce chenal est dimensionné pour passer le débit de pointe de la crue de période de retour de 50 années. Le chenal d'une longueur totale de 260 m et une pente de 1,5%, a une cote radier amont à 335 NGM et aval à 331 NGM. Il a une section trapézoïdale de 12 m de largeur à la base et des bajoyers avec fruit de 1.5H/1V côté droit (oued) et de 1H/1V côté rive gauche. Il a été jugé nécessaire de le revêtir sur toute sa longueur compte tenu de la vitesse d'écoulement atteignant les 13 m/s au passage de la crue de chantier.

La digue est ainsi réalisée en deux phases, dont la première correspond à la réalisation de la paroi moulée et des remblais côté rive droite et la seconde à la fermeture côté rive gauche, comme cela est schématisé dans la figure 6.



Figure 6 : Phasage d'exécution des remblais

La vidange de fond est conçue en conduite sous-remblai avec une tour de prise et de vannage accessible depuis la crête à l'aide d'une passerelle à deux travées, chacune de 17 m de longueur (voir la vue 3D fig.4). La galerie a une section rectangulaire de 2,50 m de hauteur et de 2 m de largeur avec des goussets aux 4 coins. La section est agrandie à l'aval de la vanne de réglage du fait de la perturbation de l'écoulement dans cette zone et de l'arrivée du conduit d'aération. Le seuil de la vidange est calé à la cote 345,60 NGM, soit environ 10 m au-dessus du fond de l'oued au droit de l'axe. Au-dessous de cette cote, le volume stocké est négligeable et devra être rapidement comblé par les sédiments. La vidange est partout fondée au rocher et comporte des talus extérieurs adoucis dans l'emprise du noyau.

L'évacuateur de crue est conçu en seuil libre calé à la cote 372 de forme circulaire, ayant une longueur développée de 25m. Il permet de laminer la crue de projet d'un débit de pointe de 1200 m3/s à 915 m3/s sous une charge d'environ 7.20m. La longueur relativement faible du seuil se justifie par l'espace très réduit disponible pour l'implantation de l'évacuateur. Le coursier d'une largeur de 10m a un tracé rectiligne et se termine par un élargissement et une cuillère équipée de redents visant à disperser le jet. La mise au point des formes hydrauliques de l'évacuateur et de la cuillère de la vidange de fond a fait l'objet d'une étude sur modèle réduit hydraulique.

5.5 Paroi moulée

La paroi moulée dont la justification est détaillée dans ce qui précède, est en béton souple capable de s'adapter aux déformations de la fondation et du noyau sans se fissurer. Pour lui assurer un ancrage suffisant dans le noyau, avec un gradient inférieur à 4, la paroi remonte dans le noyau de 4m. Elle a une épaisseur de 1,20 m largement suffisante pour les charges en présence.

Elle est réalisée à partir d'une plateforme à la cote 337, obtenue moyennant 5m de remblai argileux de la nuance la plus plastique destinée à la réalisation du noyau, de sorte à obtenir les 4m d'ancrage exigés, après recépage du mètre supérieur juste avant d'engager la mise en œuvre en grand des remblais susjacents. La

paroi a une profondeur maximale voisine de 20 m et une longueur de 156 m. Elle est ancrée dans le substratum de 1.20 m minimum. Une injection de liaison paroi substratum est réalisée par forages.

La composition du béton souple a nécessité de nombreux essais de mise au point visant à lui conférer les paramètres spécifiés, à savoir une perméabilité inférieure à 10-9m/s et un module d'Young à 90 jours entre 300 et 7000 MPa dans un domaine de déformation inférieur à 0.5%. La résistance mécanique à la compression arrêtée après l'exécution des essais d'étude a été fixée à 1 MPa.

6. DEROULEMENT DES TRAVAUX

Dès la mise au point du nouveau projet, les travaux ont repris et se sont déroulés dans d'excellentes conditions. Pratiquement aucun incident majeur n'a eu lieu. De nombreux glissements de faible extension ont eu lieu en rive gauche, là où le substratum est très altéré, comme cela est illustré dans les photos 2 ciaprès



Photo 2 exemples d'instabilités survenues en rive gauche

Côté rive droite où les craintes étaient bien réelles, aucune instabilité n'a eu lieu, grâce notamment au phasage d'exécution adopté. Celui-ci consistait à réaliser dans un premier temps une tranchée étroite à la pelle, visant à drainer le terrain et à vérifier si les conditions réelles sont bien conformes aux prévisions. La tranchée est ensuite élargie aux dimensions finales des fouilles en plan. Une nouvelle tranchée est ensuite réalisée et ainsi de suite. Les photos 3 ci-après montrent une des nombreuses surfaces de glissement relevées sur les talus. Elles n'ont fort heureusement pas eu d'incidence sur les travaux car elles étaient parallèles au versant et avaient une composante pratiquement horizontale suivant les talus de fouilles de la tranchée l'ancrage du noyau.

Mis à part le contrat spécifique concernant la paroi moulée, tous les autres travaux ont été menés dans le cadre du contrat relatif à la première conception. Ils sont maintenant pratiquement achevés. Les adaptations du projet on finalement abouti à un ouvrage répondant parfaitement à l'usage auquel il était destiné avec la même capacité de stockage, tout en s'inscrivant dans le budget prévu initialement. La date d'achèvement a connu une année de retard, ce qui est tout à fait normal compte tenu de l'arrêt des travaux durant plus de 6 mois et de l'introduction de la paroi moulée dans le projet.



Photo 3 : surface de glissement identifiée dans les talus de fouilles de la tranchée du noyau en rive droite

7. CONCLUSIONS

Le barrage Moulay Bouchta est situé dans un contexte géologique et géotechnique difficile, marqué par la présence de flyschs à forte composante argileuse, notamment en rive droite. L'insuffisance des reconnaissances effectuées à l'avant projet et la principale cause des problèmes rencontrés au démarrage des travaux.

Les décisions prises, suite à l'apparition de mouvements de terrain concernant l'ensemble du versant droit, se sont révélées payantes. Il s'agit de l'arrêt des travaux en cours, la reconstitution à l'origine du versant et le lancement d'investigations additionnelles visant à obtenir une bonne connaissance des conditions géologiques du site. Il a ainsi été possible d'éliminer tout risque pour les constructions et les infrastructures en partie supérieure du versant et de mettre au point un nouveau projet parfaitement adapté au contexte particulier du site.

La relation de partenariat développée entre les parties, à l'occasion de leurs nombreuses collaborations sur d'autres projets, a été le facteur principal derrière la réussite de ce projet. La photo 4 donne une vue générale des ouvrages depuis la rive droite.



Photo 4 : vue du barrage achevé en attente du premier remplissage

Thème D

Instrumentation et surveillance des fondations : tenue à moyen et long terme



Barrage du Tech, Hautes Pyrénées (Aquarelle PH.Lhez)

INTERACTION ENTRE COMPORTEMENT HYDRAULIQUE ET GEOLOGIE AU BARRAGE DE LA GANGUISE (FRANCE) Interaction between hydraulic behavior and geology of Ganguise dam (France)

Eric VUILLERMET

BRL ingénierie 1105 avenue Pierre Mendes France – BP 94001 – 30001 NIMES cedex 5 courriel : eric.vuillermet@brl.fr

Bernard COUTURIER Comité technique permanent des barrages et des ouvrages hydrauliques (CTPBOH) courriel : couturier.bernard@orange.fr

MOTS CLÉS

Molasses, injection, paroi moulée, auscultation, piézométrie,

RÉSUMÉ

Interaction entre comportement hydraulique et géologie au barrage de la Ganguise (France)

Au travers du cas du barrage de la Ganguise (Barrage en remblai zoné – France - région Sud), nous abordons la sureté d'un ouvrage impacté par l'interaction entre la géologie d'un appui et la surveillance au travers de l'auscultation.

Cet ouvrage est situé géologiquement dans la partie Sud-Est du Bassin d'Aquitaine. Ce bassin correspond essentiellement à un grand golfe existant déjà au Secondaire mais dont le remplissage s'est surtout effectué au Tertiaire. Ce remplissage est dû à la fois à des formations marines et à des formations continentales dont les apports réciproques ont varié suivant les étages, mais la partie Sud-Est, qui nous intéresse, est toujours restée à l'abri des mers. Le remplissage de cette partie, provenant essentiellement du démantèlement de la chaîne pyrénéenne après sa surrection entre le Lutétien inférieur et moyen, a donné naissance aux molasses ludiennes, sannoisiennes et stampiennes dans les environs du site du barrage. La lithologie se caractérise par la présence de couches de marnes, grès, sables alternant de façon relativement régulière. Il a été néanmoins possible d'y distinguer 8 niveaux tantôt perméables, tantôt imperméables. On rappelle aussi que le mode de dépôt est parfois lenticulaire avec quelques biseaux et généralement un léger pendage de la rive droite vers la rive gauche, ce qui explique une certaine différentiation du comportement hydraulique entre les deux rives de l'ouvrage.

Réalisé en deux phases – barrage initial en 1979 & surélévation en 2005 -, nous pouvons appréhender un retour d'expérience sur le comportement hydraulique de l'appui combinant le comportement durant une première période d'exploitation, les prévisions de comportement en phase de conception de la surélévation associées aux prescriptions techniques, et le comportement constaté lors des 6 années de remplissage progressif.

Les vingt premières années d'exploitation du barrage initial ont témoigné d'un comportement singulier de l'appui rive droite caractérisé notamment par une sensibilité d'un certain nombre de piézomètre du dispositif d'auscultation à la charge hydraulique amont, comportement largement influencé par la structure géologique de cet appui. En prévision de l'augmentation de la charge hydraulique de 6 m liée à la surélévation de l'ouvrage, on s'est attaché à prédire le comportement hydraulique de cet appui afin d'évaluer son niveau de sûreté. Pour faire face aux incertitudes des prévisions de comportement, mais aussi aux incertitudes d'efficacité des dispositifs d'étanchéité combinant un voile d'injection et une paroi moulée au sein des molasses, des dispositifs complémentaires ont été prescrits : puits de décharge et masque drainant aval au droit de niveaux géologiques singuliers.

La mise en charge progressive de l'ouvrage et ses premières années d'exploitation dans sa nouvelle configuration permet de faire un premier bilan.

ABSTRACT

Interactions between the hydraulic behaviour and the geology of Ganguise dam (France)

Here we take a look at Ganguise Dam (a zoned earthfill dam in the South of France) in a case study where the interactions between the geology of the supporting ground and dam monitoring affect dam safety.

Geologically speaking, the dam is situated in the South-East of the Aquitaine Basin. It is a basin with a large gulf that already existed in the Secondary period but was mainly filled in the Tertiary era. It was filled in with varying amounts of marine formations as well as continental formations, deposited in stages, but the south-east part, which is the area we are concerned with, has never been immersed by the sea. The filling of this part, mainly derived from the erosional debris from the Pyrenees following their uplift between the Lower and Middle Lutetian, saw the creation of the Ludian, Sannoisian and Stampian molasses in the surroundings of the dam site. The fairly regular, alternating layers of marl, sandstone and sand are characteristic of the area's lithology. Nevertheless, eight different levels were identified, some of them permeable, some impermeable. Furthermore, the deposits are sometimes lenticular, wedging out in places, and there is a slight general inclination running from the right bank towards the left bank, which accounts for certain differences in the hydraulic behaviour of the two banks of the dam.

Having been built in two stages –the original dam in 1979, followed by raising works in 2005–lessons have been learnt on the hydraulic behaviour of the supporting ground by reviewing the combination of dam behaviour during the first period of operation, behaviour forecasts during the raising works design phase considering the technical specifications, and the behaviour observed during the 6 years of gradual filling of the reservoir.

The first twenty years of operation of the original dam revealed unusual behaviour in the right bank supporting ground, in particular due to the sensitivity of a certain number of piezometers in the dam monitoring system to the upstream hydraulic load, this reaction being widely due to the geological structure of the supporting ground. In anticipation of the hydraulic load with an additional 6m head when the dam was raised, attempts were made to forecast the hydraulic reaction of the supporting ground in order to assess its safety. Due to the uncertainty of the behavioural forecasts as well as uncertainty as to the effectiveness of the watertightness system composed of a grout curtain and a diaphragm wall in the molasses, additional prevention was planned: an absorbing well and a pervious shell on the downstream face where the unusual geological layers are found.

The gradual filling of the reservoir and the first years of operation of the dam in its new configuration provide a good opportunity for a first assessment.

1. INTRODUCTION

Au travers du cas du barrage de la Ganguise (Barrage en remblai zoné – France - région Sud), nous abordons la sûreté d'un ouvrage impacté par l'interaction entre la géologie d'un appui et la surveillance au travers de l'auscultation.

Les fondations de ce barrage sont constituées de molasses caractérisées par la présence de couches de marnes, grès, sables alternant de façon relativement régulière.

Conçu en deux phases, les vingt premières années d'exploitation ont permis d'appréhender le comportement hydraulique de son appui rive droite et d'identifier l'interaction entre la géologie du site et les niveaux piézométriques.

La surélévation de l'ouvrage de 6 mètres associée à l'augmentation de la charge hydraulique amont de 6 mètres a conduit à s'interroger sur les risques encourus quant à l'évolution de la piézométrie aval.

Le retour d'expérience a conduit à améliorer le dispositif d'étanchéité en rive, à prédire l'augmentation des niveaux piézométriques, à retenir quelques dispositions constructives (puits de décharge, recharge drainante en appui) et à rester vigilant quant à la surveillance par l'auscultation.

Après six années de mise en eau de la nouvelle tranche liée à la rehausse, et 3 années d'exploitation à sa cote RN surélevée, nous pouvons effectuer les premières comparaisons entre prédictions et observations, et ainsi voir tout l'intérêt d'un travail minutieux quant à la connaissance de la structure lithologique.

2. CONTEXTE GEOLOGIQUE

2.1 Géologie locale

La retenue de la Ganguise et ses ouvrages annexes sont situés géologiquement dans la partie Sud-Est du Bassin d'Aquitaine. Ce bassin correspond essentiellement à un grand golfe existant déjà au Secondaire mais dont le remplissage s'est surtout effectué au Tertiaire. Ce remplissage est dû à la fois à des formations marines et à des formations continentales dont les apports réciproques ont varié suivant les étages, mais la partie Sud-Est, qui nous intéresse, est toujours restée à l'abri des mers.

Le remplissage de cette partie, provenant essentiellement du démantèlement de la chaîne pyrénéenne après sa surrection entre le Lutétien inférieur et moyen, a donné naissance aux molasses lutétiennes et bartoniennes de la région de Castelnaudary puis ludiennes, sannoisiennes et stampiennes dans les environs du barrage. Les couches de marnes, grès, sables alternent de façon relativement régulière mais affleurent mal.

Il a été néanmoins possible d'y distinguer 8 niveaux qui ont été décrits de façon précise lors des études (Marinos P., 1968)

2.2 Lithologie au droit du barrage

La lithologie montre une alternance de niveaux perméables et de niveaux imperméables dictant les conditions d'étanchéité des fondations mais aussi les dispositifs à mettre en place pour améliorer cette étanchéité. Ainsi on met en avant le travail minutieux du géologue qui a permis de distinguer les niveaux suivants :

Niveau IV : La marne inférieure est constituée de marnes plus ou moins argileuses bariolées, avec passées de marnes détritiques ou sableuses. Ce niveau renferme quelques lentilles minces et de faible extension de grès et de sable. Cependant une lentille plus importante (niveau IV b) de sable et de grès peut s'y développer et donner dans la cuvette quelques affleurements qui n'ont pu être cartographiés en raison de leur exiguïté. Vers le sommet du niveau les marnes argileuses deviennent plus détritiques. L'épaisseur de la série est de 10 à 20 m.

Niveau V: Le grès inférieur est formé de sables et de grès plus ou moins conglomératiques et de conglomérats vrais. Les passages des sables aux grès ou aux conglomérats, et vice versa, sont très irréguliers et on observe souvent des litages entrecroisés qui peuvent parfois amener à une mauvaise interprétation des pendages.



Figure 1: Couche gréseuse en appui rive droite

Le ciment des grès et des conglomérats est essentiellement calcaire et les grains ou les galets sont surtout de nature quartzitique ou calcaire mais peuvent aussi provenir de roches cristallines. Ces grès et conglomérats présentent souvent à cause de leur dureté quelques cassures localisées à l'affleurement où ces roches sont cependant moins compactes à cause de l'altération de surface. Enfin ce niveau de "grès" inférieur devient par endroit argileux ou renferme des poches ou lentilles de marnes. L'épaisseur de ce niveau varie de 2 à 10 m.

Niveau VI : Cette marne moyenne ressemble exactement à la marne inférieure tant du point de vue nature que dépôt. Son épaisseur est de 5 à 15 m.

Niveau VII : Le grès moyen est semblable au grès inférieur mais renferme plus de conglomérats avec galets de grande taille, localisés plus particulièrement dans la partie amont de la cuvette. Ce grès moyen forme, surtout en rive gauche et dans la partie amont de la cuvette, des crêtes aplaties et constitue ainsi un impluvium qui se traduit au contact de la marne moyenne par de petites sources temporaires à débit très faible : de telles sources étaient rares dans le grès inférieur à cause de son impluvium réduit. L'épaisseur de ce niveau varie de 5 à 20 m.

Niveaux VIII et IX : La marne supérieure (VIII) et le grès supérieur (IX) présentent en gros les mêmes caractéristiques que leurs homologues moyens et inférieurs mais on note plus d'irrégularité du point de vue faciès et épaisseur. La marne supérieure est très souvent détritique et renferme un grand nombre de petites lentilles de grès ou de sables. De même le grès supérieur contient de nombreuses lentilles marneuses et apparaît surtout sableux ou gréseux mais toujours plus ou moins argileux. D'une façon générale l'individualité de ces niveaux devient de moins en moins nette au fur et à mesure que l'on se dirige vers l'aval et que l'on monte dans la série car l'on observe une augmentation de la phase argilo-marneuse. Des éboulis argilo-sableux couvrent les pentes presque toujours boisées : leur épaisseur est de quelques mètres. Ailleurs la roche mère est souvent masquée par une couche d'altération ou de remaniement en place dont épaisseur ne dépasse pas un mètre.

Des alluvions de nature argilo-limono-sableuse occupent les points bas de la vallée sur une largeur augmentant vers l'aval et d'une épaisseur de quelques dizaines de cm à 5 m. Elles masquent un niveau

inférieur essentiellement gravelo-sableux dont l'existence a été révélée par les travaux de reconnaissance du barrage.



Figure 2: Série lithologique des molasses de la Ganguise

2.3 L'appui rive droite

L'appui rive droite se caractérise d'une part par une stratigraphie subhorizontale permettant les transferts d'eau amont - aval et une morphologie conduisant à avoir un appui au large étroit pouvant faciliter les circulations d'eau de la retenue vers un talweg aval.

On note aussi la présence de deux horizons détritiques (niveau V et niveau IVb) de perméabilités potentiellement plus élevées.

Le sommet de l'appui est constitué par les grès, sables et galets du niveau VII, lesquels sont couronnés au large par les marnes du VIII. On note également de fortes variations d'épaisseur pour le niveau VII, détritique.

Au-dessous de ces formations déjà décrites, on retrouve :

Niveau V : formé de grès, sables plus ou moins argileux et galets. Il peut atteindre plus de 10 mètres de puissance mais aussi disparaitre en se terminant en biseau.

Niveau IV : il constitue les marnes inférieures qui ne forment qu'un seul gros ensemble marneux avec le VI **Niveau IVb :** c'est une bande de grès lenticulaires à l'intérieur du IV. On semble la retrouver que localement.

L'examen des données géologiques montre que l'on a une alternance de niveaux marneux et détritiques, d'épaisseur variable, que l'on peut assez bien corréler d'un sondage à l'autre.

Le mode de dépôt est parfois lenticulaire avec quelques biseaux et généralement un léger pendage de la rive droite vers la rive gauche.



Figure 3 : *Géologie détaillé de l'appui rive droite*



Figure 4 : Coupe géologique synthétique sur un profil amont aval en rive droite

3. L'INTERACTION « GEOLOGIE – CONCEPTION DE L'ETANCHEITE »

3.1 Présentation synthétique

En regard des observations faites par le géologue, la problématique d'étanchéité des appuis a été primordiale. Mais il a été mis en avant la difficulté de traiter un massif hétérogène faisant alterner des couches peu perméables avec des couches perméables, des faciès très variables, des formations lenticulaires,... Le travail du géologue a été de construire des modèles de terrain pour définir la géométrie du voile d'étanchéité mais aussi des dispositions constructives vis-à-vis des risques d'érosion interne.

3.2 Dispositif initial d'étanchéité en rive

Les traitements en rive retenus pour le barrage initial (1978-1979) ont été un voile d'injections.

Sur les rives le voile d'injection normal a une hauteur de 10 à 15 m sous le fond de fouille du noyau étanche alors que le voile au large varie de 20 à 22 m en RD.

Dans tous les cas, le voile (normal et au large) pénètre et traite les marnes et grès sur toute leur hauteur. Il est descendu jusqu'au niveau IV (marne inférieure) et VI (marne moyenne).

Si les principes de base étaient des injection en passes descendantes d'un coulis argile-ciment pour obturer les vides pénétrables puis du gel à haute teneur en silice pour obturer les passages les plus fins, les meilleurs résultats ont été obtenu par l'injection en volume limité d'un coulis de ciment pur avec pour objectif de traiter les marnes par serrage et cloisonnement, et les sables par pénétration des coulis de ciment par claquage avec le risque de contournement des obturateurs.

Ses principales caractéristiques des voiles sont les suivantes :

	Voiles sur les versants	Voiles au large (appuis)		
	Rive droite	Rive droite		
- Longueur développée	140 m	50 m		
- Hauteur moyenne	10 m < h < 15 m	20 m < h < 22 m		
- Surface développée	1750 m²	1050 m²		
Espacement :	2 lignes de forage			
- entre lignes	1,50 m à 2,00 m			
- entre forages	2,50 m à 3,00 m			
- Nature du coulis :				
- ligne amont	Utilisation simultanée de gel de silicate et de ciment pour clavage			
- ligne aval	Ciment			
Tableau 1	: Caractéristiques du voile d'étanchéité	é en rive droite (1978)		

En rive droite, ce traitement n'a pas été efficace pour l'horizon V de sables fins où l'on ne constatait pas d'amélioration de l'étanchéité, l'absorption de 10 à 20 UL restait identique avant et après injection. Il a été nécessaire de compléter le traitement par une injection de résine aqueuse de faible viscosité.





3.3 Dispositif d'étanchéité en rive dans le cadre de la surélévation

Dans le cadre de la surélévation, envisager de poursuivre le voile actuel par un voile traditionnel ne semblait pas très adapté. En effet, compte tenu du déplacement de l'axe du couronnement vers l'aval, il faut retraiter toute la partie haute de l'appui et retraiter une partie du voile existant. En effet, l'étanchement de la partie supérieure par injections reste trop incertain puisque, dans de tels terrains, il est pratiquement impossible de monter en pression et que les coulis traditionnels et les résines pénètrent mal.

Afin d'assurer l'étanchéité de l'appui et de renforcer l'efficacité du voile existant, il a été décidé l'exécution d'une paroi moulée (2005). Sa géométrie et sa profondeur sont adaptées pour qu'elle vienne nettement

s'encastrer dans le voile initial au moins sous la limite supérieure du voile existant (normal et au large), traitant ainsi l'horizon V.

Les caractéristiques principales de l'écran étanche Rive droite sont résumées ci-après :

	Étanchéité complémentaire
	Rive droite
Longueur totale	~100 m
Profondeur des panneaux	~13,7 m < h < ~27,7 m
Surface	~1930 m²
Épaisseur	1 m
Constitution	Béton plastique

 Tableau 2 : Caractéristiques de l'écran étanche Rive droite (2005)
 1



Figure 6 : Etanchéité en rive droite : Voile d'injection (1978-1979) et paroi moulée (2005)

3.4 Dispositifs complémentaires en rive droite : gestion du risque de renard

La présence d'une structure litée avec un léger pendage vers l'aval, permet un écoulement privilégié au sein de l'horizon V, voir IVb. Hors ces derniers sont sub-affleurants en partie aval de la rive droite, et même affleurants au droit des terrassements de pied.

Dans le cadre de la surélévation, et compte tenu de l'évolution probable du gradient hydraulique du fait de l'élévation de la charge amont, il a été jugé nécessaire de mettre en place des dispositions constructives comportant :

- un réseau de 10 puits de décharge DN 300 en pied de rive interceptant des niveaux IVb et V ;



Figure 7 : Localisation des puits de décharge en pied de rive (2005)

- sur une cinquantaine de mètre, un placage drainant en enrochement avec une condition de filtre assurée par un géotextile, recharge couvrant la zone d'affleurement de l'horizon V située à proximité du pied aval du barrage.



Figure 8 : Placage drainant de pied de rive droite (2005)

4. INTERACTION « GEOLOGIE – AUSCULTATION DE L'APPUI »

4.1 Le dispositif d'auscultation en rive

La connaissance fine de la structure géologique et l'identification d'horizon sensible a permis de mettre en place un dispositif d'auscultation adapté au suivi du comportement hydraulique de l'appui du barrage.

Il a été retenu une répartition permettant de couvrir l'appui mais aussi la zone au large, et d'ausculter selon des profils amont – aval. Lors de la réalisation de la surélévation, certains piézomètres ont été perdus du fait qu'ils se situaient sous l'emprise du nouveau remblai. Deux nouveaux points de suivi ont été réalisés pour ausculter des horizons déjà suivis. En complément, il a été mis en œuvre un point de mesure juste en aval de la paroi moulée.

Au droit des points de mesures de la piézométrie, le géologue a identifié les horizons à surveiller. Nous avons donc, selon la configuration, un groupe de 2 à 3 piézomètres par point de surveillance.



Figure 9 : Schéma de groupe de piézomètres – Tableau des piézomètres et des horizons auscultés

Pour la surveillance de la piézométrie dans le versant rive droite, un réseau de 20 piézomètres auscultant les niveaux IVb, V et VII sont destinés à suivre la saturation du versant. Pour la plus part d'entre-eux nous avons des données depuis la mise en eau du barrage initial.



Figure 10 : Localisation des piézomètres (2005)

4.2 Comportement hydraulique de l'appui rive droite

Dans le cadre des études de conception de la surélévation, un dépouillement et une analyse statistique spécifique de l'ensemble des résultats des mesures piézométriques effectuées de la mise en eau (1980) à 1996, a été réalisé par la mise en œuvre et la calage d'un modèle statistique multicritères de type HST en y associant un paramètre « pluie ».

Une étude complémentaire de la réponse de la nappe captive IVb aux fluctuations saisonnières de la retenue a été faite par MECASOL en 1996.

Il ressort de ces études :

- des familles de comportement hydraulique de piézomètres

- des comportements associés à la nature géologique de l'horizon ausculté.

L'analyse appliquée aux 20 années de mesures a permis de procéder à un regroupement de ceux-ci en 3 groupes distincts, traduisant 3 comportements plus ou moins bien différenciés:

Groupes G1a et G1b : comportement sensible (G1b) à très sensible (G1a) à la charge hydrostatique amont. La notion de « très sensible » est liée au constat du ratio dH/dZ voisin de 1.

Groupe G2 : sensibilité à la pluie des 15 derniers jours

Groupe G3 : effet saisonnier marqué à très marqué avec une très nette tendance à l'augmentation dans le temps (sauf le 12b). Il s'agit donc d'un groupe de piézomètres parfaitement homogènes quant à leur implantation (bas de versant de rive droite) - et quant à l'horizon géologique ausculté - niveau IVb. L'analyse de ces variations sinusoïdales correspond à la réponse d'une nappe captive dans les horizons IVb et aux fluctuations périodiques de la retenue dont les effets d'amortissement et de retard peuvent être exprimés analytiquement.

Groupes	Horizon IVb	Horizon V	Horizon VII
G1a et G1b	2a, 3a, 12a, 13a, (19a)	1b, 2b, 3b, 5b, <i>12b</i> , 4a	-
G2	15a, (19a)	11b, 13b	4b, 11c
G3	14a, 16a, 17a, 18a	(12b)	-

<u>*Rem*</u> : les piézomètres en gras et en italiques sont les piézomètres qui ont été détruits au cours des travaux de surélévation.

Tableau 3: Classement des piézomètres selon les groupes de comportement et l'horizon ausculté



4.3 Prévisions issues des études de surélévation

Globalement, les études mettent en avant que « lors de la montée du plan d'eau à la côte 230,00 NGF la piézométrie de l'horizon V augmentera de façon notable en rive droite » notamment du fait que l'exutoire actuel de l'horizon V sera bloqué par la nouvelle recharge. Le niveau V ne sera donc drainé que plus en aval sur le flanc sud-ouest de l'éperon longeant le ruisseau de la Ganguise. On s'attend donc lors de la montée du plan d'eau à la côte 235,0 NGF à ce que la piézométrie augmente progressivement.

Selon la sensibilité des piézomètres et leur localisation, les hausses de niveaux piézométriques sont évaluées entre 0 à 9 m. Il est à noter que le niveau moyen constaté de la retenue avant rehausse est de 226 m NGF, ce qui donne une élévation de la charge hydraulique amont de 9 m. Le tableau 4 présente les niveaux piézométriques estimés pour une cote de retenue à 235 m NGF.

4.4 Comportement observé

La mise en eau de la nouvelle tranche 229-235 s'est étalée sur 6 ans pour s'achever en 2011. Depuis les conditions d'apport ont permis d'avoir plusieurs années consécutives permettant d'atteindre la cote RN calée à 235 m NGF. Nous pouvons donc déjà observer le nouveau comportement hydraulique de l'appui rive droite.

L'augmentation attendue des niveaux piézométrique a pu être observée.



Graphe 2 : Illustration de l'évolution de la piézométrie pour l'horizon V

Nous présentons ci-après la synthèse des observations

				Analyse HST								
Piézomètre	Niveau lithologique ausculté	dH pour le passage de 226 à 235	Cote théorique atteinte pour 235	classemt du comportement	Effet charge amont	effet saisonier	sensibilité à la pluie P15	Évolution ds le tps	Niveau moyen observé pour RN 235			
2a	IVb	8,6	234,1	G1-a	très sensible	х	Х	X	232,1			
3a	IVb	8,6	233,6	G1-a	très sensible	х	х	Х	231,96			
5a	IVb	, i i i i i i i i i i i i i i i i i i i	?	ns					225,86			
11a	IVb		?	ns					220,54			
12a	IVb	3,6	218,1	G1-b	sensible	х	Х	Х	voir 25a			
13a	IVb	4,2	220,2	G1-b	sensible	Х	Х	Х	voir 26a			
17a	IVb		205.5	G3	x	(très) marqué	х	nette tendance à l'aug. ds tps	débitant			
1b	V	6.4	232.4	G1-a	très sensible	x	х	x	232.05			
2b	V	5	231	G1-b	sensible	X	X	X	231.32			
3b	V	4.5	230.5	G1-b	sensible	x	x	x	230.69			
4a	V	6,8	232,8	G1-a	très sensible	X	X	X	231,49			
5b	V	4,5	227	G1-b	sensible	х	х	х	222,99			
11b	V		220	G2	х	х	sensible	х	220,32			
12b	V	1,3	220,3	G1-b/G3	sensible	Х	х	х	voir 25b			
13b	V	2,7	212,7	G1-b/G2	х	х	sensible	Х	voir 26b			
11c	VII		227,5	G2	х	Х	sensible	Х	227,43			
Nouveaux pi	Nouveaux piézomètres											
27a	V								231,83			
27b	VI								230,83			
27c	VII								232,68			
25a	IVb		218,1						218,7			
26a	IVb		220,2						212,37			
25b	V		220,3						218,85			
26b	V		212,7						211,43			

 Tableau 4 : Analyse de la piézométrie – Evaluation de l'évolution des cotes – Cotes observées

On note que les prévisions du comportement hydraulique de l'appui rive droite sont en grande partie confirmées par les observations, notamment pour l'horizon V qui avait été identifié comme le plus sensible à l'évolution de la charge amont.

5. BILAN ET PERSPECTIVE

Le premier bilan met en avant la nécessité d'avoir un modèle géologique des fondations pertinent surtout dans des contextes lithologiques mettant en avant des horizons perméables. Le géologue apporte les éléments indispensables tant pour la conception des étanchéités de rives que pour la réalisation du réseau d'auscultation. Il permet alors au concepteur d'identifier les risques et ainsi mettre en place les dispositifs constructifs nécessaires: puits de décharge, masque drainants,...

Le second point réside dans le fait que le modèle géologique permet aussi d'avoir les éléments indispensables à la compréhension du comportement hydraulique de la fondation. L'analyse de la sensibilité des piézomètres aux facteurs extérieurs est rapidement mise en parallèle avec la nature même des horizons auscultés. C'est à travers cette approche que l'on a mis en évidence le comportement singulier de l'horizon sablo-gréseux V et son fort pouvoir de transmissivité. L'évaluation du comportement sous une charge amont accrue a pu être appréciée.

Les observations relativement conformes aux prévisions montrent d'une part que les modèles mis en œuvre restent tout à fait pertinent, mais d'autre part, qu'il y a nécessité de maintenir un niveau de surveillance spécifique.

Les perspectives quant à la poursuite de l'analyse et surveillance de cet appui seraient, compte tenu de la qualité du modèle géologique, d'établir un modèle hydraulique afin de simuler le comportement à l'échelle de l'appui. Comme mis en avant dans l'étude de dangers et la revue de sûreté, l'évaluation des gradients et des potentiels hydrauliques permettraient d'évaluer le niveau de sécurité.

SURVEILLANCE DES BARRAGES-VOÛTES DE L'HONGRIN EN SUISSE : PROBLEMATIQUES DE VENUES D'EAU ET DE STABILITE DES APPUIS Monitoring of the Hongrin arch dams in Switzerland : water leakage and stability of the foundation issues

Thierry Bussard NORBERT SA, Géologues-Conseils, Suisse geol-lsne@norbert-sa.ch

Alexandre Wohnlich, Azad Koliji STUCKY SA, Suisse awohnlich@stucky.ch, akoliji@stucky.ch

> Raphaël Leroy ALPIQ Suisse SA, Suisse raphael.leroy@alpiq.com

MOTS CLÉS

Venues d'eau, sous-pression, glissement rocheux potentiel

RÉSUMÉ

Surveillance des barrages-voûtes de l'Hongrin en Suisse, problématiques de venues d'eau et de la stabilité des appuis.

L'aménagement hydroélectrique de pompage –turbinage de l'Hongrin construit à la fin des années 60 comporte deux barrages-voûtes atteignant 123 m (barrage Nord) et 90 m de hauteur (barrage Sud); une valorisation de l'aménagement avec la construction d'une seconde centrale souterraine est actuellement en cours (projet FMHL+). Pour l'essentiel, les fondations des barrages sont constituées de roches calcaires offrant une structure géomécaniquement et hydrogéologiquement propice (plongement général en direction de l'amont). L'appui rive droite du barrage Nord présente toutefois des conditions locales moins favorables en raison d'un rocher plus tectonisé et d'une stratification plongeant en partie en dehors de la topographie. Ces conditions avaient conduit, à la construction de l'aménagement, à un renforcement de l'appui immédiatement à l'aval du barrage au moyen d'ancrages actifs. La présence de résurgences d'eau à mi hauteur du versant, bien que de faible débit, avait de surcroît indiqué une déficience locale du voile d'injection et du système de drainage, ainsi que la présence de pressions d'eau, également défavorables pour la stabilité de la paroi rocheuse. Le présent article illustre le renforcement progressif du système de surveillance du barrage défini de manière ciblée de façon à pouvoir préciser les conditions de l'appui et évaluer sa stabilité. L'étude ayant montré la nécessité de maintenir les ancrages précontraints à long terme et ne connaissant pas leur état après plus de 40 ans de service, le renforcement de la surveillance se poursuit et un plan d'actions à court, moyen et long terme est en cours d'élaboration.

ABSTRACT

The Hongrin hydroelectric pumped storage scheme constructed at the end of the 60's presents two concrete arch dams 123 m high (northern dam) and 90 m high (southern dam); the ongoing construction of a second underground powerhouse will increase the production of the scheme (FMHL+ project). The foundation of the dams mainly consists of limestone which shows a favourable structure from the points of view of rock mechanics and hydrogeology (general dip towards upstream). However, the right flank of the northern dam presents less favourable local conditions due to a more tectonized rock mass and a bedding plane which partly daylights. These local conditions led to reinforcement works of this flank during the construction of the dam with prestressed rock anchors. Moreover, the presence of small water outflows halfway down this flank pointed out local seepage through the grout curtain and some ineffectiveness of the drainage system ; the resulting water pressure is also unfavourable for the rock mass stability. This paper illustrates the progressive implementation of a monitoring system focused on the right flank stability. The performed study confirmed the necessity of maintaining the prestressed rock anchors in the future. Since their state is not known after more than 40 years of operation, the monitoring system was upgraded and a dedicated programme of measures for short-, mid- and long-term is in progress.

1. INTRODUCTION GENERALE SUR L'AMENAGEMENT

L'aménagement hydroélectrique de l'Hongrin est particulier en raison de sa double voûte (barrage Nord de 123 m de hauteur et barrage Sud de 95 m) ; les deux ouvrages, dont le couronnement atteint la cote de 1255 msm, sont joints par une culée centrale construite sur un promontoire rocheux qui séparait les deux cours d'eau (figure 1). La retenue de 160 ha est alimentée par son bassin versant direct (46 km²) ainsi que par des adductions externes (20 km de galeries pour un bassin supplémentaire de l'ordre de 45 km²). De surcroît, l'usine hydroélectrique souterraine de l'aménagement (Veytaux) en liaison avec le lac Léman (env. 372 msm) fonctionne en mode de pompage-turbinage. L'aménagement a été construit entre 1966 et 1971 ; sa puissance actuelle est de 240 MW. Une seconde centrale souterraine est en cours de construction et permettra de doubler sa puissance (480 MW au total).



Figure 1 : Illustration des barrages-voûtes de l'Hongrin. On notera, en hachuré, le secteur de l'appui rive droite du barrage Nord renforcé au moyen d'ancrages, ainsi que la principale résurgence d'eau dans le versant marquée en bleu.

2. CADRE GEOLOGIQUE DU SECTEUR DES BARRAGES ET CONTEXTE DE L'ETUDE

Les fondations des Barrages de l'Hongrin s'appuient essentiellement sur les calcaires plaquetés ou en petits bancs du Néocomien. Malgré son important litage, le rocher forme, d'une manière générale, un massif compact de bonne qualité. Le verrou formé par ces calcaires présente une structure géomécaniquement et hydrogéologiquement très favorable, puisque les couches plongent en moyenne de 45° vers l'amont.

L'appui rive droite du Barrage Nord comporte cependant un agencement spatial des couches moins favorable en raison d'un plongement à composante aval par rapport aux falaises de l'appui. De surcroît, la rive en question a été plus fortement tectonisée que les autres parties des fondations. Cela s'est traduit par une fracturation plus intense (fréquence des fractures deux fois plus élevée qu'ailleurs) et par la nécessité d'un renforcement de l'appui lors de la construction des ouvrages au moyen d'une soixantaine d'ancrages précontraints répartis selon une maille de 4 m de côté et au bétonnage d'une dépression de la paroi rocheuse. Ce frettage avait notamment pour but de permettre l'exécution d'injections de consolidation et d'étanchement.

D'un point de vue hydrogéologique, l'appui rive droite se distingue également des autres parties des fondations avec une conductivité hydraulique de l'ordre de dix fois plus élevée qu'ailleurs en raison de la fracturation plus marquée. Les absorptions de coulis de ciment lors des travaux d'injection du voile d'étanchéité avaient montré une tendance similaire.

On notera également la présence de venues d'eau dans l'appui rive droite (observées depuis les premières années de service) qui mettent en évidence une déficience du voile d'injection ainsi que du système de drainage (figure 2). Le débit des résurgences de l'ordre de 25 l/min en moyenne n'est pas problématique au point de vue quantitatif, mais la présence de ces écoulements fait craindre la présence de pressions d'eau au sein de l'appui en aval direct du barrage. Cette situation n'est pas favorable pour la stabilité du massif rocheux déjà intensément tectonisé et pourrait poser à terme, avec le vieillissement des ancrages, un problème potentiel pour certains compartiments rocheux de l'appui. A l'heure actuelle, il est en effet possible

que ces ancrages soient en partie corrodés et la question de leur nécessité pour assurer la stabilité de l'appui se pose.

Cette préoccupation nous a conduits à étudier plus en détail les conditions de stabilité de l'appui, avec notamment la mise en place progressive d'un système de surveillance ciblé sur cet appui en plus du système d'auscultation standard de l'aménagement.



Figure 2 : illustration des résurgences principales à mi-hauteur du versant en aval du barrage Nord (photo 1) et exemple des sous-pressions avec un filet d'eau issu d'un plot du barrage (photo 2).

3. SURVEILLANCE DE L'APPUI RIVE DROITE DU BARRAGE NORD

L'analyse s'est déroulée progressivement sur une dizaine d'années avec, par ordre chronologique, les étapes suivantes combinant des phases d'études et d'instrumentation successives :

a) Des **analyses chimiques ponctuelles** d'échantillons d'eau de la retenue et des venues d'eau dans l'appui rive droite ont montré une composition chimique similaire indiquant que les résurgences aval proviennent vraisemblablement de pertes de la retenue. Les **mesures de débit des venues d'eau** ont indiqué une corrélation significative avec le niveau d'eau de la retenue corroborant ce résultat.

b) Un **modèle conceptuel des écoulements souterrains** a été établi sur cette base. Il explique les résurgences par une déficience du voile d'injection et du système de drainage. Le secteur concerné est vraisemblablement localisé dans la partie supérieure de l'appui, là où les pressions d'injection d'étanchement avaient été volontairement réduites lors de la construction du barrage, ceci pour éviter tout risque de claquage du rocher. Un **modèle numérique des écoulements souterrains** basé sur ce modèle conceptuel a permis d'évaluer des pressions d'eau possibles de l'ordre de 4 bars dans le versant droite en aval du barrage Nord (modélisation 2D effectué avec le logiciel FEFLOW de DHI-WASY Gmbh).

c) Un modèle simple de stabilité de dièdres rocheux réalisé avec SWEDGE de Rocscience Inc. sous différentes conditions a montré le rôle significatif des ancrages et de la pression d'eau et la nécessité d'effectuer une étude plus poussée afin de préciser les conditions de stabilité des compartiments rocheux de l'appui.

d) **Six forages** ont par conséquent été effectués dans le versant (deux depuis l'extérieur et quatre depuis une galerie d'injection) et ont été équipés de **16 sondes de pression** afin de mieux comprendre les écoulements souterrains et les pressions d'eau résultantes. Le champ de potentiels hydrauliques mesurés en continu valide

le modèle conceptuel proposé (figure 3) avec des écoulements d'eau au travers du voile dans le secteur superficiel peu injecté. Les mesures montrent également une très bonne corrélation entre les potentiels mesurés en aval du voile et la cote du plan d'eau (figure 4). Le suivi continu sur plusieurs années a également permis de confirmer la pression maximale de 4 bars annoncée. Des **essais de mécanique des roches** in situ et en laboratoire, ainsi que des **essais d'eau** in situ ont également été effectués à l'occasion de la compagne de forage afin de compléter les connaissances du massif rocheux.



Figure 3 : Champ de potentiel hydraulique mesuré le 16 septembre 2008 (représentatif des conditions moyennes). Les mesures illustrent clairement la circulation des eaux dans l'appui, avec un transit des eaux au travers de la zone supposée de déficience du voile (écoulements du secteur A en direction du secteur B, puis C).



Figure 4: Illustration de la bonne corrélation entre le niveau du lac et les potentiels hydrauliques dans le massif en aval du voile (période 01.10.08 – 24.02.09); cellule de pression placée à 32.5 m dans le forage HO1005 (Secteur C).

e) Le **modèle numérique des écoulements souterrains affiné** sur la base des mesures enregistrées a permis de préciser le secteur des pertes vraisemblables au travers du voile d'injection. La zone concerne les 50 premiers mètres au-dessous du niveau du couronnement du barrage et s'étend sur environ 70 m de longueur (figure 5).



Figure 5 : Estimation de la zone de voile déficiente sur la base de la quantité de ciment injectée (1970), ainsi que des résultats de la modélisation numérique (calibration avec les mesures de pression in situ).

f) Un **calcul tridimensionnel de la stabilité des compartiments rocheux** a été effectué sur la base de l'ensemble des données existantes à l'aide du logiciel 3DEC d'Itasca. Cet outil basé sur la méthode aux Eléments Distincts permet de tenir compte de la déformabilité des blocs rocheux, de leur cinématique et de l'interaction des blocs rocheux le long des discontinuités. L'étude effectuée (voir schéma simplifié de la figure 6) a confirmé au final la nécessité à long terme des ancrages précontraints mis en place lors de la construction du barrage et le rôle défavorable de la pression d'eau (figure 7).



Figure 6 : Démarche méthodologique générale (modélisation 3D de la stabilité des compartiments rocheux).



Figure 7 : Evolution du facteur de sécurité suivant les caractéristiques des joints (cas général, étude paramétrique).

Sur la base de ces résultats, le plan d'actions suivant est proposé :

<u>A court terme</u>, **renforcer la surveillance de l'appui** (contrôle visuel mensuel au moyen de fiches comparatives, relevé et contrôle mensuel des sous-pressions et synthèse annuelle), effectuer une **surveillance géodésique** annuelle, installer **deux extensomètres** multi-tiges au travers des compartiments rocheux qui pourraient potentiellement poser un problème de stabilité avec le vieillissement des ancrages et effectuer un **curage des drains existants**.

<u>A moyen terme</u>, mettre en œuvre une combinaison de **travaux d'injection** de la zone déficiente du voile et de **travaux de drainage du massif rocheux** en aval du voile d'injection.

<u>A long terme</u>, **remplacer les ancrages précontraints**. L'horizon de temps de ces travaux ne peut pas être estimé aisément, notamment dû au fait que les ancrages sont difficilement accessibles dans la paroi rocheuse, ne sont pas instrumentés et que les têtes d'ancrage sont noyées dans des massifs en béton. Le terme de tels travaux devrait pouvoir être évalué en fonction des résultats de l'observation attentive du comportement de la masse rocheuse potentiellement instable.

4. CONCLUSIONS

Le présent article a présenté le renforcement progressif du système de surveillance de l'appui rive droite du barrage Nord de l'Hongrin. La mise en place de cette surveillance est complémentaire au suivi standard des barrages Nord et Sud et a pour but d'observer attentivement le comportement de la masse rocheuse en aval direct du barrage Nord, dans le secteur qui avait été renforcé au moyen d'ancrages précontraints dès la construction de l'ouvrage (fin des années 1960).

La gestion de ce type de problématique requiert des actions ciblées progressives comprenant trois axes : surveillance, étude interprétative et travaux de réhabilitation, à coordonner dans le temps en fonction de l'évolution des phénomènes.

REMERCIEMENTS

Les auteurs remercient les Forces Motrices Hongrin-Lémon (FMHL) pour l'autorisation de publier cet article, ainsi que le Laboratoire de Mécanique des Roches de l'EPFL pour le partenariat de modélisation numérique. Finalement, nous tenons à remercier MM. B. Joos et G. Schaeren, experts des barrages de l'Hongrin, pour leur conseils avisés tout au long l'étude.

LES DEFORMATIONS DIFFEREES DE LA FONDATION A L'ORIGINE DES DEPLACEMENTS IRREVERSIBLES DU BARRAGE DE YATE Viscoplastic behaviour of rock foundation causing Yate dam displacements

Thomas Pinchard, Eric Bourdarot EDF, Centre d'Ingénierie Hydraulique, Savoie technolac, 73373 Le Bourget du lac cedex <u>thomas.pinchard@edf.fr</u>, <u>eric.bourdarot@edf.fr</u>

Gilbert Castanier, Romain Jarlan EDF, CEIDRE TEGG, 905 avenue du camp de menthe, 13097 Aix en provence <u>gilbert.castanier@edf.fr</u>, <u>romain.jarlan@edf.fr</u>

MOTS CLÉS

Déformations irréversibles, comportement, barrage voûte, fluage, fracturation, altération, hydrothermale

RÉSUMÉ

Le barrage voûte de Yaté, est fondé sur un massif de péridotites, affecté par deux types d'altérations bien distinctes. L'altération météorique, partie de la surface vers la profondeur, qui a abouti à une karstification du rocher ; et l'altération hydrothermale résultant de fluides agressifs venus des profondeurs qui se sont propagés à la faveur des fractures de la péridotite. Cette remontée de fluides hydrothermaux a déposé des minéraux d'altération et néoformés le long des épontes d'une partie des fractures du rocher, qui ont tendance à lubrifier les fractures de la masse rocheuse. Cette configuration géologique entraîne des déformations différées de la roche sous des contraintes modérées de quelques méga-Pascal. Ainsi, depuis la mise en eau du barrage, on observe de faibles déplacements irréversibles vers l'aval, pour la quasi-totalité de l'ouvrage, qui ne sont toujours pas stabilisés près de 60 ans après le premier remplissage. Associée à ces phénomènes, la lente évolution de la fissuration du pied amont du barrage, modifie la répartition des efforts dans l'ouvrage ainsi que les conditions du report des efforts aux appuis.L'article présente le contexte géologique de l'ouvrage, les résultats des reconnaissances géologiques et géotechniques, les modélisations numériques et les principales conséquences des déformations différées de la fondation sur le comportement de l'ouvrage.

ABSTRACT

Yaté dam is an Arch dam founded on peridotit rock, affected by two distinct types of alteration. The weathering, coming from the surface, caused karstic dissolution. An hydrothermal alteration was found, consequence of aggressive fluids coming up through the ftacture network from the depths. This flow has deposited alteration minerals along the rock fractures, which tend to lubricate the discontinuities of the rock mass. This configuration can cause viscoplastic behavior under low stresses. Therefore, since the reservoir impoundment, irreversible movements are measured in the downstream direction. Associated with theses phenomena, the slow evolution of the upstream toe cracks changes the stresses distribution in the dam. The paper presents the geotechnical and geological context, numerical models and the main consequences of the foundation movements on the dam behavior.

1. PRESENTATION DE L'OUVRAGE ET PROBLEMATIQUE

1.1 Aménagement de Yaté

Le barrage de Yaté est aujourd'hui exploité par ENERCAL depuis sa mise en eau en 1958. Ce barrage, constitue la plus importante source de production hydro-électrique de Nouvelle-Calédonie en créant une retenue de plus de 300 hm³ qui est turbinée par une usine de 67 MW en bord de mer.

L'ouvrage de fermeture de la vallée a été conçu par le bureau Coyne&Bellier, et il est constitué de plusieurs ouvrages de types différents. L'ouvrage principal est un barrage voûte en béton, d'une hauteur d'environ

57m et 200m d'ouverture. Cette voûte mince (9m d'épaisseur en pied et 2.5m en crête) s'appuie directement sur le rocher de la rive droite tandis qu'elle s'appuie sur un ouvrage poids en béton en rive gauche pour pallier l'absence de rive gauche rocheuse. Cet ouvrage d'environ 45 m sur fondation, constitue ainsi la culée rive gauche de la voûte mais accueille aussi l'évacuateur de crues, constitué de 3 vannes segment de 15m x 15m, dont le débit est rejeté dans une fosse de dissipation qui s'est creusée à l'aval de l'ouvrage.

Enfin, pour terminer la coupure en rive gauche, deux ouvrages sont encore nécessaires. Le premier est un barrage à contrefort d'environ 28 m de hauteur maximale et 143 m de longueur. Le second est un barrage en enrochements d'environ 17 m de hauteur maximale et 210 m de longueur, dont l'étanchéité est assurée par un voile en gunite armé, ancré dans le substratum rocheux.



Figure 1 : *Vue aérienne du barrage de Yaté (Google)*

A la construction, un approfondissement des fouilles n'a pas été recherché en dehors localement de la rive droite, malgré un rocher relativement médiocre. En effet, les reconnaissances effectuées lors de la construction n'avaient pas montré d'amélioration de la qualité avec la profondeur. La rive droite a nécessité une épaisseur de décaissement plus importante en raison des faciès karstiques rencontrés. Des travaux de renforcement ont été entrepris dans cette zone après la mise en eau, en 1960-1961 qui ont consisté à nettoyer les vides et les remplissages meubles des cavités et à les injecter.

En 1993/1994, dans le cadre d'une réflexion sur la réévaluation du comportement en crue de l'ouvrage, des drains ont été réalisés dans la rive droite.

Outre cette problématique spécifique à la rive droite à laquelle des réponses spécifiques ont pu être apportées, le barrage présente, depuis sa mise en eau des déplacements irréversibles qui ne sont, à ce jour, toujours pas stabilisés.

1.2 Comportement irréversible de l'ouvrage

Le barrage de Yaté fait l'objet d'une auscultation mécanique assurée par des repères topographiques jusqu'en 2000 et par une vingtaine de pendules depuis cette date. Les mesures ont montré que le barrage présente des déplacements irréversibles qui ont évolué depuis la mise en eau avec une tendance générale vers l'aval. Le sommet du plot central de la voûte, s'est déplacé de façon irréversible d'environ 50 mm vers l'aval depuis la mise en eau. Cette vitesse d'évolution s'est stabilisée au bout d'environ 25 années, ce qui correspond probablement à la fin de l'évolution des phénomènes de retrait/fluage. Depuis le milieu des années 1980, cette vitesse d'évolution semble assez constante. La mise en place des pendules a permis d'approcher de manière plus fine la déformée de la voûte, notamment pour les directions tangentielles et verticales.


Figure 2 : Déplacements irréversibles sur la période 2002-2012

Le déplacement vers l'aval est un phénomène couramment observé sur les voûtes au cours des premières années suivant la mise en eau en raison des phénomènes de retrait/fluage, mais rare sur de telles durées. Cette déformation d'ensemble de la voûte s'accompagne de faibles déplacements du pied du barrage (mesurés quelques mètres au dessus du contact béton/rocher) qui ont attiré l'attention sur le rôle moteur que pourrait jouer la fondation dans les déformations de l'ouvrage.

2. UNE GEOLOGIE ATYPIQUE (MASSIF DE PERIDOTITES)

2.1 Contexte géologique

Située à l'extrémité Sud-Est de la Nouvelle-Calédonie, la retenue de Yaté est implantée sur la Nappe des Péridotites.

Les massifs de péridotites de Nouvelle-Calédonie sont actuellement interprétés comme provenant d'un copeau de plancher océanique charrié, à l'Eocène supérieur, sur le socle sialique néo-calédonien disséqué par l'érosion.

Dans le contexte de la tectonique des plaques, il s'agit d'une obduction éocène au NNE résultant, pour une raison inconnue, du blocage, au SSW, de la subduction de la plaque australienne sous la plaque de l'océan Pacifique.





Le socle néo-calédonien appartiendrait à la plaque australienne. Son façonnement géologique semble avoir commencé au Permien, il y a 280 millions d'années, peut-être même avant le Permien (schistes quartzo-feldspathiques du faciès schistes verts), sur la marge externe du continent de Gondwana.

Les roches de la Nappe des Péridotites appartiennent aux parties profondes du plancher océanique, sous les basaltes. Ce sont des roches ultrabasiques dites aussi ultramafiques, du fait de leur forte teneur en magnésium et en fer.

Ce sont des roches que l'on rattache au manteau de la Terre; donc on peut dire que la retenue de Yaté n'est pas située sur l'écorce terrestre.

Du fait de son mode de mise en place, la péridotite est très fracturée, sans qu'il soit possible d'identifier des familles de fractures, ce qui est atypique.

Pour résumer sa composition minéralogique, on peut dire que les péridotites sont essentiellement constituées de deux minéraux principaux qui sont deux silicates ferromagnésiens, riches en magnésium :

- un péridot ou olivine,
- un pyroxène,

et d'un minéral secondaire ou spinelle (spinelle chromifère riche en chrome).

Selon la teneur relative en ces différents matériaux, les roches correspondantes sont appelées : Harzburgites, Lherzolites, Dunites, Pyroxénites ; par commodité de langage on regroupe ces roches ultrabasiques sous le nom de péridotites, ou de gabbros si leur minéralogie comporte, en plus, des feldspaths. Dans ce cas, le gabbro est une roche basique et non plus ultrabasique.

La péridotite de Yaté est constituée d'alternances de Dunites et de Harzburgites.

2.1.1 Altération météorique

La composition chimique de la roche est la suivante :

A ces pourcentages s'ajoutent du Chrome, du Manganèse du Cobalt et du Nickel provenant des péridots, à des teneurs inférieures à 1 %.

Ce qui est remarquable, c'est la teneur majoritaire en silice et en magnésium, et la teneur extrêmement faible en alumine (Al_2O_3) , qui n'est donc pas disponible pour constituer de l'argile d'altération. En effet l'argile est un silicate d'alumine (SiO_2, Al_2O_3) formé par altération météorique.

L'altération météorique de ces roches conduit à des accumulations de chrome provenant des spinelles et surtout de nickel provenant des péridots, qui ont fait la richesse de la Nouvelle-Calédonie. Dans une proportion moindre, l'altération des péridotites conduit aussi à des concentrations de manganèse et de cobalt. **Autre particularité liée à la composition chimique de la roche** : en climat tropical, la silice et le magnésium sont extrêmement solubles sous l'effet de l'altération météorique. A l'échelle géologique il en résulte une **karstification de la roche, en tout point identique à celle que l'on observe dans les calcaires**. Par contre cette karstification n'existe pas sous climat tempéré où la silice est très peu soluble.



Figure 4 : Lapiaz dans péridotite noire à patine jaune

La retenue de Yaté est installée dans une vieille morphologie essentiellement constituée par des chaînons à reliefs mous, séparés par des bassins à fond plat qui constituent des « plaines » perchées, souvent marécageuses. L'altitude de la plaine perchée de Yaté est comprise entre 150 et 160 m tandis que les lignes de crêtes qui l'entourent, oscillent entre 400 et 800m d'altitude.

Ce modelé du paysage résulte de la dissolution karstique de la péridotite. Les bassins à fond plat sont considérés comme de véritables « poljés » du contexte karstique en environnement calcaire.

Ces bassins résultent de la coalescence de dépressions de dissolution, au départ fermées, d'où l'eau s'échappait, à travers les chaînons de bordure, par les fissures de la péridotite élargies par dissolution.

Cette karstification a surtout été active au Mio-Pliocène, époque à laquelle se sont formées les premières cuirasses latéritiques que l'ont peut observer sur le pourtour de la retenue.

2.1.2 Altération hydrothermale

Sur le site du barrage, sous la zone karstifiée de surface qui a été décapée, on trouve la péridotite noire à grisnoir, non affectée par l'altération météorique, mais fortement affectée par **l'altération hydrothermale** qui est l'un des paramètres géologiques majeurs du site. C'est une altération venue des profondeurs du globe terrestre qui s'est produite pendant le mouvement de subduction puis d'obduction de ces roches du manteau. Cette altération s'est propagée majoritairement à travers les fissures du rocher en y déposant un matériau blanchâtre. Certaines parties ont été altérées dans la matrice.

En fait, les deux principaux types de minéraux constitutifs de la péridotite de Yaté, à savoir :

un péridot : Forstérite : $2(Mg_{0,96} Fe_{0,04}) O.SiO_2$,

un pyroxène : Enstatite : (Fe, Mg) SiO₃,

s'altèrent en « serpentines », par hydratation, en produisant notamment le **chrysotile** pour la forstérite, qui est un **amiante** essentiellement magnésien : 3MgO, $2SiO_2$, $2H_2O$ et l'antigorite pour l'enstatite, de composition chimique proche.

Parmi les « serpentines », qui sont une appellation générique, on trouve aussi la lizardite.

On trouve également du talc qui est un minéral d'altération différent des serpentines, mais qui provient également de l'altération des pyroxènes.

Les serpentines et les talcs qui tapissent les fissures du rocher ont le plus souvent une épaisseur millimétrique, mais parfois centimétrique. Aux intersections de fractures il peut en résulter une altération plus importante qui affecte la matrice de la péridotite.



Figure 5 : Extrait des carottages de la fondation

2.2 Reconnaissances réalisées

- 2004 : huit sondages carottés entre 50 m et 110 m de profondeur, implantés au pied de la voûte et de l'évacuateur de crues, avec essais de perméabilité type Lugeon.
- 2007 : six sondages pour essais dilatométriques (13 essais dont un essai de fluage) et sept sondages pour essais pressiométriques « roche » (42 essais), implantés au pied de la voûte et de l'évacuateur de crues.
- 2013 : 9 sondages carottés de 50 m, avec imagerie de paroi, et essais géophysiques : tomographies sismiques entre forages (18 panneaux) et essais down hole (8 essais), à l'aval de la voûte.

Les reconnaissances de 2004 et de 2007 ont permis d'établir une coupe géologique en pied de voûte. L'intensité de l'altération est rapidement variable d'un point à un autre ce qui rend la fondation du barrage extrêmement hétérogène comme le montre cet extrait de la coupe géologique du site du barrage en rive gauche, où F = péridotite fracturée et AH = altération hydrothermale sur diaclase (δ) Ω = forte et ϵ = faible. TB = très bon rocher.



Figure 6 : Site du barrage - Coupe géologique rive gauche

2.3 Modèle géologique

Le modèle géologique établi par EDF attribue les mouvements irréversibles observés pour la voûte et sa fondation, à une lubrification des fractures du rocher par les matériaux d'altération hydrothermale, et aux zones d'intersections des fractures, plus fortement altérées dans la matrice. Ce mouvement est favorisé par l'introduction de la pression interstielle à l'amont.



Figure 7 : Modèle géologique de la fondation

3. ANALYSE GEOTECHNIQUE DE LA FRACTURATION

3.1 Analyse statistique de la fracturation

La campagne de sondages de 2013 a été assortie d'un relevé systématique par imagerie géoréférencée numérique de paroi sur près de 400 m de forage. Ce procédé permet d'obtenir une image de l'intérieur du forage, autrement dit le négatif de la carotte. Ainsi, on connait réellement l'état de fracturation du rocher et l'ouverture des discontinuités en fondation, ce qui est généralement de l'ordre de l'interprétation par relevé classique des carottes extraites. De plus, l'imagerie obtenue est orientée dans l'espace, on peut donc avoir un

relevé exhaustif des discontinuités en fondation, et connaître pour chaque fracture, son orientation, son pendage ou bien son épaisseur et son remplissage.



Figure 8 : Carotte et imagerie de paroi associée. Le remplissage hyrothermal (matériau blanc) a été lavé lors du carottage mais il est bien visible sur l'imagerie

De cette manière, plus de 1500 observations ont pu être relevées sur environ 400 m de sondages. Les fractures traversantes peuvent être classées en deux catégories : celles présentant des produits d'altération hydrothermale (qui apparaissent en blanc) et celles ne présentant pas de produits d'altération.

Il est généralement admis que la fracturation d'une masse rocheuse peut être classée en plusieurs familles regroupant des discontinuités d'orientations similaires. Ce type d'analyse a été conduit sur les deux types de fractures (avec et sans altération), et malgré le fait que certains secteurs sont statistiquement plus représentés que d'autres, il est difficile de dégager des tendances franches dans l'organisation de la fracturation de la masse rocheuse. En revanche, on peut constater que le pendage moyen des discontinuités est relativement élevé (60° avec altération et 45° sans altération) avec étonnamment peu de fractures subhorizontales, malgré la réalisation de sondages verticaux, qui a tendance à sous-échantillonner les pendages relevés.



Figure 9 : Sterogrammes des fractures sans altération hydrothermale (gauche) et avec altération (droite), et répartition statistique du pendage et de l'orientation (bas)

Statistiquement, on peut dire que la densité de fracturation est de l'ordre 1 à 2 fr.m⁻¹ selon les conventions de la mécanique des roches [1].

3.2 Reconstruction statistique d'une masse rocheuse synthétique

La connaissance de ces données statistiques de la fracturation a été utilisée pour générer une coupe du rocher en fondation dans l'objectif de mieux comprendre la structure du rocher. Les sondages ont permis d'approcher le pendage et l'orientation des fractures et la densité de fracturation. L'extension des fractures dans l'espace a été estimée par l'observation d'un talus rocheux en aval du barrage de dimensions relativement conséquentes (env. 500 m²).

En faisant l'hypothèse que la fracturation est totalement aléatoire, tout en respectant les lois probabilistes déterminées par l'observation, on est ensuite en mesure de générer un volume de rocher synthétique. Ces hypothèses sont fortes, et supposent notamment qu'il n'y a pas de corrélation entre les différents paramètres : espacement des fractures, orientation et pendage. Cette approximation n'est pas trop éloignée de la réalité dans le cas du barrage de Yaté car la répartition est globalement anarchique, mais dans le cas de masses rocheuses très bien structurées telles des grès ou des calcaires, il convient de générer des familles de fractures avec des lois associées à chaque famille [2].

Les discontinuités sont donc générées suivant la méthode développée par Bischer [3] (les fractures sont supposées être des disques dans l'espace), et la trace de ces fractures est calculée sur un plan vertical. De cette manière, on peut simuler des coupes qui approchent la fracturation réelle et favorisent la compréhension de la structure du rocher.



Figure 10 : Génération stochastique de 2 coupes verticales de 40 m de coté

Cette représentation de la fracturation montre bien que la répartition présente un certain caractère aléatoire. Si l'on ajoute à cela un remplissage des fractures par l'altération hydrothermale dont l'épaisseur est variable, suivant une loi statistique estimée par l'exploitation des imageries de paroi, l'altération de la matrice rocheuse, caractérisée par la densité de fractures présentant un remplissage de mauvaise qualité est alors encore plus aléatoire.

Ainsi, si l'on réalise un zonage de ces coupes verticales par carrés de 2 m de coté, on peut tracer l'anomalie de densité de matériau altéré par rapport à la moyenne. Cette répartition en taches de léopard met en évidence que l'extrapolation entre deux sondages est un exercice très difficile.



Figure 11 : Illustration du risque de mauvais échantillonnage et du risque mauvaise extrapolation entre deux sondages, du fait de l'hétérogénéité de l'altération et du pendage très redressé des fractures. En rouge, les zones avec une densité de fracturation avec remplissage au dessus de la moyenne, et en bleu les zones de rocher particulièrement sain.

Dans l'ensemble, ces résultats renforcent notre connaissance de cette fondation et mettent en avant l'hétérogénéité de la masse rocheuse, sans pour autant qu'il soit possible d'en établir une cartographie. Ainsi, certaines zones peuvent être localement de meilleure qualité que d'autres, mais dans l'ensemble, aucun zonage ne semble possible à grande échelle.

Enfin, l'ensemble de cette analyse de la fracturation, et la génération de coupes verticales semblables à l'idée que l'on se fait de la structure la fondation ont été utilisés pour réaliser des modèles de calcul locaux de la fondation.

4. CONSEQUENCES DE L'EVOLUTION IRREVERSIBLE

4.1 Modèle de comportement du barrage

La persistance observée des évolutions irréversibles a conduit à reprendre les analyses de comportement menées précédemment qui concluaient à l'arrêt progressif de ces évolutions en les attribuant aux phénomènes de retrait-fluage du béton.

Un modèle numérique éléments finis 3D a été réalisé pour étudier le comportement du barrage de Yaté.

Un calage fin de ce modèle sur les mesures d'auscultation a montré que les déplacements irréversibles de l'ouvrage ne pouvaient s'expliquer que par la prise en compte d'une composante irréversible liée aux déformations de la fondation. Compte tenu des niveaux de contraintes de traction en pied amont fournis par l'analyse linéaire, liée à la forme élancée de ce barrage, et de son rapport Largeur/Hauteur, il est apparu nécessaire, de prendre en compte le phénomène d'ouverture du contact barrage-fondation. Une modélisation par l'intermédiaires d'éléments joints au contact barrage-fondation a ainsi été mise en œuvre qui a permis d'évaluer les redistributions d'efforts liés à ces phénomènes.



Figure 12 : Modèle et résultantes avec modèle linéaire (rouge) et non-linéaire (vert) à gauche, et modélisation de la fissure de pied amont et contraintes de cisaillement dans la voûte (droite)

Dans ce modèle, le comportement différé de la fondation a été introduit par un moyen simple en modifiant le module de la fondation en fonction du temps. Des simulations utilisant des lois de comportement viscoplastiques (ref. [4]) ont été réalisées, en considérant la fondation comme un milieu homogène et continu. Néanmoins, le nombre de paramètres matériaux associés à ces lois est trop important pour qu'un bon calage unique du modèle soit acceptable. Avec la méthode simplifiée de prise en compte des déformations différées de la fondation le calage est malgré tout relativement bon et permet d'apprécier les redistributions d'efforts au sein de la voûte. La prise en compte du fluage du béton et d'un léger gonflement a dû être nécessaire pour améliorer le calage du calcul sur l'auscultation.

4.2 Conclusions de l'étude numérique du comportement

Les conclusions sont que les redistributions dans le béton ne créent pas de contraintes trop importantes. En revanche, la résultante des plots centraux sur la fondation présente une inclinaison très faible (presque subhorizontale) du fait de l'ouverture de la fissure de pied amont sur presque les ³/₄ de la section et de la propagation de sous-pressions associées. La faible inclinaison de cette résultante est à l'origine de contraintes de cisaillement importantes dans le béton dans cette zone.

Enfin, le mécanisme de déformations différées de la fondation peut être assimilé à grande échelle à du fluage, composé de phénomènes irréversibles avec endommagement. Dans ces conditions, il existe un risque de fluage tertiaire, se traduisant sous la forme d'une accélération des déplacements irréversibles.

Ce cisaillement important au contact béton rocher se transmet à la fondation et peut être à l'origine de contraintes de cisaillement non négligeables dans les discontinuités rocheuses présentant un remplissage hydrothermal, qui présente par sa nature, des caractéristiques mécaniques de qualité moyenne. Ainsi, ces contraintes sont susceptibles d'entrainer un réagencement des blocs par fluage de ces discontinuités à l'origine de reports d'effort dans la fondation et de concentration de contraintes dans des ponts de matières pouvant aussi présenter un certain endommagement dans le temps.

Afin d'étudier les mécanismes possibles de réarrangement de la fondation, des modèles locaux ont été entrepris pour simuler ces phénomènes.

4.3 Modélisations locales du comportement de la fondation

4.3.1 Modélisation éléments finis sur un schéma simplifié

Un modèle axisymétrique aux éléments finis a été réalisé pour simuler des schémas élémentaires de déformations dans la fondation. Ce modèle, représente le barrage voûte en partie centrale, ainsi que deux réseaux composés chacun de 3 fractures parallèles de manière à délimiter un dièdre.



Figure 13 : Modèle élastique (gauche) avec un réseau de fractures prédéfini, et après relaxation des tractions (droite). Les fractures en compression apparaissent en bleu, et les fractures en traction en rouge. Déplacements x300

Ce schéma cinématique simplifié met en évidence des non-linéarités dans le comportement du contact bétonrocher, communes à de nombreux barrages voutes, mais aussi au sein même de la fondation. L'état de contraintes est tel que des discontinuités peuvent être mises en traction, entrainant ainsi la propagation de sous-pressions à l'intérieur du réseau de fractures, sollicitant d'autant plus les fractures en traction. Au cours de ces phénomènes, le cisaillement des discontinuités aval augmente pouvant amorcer un fluage en cisaillement des joints.

4.3.2 Modélisation éléments distincts, calcul de blocs

Le schéma de fracturation présenté précédemment est idéalisé et ne représente que de manière imparfaite la structuration de la masse rocheuse. En réalité, la fondation est composée de nombreux blocs aux géométries plus complexes. Un modèle aux différences finies a été réalisé avec le logiciel UDEC, il permet de représenter de nombreux blocs. Les interfaces entre blocs sont modélisées par des lois élastoplastiques prenant en compte un critère de Mohr coulomb en cisaillement et une rupture fragile en traction. La pression interstitielle est prise en compte en considérant l'écoulement dans les discontinuités, dont les pertes de charge dans les fractures suivent une loi cubique fonction de l'ouverture.

Le barrage n'est pas représenté et son interaction avec le sol est simplement prise en compte par l'introduction d'une force avec une répartition déterminée sur le modèle utilisé pour l'analyse du comportement du barrage. Ce modèle ne permet pas de représenter l'évolution dans le temps des déformations, mais il apporte des éléments de compréhension des cinématiques de blocs qui sont en jeu.



Figure 14 : Contraintes principales avec un modèle élastique (gauche) et avec un modèle avec ouverture et glissement de discontinuités (droite)

La simulation du fluage des discontinuités, à défaut de pouvoir utiliser une loi complexe calée sur des essais, est approchée en utilisant une méthode de C-Phi réduction. La diminution des caractéristiques mécaniques de cisaillement approche, en effet, de manière simplifiée un fluage.



Figure 15 : Contraintes avec un modèle élastique puis avec ouverture de joint et dégradation progressive des caractéristiques mécaniques des joints pour simuler le fluage (de haut en bas et de gauche à droite)

Ces simulations permettent de retrouver des schémas cinématiques complexes d'ouverture de fissures et de déplacements qui sont conformes à la structure géologique de la fondation. Le caractère différé du phénomène est à la fois la conséquence du couplage avec la propagation des sous-pressions et d'un fluage en cisaillement/compression des discontinuités de mauvaise qualité.

5. CONCLUSION

Le barrage de Yaté est atypique à de nombreux égards. D'une part, en raison de sa géométrie associant plusieurs types de barrages, d'autre part, en raison de la nature de sa fondation.

La péridotite qui constitue cette fondation présente, en effet, une histoire géologique complexe et deux types d'altérations affectent ce rocher. Une altération en surface, d'origine météorique, crée une structure karstique, semblable à ce que l'on observe fréquemment dans des calcaires, et une altération hydrothermale affecte cette masse rocheuse en profondeur.

Il résulte de cette histoire géologique, une structuration de la masse rocheuse particulière, avec une prédominance de fractures à fort pendage, et une répartition aléatoire en termes d'orientation. Cette fracturation entraîne un découpage de la masse rocheuse en de nombreux blocs présentant des interfaces de qualité médiocre du fait de l'altération hydrothermale. L'extension de la fracturation est toutefois limitée, si bien que des ponts de matière existent entre ces blocs.

Le barrage de Yaté est de type voûte mince, et le profil de la vallée est en forme de U assez large, ce qui entraîne une ouverture du contact barrage-fondation, commune à de nombreux barrages-voûtes, et une sollicitation importante en cisaillement du pied des consoles centrales. Cette ouverture du contact amène également une propation des sous-pressions vers l'aval, en particulier en fondation.

Les efforts appliqués par le barrage sur le rocher de fondation, ainsi que la pénétration de pressions interstitielles dans les discontinuités du rocher sont à l'origine de réarrangements de blocs en fondation et de plastification des ponts de matière et des joints rocheux. Ces mécanismes internes à la fondation, sont à l'origine des déplacements des appuis du barrage de Yaté, eux-mêmes à l'origine des déplacements irréversibles mesurés sur le barrage.

REMERCIEMENTS

EDF remercie ENERCAL, exploitant du barrage de Yaté, pour avoir autorisé la publication de cet article et pour avoir entrepris les études et les reconnaissances associées nécessaires à la compréhension du phénomène affectant la fondation et pour en apprécier les conséquences sur le barrage.

RÉFÉRENCES

- [1] Priest, S. D. (1993). *Discontinuity analysis for rock engineering*. Springer science.
- [2] Chalhoub, M. (2010). Massifs rocheux, homogénéisation et classification numériques. Presses des mines.
- [3] Baecher G.B., Lanney N.A., et Einstein H.H. (1977). *Statistical description of rock properties and sampling*. 18th US symp on rocks mechanics, Colorado
- [4] Plassart, R. (2011). Modélisation hydromécanique du comportement des ouvrages souterrains avec un modèle élastoviscoplastique. Thèse de doctorat INPL

PERENNITE DES FONCTIONS ETANCHEITE ET DRAINAGE DES FONDATIONS DES BARRAGES-VOUTES : EXEMPLE DU BARRAGE DE VOUGLANS

Dam-Foundation drainage and watertightness perennity: Vouglans arch dam example

Eric Bourdarot EDF-CIH 73373 Savoie Technolac eric.bourdarot@edf.fr

Romain Jarlan EDF-CEIDRE BP 605 13093 Aix-en-Provence romain.jarlan@edf.fr

MOTS CLÉS

Concrétionnement, calcaire, physico-chimie, modélisation, piézométrie, débit, hydro-géologie

RÉSUMÉ

Les dispositifs d'étanchéité et de drainage des fondations constituent des fonctions de sûreté importantes des barragesvoûtes. La question de leur pérennité se pose donc et doit être envisagée de manière différente suivant les types de géologie calcaire ou cristalline où les phénomènes de dissolution des voiles de drainage et de colmatage sont plus ou moins prépondérants. Le cas du barrage de Vouglans, voûte de 130 m de hauteur sur fondation calcaire, illustre cette problématique. Les principaux aspects du comportement de cet ouvrage sont présentés dans ce rapport ainsi que les différentes études menées en particulier avec l'Université de Franche Comté.

Un programme de mesures hydrochimiques a permis de préciser le modèle hydrogéologique de sa fondation et de qualifier et quantifier les phénomènes de carbonatation au sein du massif calcaire. Ces mesures ont démontré que le phénomène de carbonatation est un phénomène irréversible car les eaux de la retenue sont déjà largement sursaturées par rapport à la calcite. Le phénomène est cependant plus marqué encore dans les zones à transit lent.

Une analyse aux éléments finis avec une modélisation non-linéaire couplée mécanique-hydraulique, calée sur les mesures d'auscultation de l'ouvrage, a par ailleurs permis d'évaluer les phénomènes liés à l'ouverture du contact barrage-fondation ainsi que les circulations d'eau et les distributions de pression associées.

En complément des études sur les phénomènes de carbonatation des fondations elles ont permis de concevoir des dispositions de renforcement et d'exploitation du drainage de la fondation répondant à la fois aux problématiques de stabilité et de pérennité.

ABSTRACT

Foundation drainage and watertighness systems can play a major role in arch-dam safety conditions. Their long term behavior requires thus a special attention and has to be differentiated following foundation nature: calcarous or crystalline, where leaching or clogging kinetics can be quite different. Vouglans arch dam (130 m high) illustrates such problematic. Main aspect of its mechanical behavior as special studies performed with Franche-Comté Univsersity are described in this paper. An experimental hydro-chemical program carried out allows a better understanding of the hydrogeological foundation modell as the carbonation kinetics. Measurements show that this phenomenon can be considered as irreversible due to the calcite oversaturation of water. It appears also as increased in zones wth slow water transfer.

A dam-foundation finite element modeling with a non-linear hydro-mechanical approach, calibrated on monitoring results has been also performed. Mechanical effects due to dam-foundation contact opening as induced pore-pressure propagation have been evaluated.

These results, in combination with a better comprehension of carbonation mechanisms, provide a basis for designing the drainage system reinforcement as its long term management conditions.

1. GENERALITES

L'analyse des conditions de la rupture du barrage de Malpasset a mis en évidence toute l'importance qui devait être accordée aux rôles respectifs des fonctions étanchéité et de drainage de la fondation des barrages-voûtes. Sur le long terme peut se poser la question de leur pérennité : soit pour les organes d'étanchéité sous les effets d'une possible lixiviation des voiles, soit pour les voiles de drainage sous les éventuels effets de leur colmatage. Ces questions doivent être envisagées de manière différente suivant les types de géologie calcaire ou cristalline. Dans ce document sont présentés les résultats d'une étude effectuée sur le barrage de Vouglans qui a conduit à réorienter sur cet ouvrage les dispositions prises en matière de drainage.

2. PRESENTATION DU BARRAGE DE VOUGLANS ET DE SA GEOLOGIE

Le barrage de Vouglans constitue le réservoir de tête de la chaîne des aménagements hydroélectriques de la vallée de l'Ain. Il s'agit d'un des barrages-voûtes les plus importants du parc EDF, par sa hauteur, son volume mais également celui de la retenue. Ses caractéristiques principales sont les suivantes (voir la figure 1) :

- Hauteur max sur fondation : 130 m
- Longueur en crête : 427 m
- Epaisseur en crête : 6 m
- Epaisseur maximale à la base : 25 m
- Volume de béton : 538 000 m3
- Cote de la crête : 430
- Cote de la RN : 429
- Volume de la retenue : 605 hm3
- Volume de la tranche utile : 425 hm3
- Galerie amont à 303
- Galerie aval à 304



Figure 1 : Vue en plan de l'ouvrage et photographie

L'ouvrage se situe dans une vallée moyennement large (rapport L/H légèrement inférieur à 3), mais présentant un fond plat élargi en partie centrale (sur 80 mètres environ).

Le barrage de Vouglans, a été conçu comme un barrage-voûte mince; une forme à courbure variable en plan (spirale logarithmique) a été adoptée pour la première fois sur un barrage français afin d'adapter au mieux l'ouvrage aux caractéristiques du site.

Le barrage est implanté sur une puissante série calcaire du Jurassique Supérieur, succession de strates carbonatées (calcaires et calcaires dolomitiques) légèrement pentées dans le sens amont-aval. Le

massif rocheux est recoupé par de nombreux joints stratigraphiques et stylolithiques subhorizontaux et de grande extension, localement remplis d'argile et de fragments calcaires sur quelques millimètres à centimètres. Le diaclasage vertical se limite généralement à l'épaisseur des bancs.



Figure 2. Géologie simplifiée des appuis du barrage

Compte tenu des différentes directions de discontinuité observées sur le site, une attention particulière a été portée à la stabilité des appuis et des études menées à l'aide de la méthode de Londe. Un important programme d'essais géotechniques a été mis en œuvre, en particulier pour évaluer les caractéristiques au cisaillement de la roche. Un essai de cisaillement in-situ réalisé dans une galerie de reconnaissance de la rive gauche a ainsi permis de mesurer les caractéristiques d'un joint subhorizontal au niveau 340 environ.

Ces études ont mis en évidence la nécessité de disposer d'un drainage des rives. Trois niveaux de galeries de drainage ont ainsi été réalisés dans les appuis RD et RG ainsi que des forages de drainage entre ces galeries.

L'ouvrage présente par ailleurs une configuration particulière avec un bassin d'amortissement aval protégé par une dalle en béton ancrée dans le substratum. Compte tenu de l'important remplissage fluvioglaciaire en rive gauche, une enceinte Bioge circulaire a été construite servant de batardeau de protection puis ensuite intégrée au bassin de réception de l'évacuateur de crues.

3. EVOLUTION DU COMPORTEMENT DE L'OUVRAGE DEPUIS LA MISE EN EAU ET INTERVENTIONS SUR L'OUVRAGE ET SON DISPOSITIF D'AUSCULTATION

Dès la mise en eau, la souplesse de la voûte et les phénomènes de retrait-fluage du béton et du fluage de la fondation ont entraîné un déport progressif des arcs supérieurs (environ 35 mm en crête en 40 ans), une ouverture du contact barrage-fondation (5 à 7 mm à la mise en eau) et une propagation vers l'aval des souspressions. Le voile d'injection ayant été réalisé depuis le pied amont de l'ouvrage, son raccordement avec le barrage présente dans cette zone une solution de continuité.

Le voile de drainage d'origine contrôle de manière efficace la propagation dans les appuis de la voûte alors que sous le bassin aval il présente un phénomène de concrétionnement qui influence dans cette zone l'évolution de la piézométrie.

Depuis la mise en eau, différentes interventions ont été menées sur le réseau de drainage et le dispositif d'auscultation a été renforcé, en fonction des observations faites sur l'ouvrage. Elles se sont accompagnées d'une réflexion sur le comportement mécanique de l'ouvrage.

Ainsi peut-on noter les renforcements successifs du dispositif de mesure piézométrique et de drainage en pied aval, et sous la dalle du bassin d'amortissement (1972, 1983, 1991, 1993, 2008, 2010), l'injection complète en 1991 des forages du voile de drainage situé en pied amont de la voûte obturés en tête lors de la mise en eau ou équipés de piézomètres de contact, pour éviter de mettre en communication différents horizons drainants, les travaux de réancrage en 1996 de la dalle du fond du bassin d'amortissement, à partir d'un constat en 1991 de désolidarisation par rupture d'ancrages de cette dalle avec le banc calcaire sous-jacent.

En avril 2006, en raison d'un hiver particulièrement froid et une cote haute liée à une indisponibilité de l'usine, les déplacements de la voûte vers l'aval ont engendré une ouverture du contact barrage-fondation ainsi que des niveaux piézométriques et de débits de drainage en pied aval dépassant les valeurs historiques. Une surveillance particulière est mise en place et un programme d'études et d'investigations afin de garantir la sûreté de l'exploitation du barrage durant les 20 prochaines années. Un renforcement des dispositions de gestion de la cote est également mise en place afin de limiter les sollicitations mécaniques de l'ouvrage à celles connues en 2006.

Afin d'être en mesure de mieux évaluer les phénomènes de propagation des sous-pressions en pied et de les comparer aux simulations aux éléments finis, une nouvelle ligne piézométrique amont-aval, composée de trois piézomètres espacés de 2 m à partir de l'aplomb du parement aval de la voûte, a été mise en place en 2008.

L'ouvrage présente actuellement ainsi un dispositif d'auscultation très complet comprenant un ensemble de 25 pendules répartis sur 6 lignes, 5 pots de nivellement hydraulique, dont un pot de référence, 295 extensomètres, 52 piézomètres, 16 points de mesure de fuites.

Une analyse du comportement mécanique de l'ouvrage a également été mise en œuvre. L'analyse statistique des mesures d'auscultation a ainsi conduit à utiliser les différentes composantes (réversibles / irréversibles / hydrostatiques / saisonnières) des paramètres mécaniques et hydrauliques mesurés depuis la mise en eau de l'ouvrage. Le calage de la modélisation sur les effets réversibles hydrostatiques conduit à évaluer le module de déformation réversible du barrage à 37 000 MPa et celui de la fondation à 30 000 MPa. Il s'agit de modules de déformation élevés qui traduisent la très bonne qualité des bétons du barrage ainsi que de la fondation (calcaires globalement très compacts).

L'analyse des déplacements irréversibles de l'ouvrage à l'aide d'une approche élastique a mis en évidence les parts prédominantes prises par le retrait du béton de la voûte et du fluage de la fondation.

La mise en œuvre d'un modèle non-linéaire couplé mécanique-hydraulique a montré qu'une part significative des irréversibilités, illustrée par les déplacements radiaux irréversibles en crête pouvait être attribuée la libération des blocages en pied d'ouvrage par l'ouverture du contact. Elle a ainsi conduit à réduire d'environ 30% l'amplitude des déformations irréversibles de fluage et de retrait évaluée par une approche élastique-linéaire.

Le modèle aux éléments finis montre que l'accroissement de la charge et l'application de conditions hivernales, en plus d'une majoration des contraintes de compression en pied aval des consoles de rive qui peuvent atteindre localement 10 MPa, entraînent une propagation des pressions de l'amont vers l'aval. Est observée ainsi une inclinaison progressive de la résultante des consoles centrales qui s'approche de l'horizontale. L'effort appliqué par les consoles centrales est alors non plus repris par cisaillement au contact béton-rocher mais par mise en compression de l'encastrement et de la dalle du bassin aval. Les contraintes de compression qui en résultent, restent modérées (max 4 à 5 MPa) pour les dalles calcaires constituant l'appui et dont la résistance à la compression atteint, voire dépasse, 60 à 70 MPa. Cette situation justifie qu'une attention soit portée à la propagation des sous-pressions à l'intérieur des strates séparant les bancs calcaires, afin de prévenir tout risque de déstabilisation.

Le rideau de drainage réalisé depuis la galerie de pied aval, avec une certaine inclinaison vers l'amont, joue un rôle efficace pour limiter la propagation des pressions interstitielles dans les appuis ; les pressions mesurées par le dispositif de piézomètres mis en place dans les rives sont inférieures aux niveaux théoriques pris en compte dans les calculs de conception.

La maîtrise de l'évolution des pressions interstitielles en fond de vallée apparaît par contre beaucoup plus délicate en raison de la finesse de la voûte à sa base, du décollement du pied de voûte accentué par le basculement des consoles, accompagnant le mouvement de retrait-fluage, de la présence du bassin aval limitant le drainage, de la forte calcification des drains.

4. PERENNITE DU VOILE DE DRAINAGE, RECHERCHES REALISEES.

La configuration géologique favorise la transmission des sous-pressions vers l'aval, avec de faibles débits. Associés à l'ouverture du pied amont du barrage, les joints subhorizontaux sont en effet responsables de la transmission de faibles débits mais de fortes pressions, loin vers l'aval. Ce phénomène, anticipé à la conception, a conduit au dimensionnement du voile d'étanchéité profond et du réseau de drainage dense afin de s'opposer à la progression des sous-pressions.

Des problématiques de concrétionnement par carbonatation¹ réduisent progressivement mais régulièrement l'efficacité du drainage, ce qui conduit régulièrement à forer de nouveaux drains. Pour mieux appréhender ces phénomènes, deux campagnes de prélèvements ont été effectuées : une campagne « estivale » en juin 2002 et une campagne « hivernale » en mars 2004 par l'Université de Besançon. Au total, ont été effectués 185 prélèvements et analyses physico-chimiques dans la retenue et à la sortie des drains débitant².

Chaque type d'eau a été typé par un marqueur spécifique permettant de caractériser son origine :

- Chlorures : traceur des eaux de la retenue (les fortes valeurs traduisant les eaux de la retenue, en conséquence des salages du réseau routier l'hiver),
- Nitrates : marqueurs des eaux provenant du plateau de Cernon en rive droite,
- Isotope 13C : marqueur de l'âge relatif des eaux (les fortes valeurs traduisant des eaux anciennes³),
- Carbone Organique Total : marqueur de la vitesse d'infiltration relative des eaux dans le massif rocheux (les fortes valeurs traduisant des eaux à circulation rapide⁴),
- Magnésium : marqueur du temps de séjour des eaux dans le massif rocheux (les valeurs élevées traduisant un long temps de séjour).

L'analyse de ces écoulements a mis en évidence :

- Une dissymétrie marquée entre l'appui rive gauche, où les eaux récoltées sont des eaux récentes et l'appui rive droite où les eaux récoltées sont des eaux anciennes,
- La complexité des écoulements en pied de voûte au droit du bassin d'amortissement, où le rôle de la fissure amont est indéniable, avec un effet saisonnier marqué en pied de voûte. Ont ainsi pu être distingués les drains « interceptant la fissure amont en toute saison» et les drains « interceptant la fissure amont uniquement voûte froide / retenue pleine»

¹ On entend par carbonatation tout concrétionnement par précipitation de carbonates (calcite CaCO₃, aragonite CaCO₃, dolomite (Ca, Mg)CO₃,...).

² Dans la galerie de pied 304, les drains D21, D26, D29, D32 sont « secs ».

³ L'enrichissement relatif en l'isotope 13C est fonction des échanges avec le rocher, donc du temps de séjour de l'eau dans le massif rocheux.

⁴ L'enrichissement en carbone est fonction de l'activité biologique du sol.



Figure 3 : Classement des drains de fondation en fonction de l'origine des eaux qu'ils interceptent. Low water period: juin 2002 ; high water period : mars 2004 ; coupe verticale schématisant le réseau de drainage

Ces analyses physico-chimiques ont surtout montré que :

- les eaux de la retenue sont sursaturées⁵ par rapport à la calcite CaCO₃ et sursaturées, à partir d'une certaine profondeur, par rapport à la dolomite (Ca, Mg)CO₃,
- les eaux interceptées par le réseau de drainage sont toujours sursaturées par rapport à la calcite (surtout entre les plots L et P et à l'aval du bassin d'amortissement) et localement sursaturées par rapport à la dolomite (entre les plots L et P). La zone située en pied de voûte entre les plots L et P est donc toujours sursaturée par rapport aux deux carbonates.

Toutes les eaux transitant dans le massif rocheux présentent donc un fort pouvoir incrustant, sans effet saisonnier. Ce phénomène de carbonatation est irréversible car les eaux de la retenue sont déjà sursaturées par rapport à la calcite. La carbonatation affecte donc la totalité du massif de fondation, quelles que soient la saison et la localisation des drains testés.

Le phénomène est probablement plus marqué encore dans les zones à transit lent (typiquement dans l'appui rive gauche). Dans les zones à transit rapide (typiquement pied de voûte lorsque la fissure de pied est ouverte), le phénomène est théoriquement moins marqué, mais il peut être accentué par le dégazage en CO_2 apporté par la foration de drains (le drainage accentue la carbonatation).

Le principal moyen d'action identifié consiste donc à agir sur la cinétique de la précipitation ou sur la localisation du concrétionnement au niveau des drains, l'objectif étant d'allonger la durée de vie du dispositif de drainage, en quantifiant si possible les effets bénéfiques ou néfastes des opérations d'entretien « courant » : réalésage, hydrocurage, foration de nouveaux drains...

⁵ La réaction de précipitation des carbonates, permettant le passage de la phase aqueuse à la phase minérale solide, présente une cinétique très lente et dépendante de très nombreux facteurs. Il est ainsi possible que certaines solutions présentent des concentrations en calcium élevées, « au-delà » de l'équilibre, sans qu'il y ait précipitation significative du carbonate en phase solide. On dit alors que l'eau est sursaturée par rapport au carbonate.

5. DISPOSITIONS PRISES

Les enseignements fournis par cette étude ont ainsi pu être intégrés dans le cadre des réflexions menées au cours de ces dernières années sur le comportement mécanique de l'ouvrage. En particulier, le rôle assuré par la butée aval des plots centraux dans la reprise des efforts appliqués par les consoles ont conduit à chercher à pérenniser les conditions de stabilité de la dalle calcaire et de sa protection assurée par le bassin d'amortissement. Elles ont également visé à mieux cibler les zones de drainage et à proposer des dispositions d'utilisation de ce réseau en fonction des périodes de l'année et des sollicitations mécaniques de l'ouvrage.

Il est apparu en particulier opportun de renforcer le dispositif de drainage en pied aval en recherchant une position optimale tenant compte à la fois de la meilleure compréhension du comportement de l'ouvrage et de celle des phénomènes physico-chimiques liés à la carbonatation des drains.

Le choix de cette localisation a ainsi été basé sur les deux considérations :

- éviter un drainage situé trop à l'amont dans une zone ouverte du contact barrage-fondation ne pouvant amener que des débits excessifs et une faible réduction de pression par saturation des drains,
- éviter un drainage à l'aval dans une zone à circulation lente amenant un colmatage rapide des drains, comme cela avait été observé dans le passé.

Au contraire un positionnement des drains au droit de la galerie de drainage aval est susceptible d'assurer un bon compromis entre ces deux contraintes.

Par ailleurs, la cinétique de carbonatation des drains étant une fonction croissante de la température et l'ouverture du contact étant plus réduite en été en raison de l'influence des conditions thermiques sur l'ouverture du contact, il a été décidé de fermer les parties latérales du dispositif en été et de ne maintenir ouverte que la partie centrale du dispositif dans la période comprise entre le 30 juin et le 1^{er} janvier, afin de limiter sa calcification.

Les différentes mesures d'auscultation réalisées au cours des dernières années semblent montrer qu'un état d'équilibre a été atteint tant pour les déformations irréversibles de l'ouvrage que pour les écoulements en fondation.

6. CONCLUSIONS

L'expérience du barrage de Vouglans illustre le rôle joué par les sous-pressions et les écoulements dans la fondation et au contact barrage-fondation dans les conditions de stabilité des barrages-voûtes. Dans ce contexte, les voiles d'étanchéité et de drainage constituent des organes importants pour la sécurité des ouvrages. Dans le cas des fondations calcaires, milieux incrustant, les questions de pérennité se posent principalement pour le voile de drainage. Les études menées sur le barrage de Vouglans qui ont combiné à la fois une analyse approfondie du comportement de l'ouvrage à l'aide d'une modélisation non-linéaire couplée mécanique-hydraulique et une compréhension des phénomènes physico-chimiques liés aux écoulements en fondation, ont permis d'aboutir à des dispositions pratiques visant à optimiser les interventions sur le dispositif de drainage et son exploitation.

RETOUR D'EXPERIENCE EDF : RISQUES, SURVEILLANCE, PATHOLOGIES ET VIEILLISSEMENT DES FONDATIONS DE BARRAGES

Feedback at EDF : risks, monitoring, pathologies and ageing of the foundations of dams

Philippe BOURGEY EDF-DTG 14 rue Paul Mesplé 31100 Toulouse philippe.bourgey@edf.fr

Jean-Paul FABRE EDF-DTG 14 rue Paul Mesplé 31100 Toulouse jean-paul.fabre@edf.fr

MOTS CLÉS

Auscultation, Vouglans, Flumet, Lanoux, Petit Saut, Vieux Pré.

RÉSUMÉ

EDF qui gère depuis plus de 60 ans l'un des parcs de barrages les plus importants au monde, a acquis une connaissance et un savoir faire importants dans le domaine de la surveillance, de la détection et du traitement du vieillissement des fondations. La nouvelle réglementation française (2007), a permis la mise au clair de méthodes de travail nouvelles plus efficaces et tournées vers la détermination des risques (pour chaque type d'ouvrages les processus et modes de défaillance, la détermination des précurseurs, l'adaptation et la justification de la surveillance : inspections, auscultation). Les études de danger et revues de sûreté débouchent sur la vérification de la pertinence des parades mises en face des risques, et améliorent l'évaluation du niveau de sûreté des barrages. Les scenarios de défaillance ont été étudiés pour chaque type de barrage et incluent les risques liés à la fondation. Ces éléments nouveaux viennent compléter le REX déjà ancien sur le comportement des fondations et le traitement de leurs pathologies. Nous exploitons ces résultats pour faire une synthèse des risques et des pratiques types, de la surveillance adaptée (pertinence de l'auscultation des fondations), des pathologies et des parades ou traitements visant à réduire les risques.

ABSTRACT

EDF has managed for more than 60 years one of the most important park of dams in the world, acquired a important knowledge in the field of monitoring, detection and treatment of ageing foundations. The new French regulation (2007), allowed new methods more effective and turned towards the determination of the risks (for each type of dam and modes of failure, the determination of the precursors, the adaptation and the justification of the monitoring. The analysis of risk lead to the checking of the relevance of the parades settings opposite the risks, and improve the evaluation of the level of safety of the dam. The scenarios of failure were studied for each type of dam and include the risks related to the foundation. These new elements come to supplement the already old feedback on the behavior of the foundations and the treatment of their pathologies. We exploit these results to make a synthesis of the risks and standard practices, adapted monitoring, pathologies and parades or treatments aiming at reducing the risks.

1. INTRODUCTION

La nouvelle réglementation française en matière de sûreté des barrages a été l'occasion de mettre au clair des méthodes de travail nouvelles plus efficaces, basées sur l'identification et l'évaluation des risques de défaillance. Cette analyse s'appuie sur le retour d'expérience à long terme (comportement et pathologies) sur un parc important d'ouvrages. Elle permet aussi de dégager des critères pour mieux adapter la surveillance (inspection visuelle et auscultation) aux risques, mieux définir les dispositions temporaires (pouvant aller jusqu'à des restrictions d'exploitation) et prioriser les études et travaux quand ils deviennent nécessaires. Une analyse de risque exhaustive reposant sur une approche fonctionnelle a mis en évidence le rôle important de la fondation du barrage.

2. ANALYSES DE RISQUES

2.1 Principes

L'analyse de risques appliquée aux barrages dans les EDD suit une méthodologie assez répandue dans le monde industriel en suivant les étapes suivantes : analyse fonctionnelle, analyse primaire des risques et analyse détaillée des risques.

L'analyse fonctionnelle définit les différentes fonctions principales et les fonctions techniques associées en faisant interagir le système dans la zone d'étude définie dans les EDD. Les fonctions techniques correspondent aux parades permettant d'éviter les évènements initiateurs amenant à l'Évènement Redouté Central (ERC) : la rupture du barrage dans le cas qui nous concerne. L'analyse fonctionnelle détaillée pour chaque type d'ouvrage est réalisé sous la forme de diagramme FAST (Function Analysis System Technic) tel que définit par la norme NF EN 12973.

L'analyse préliminaire des risques permet d'identifier pour un barrage donné les ERC et les évènements initiateurs qui feront l'objet de l'analyse de risques détaillée. Elle a pour but de faire un premier tri des évènements à retenir ou au contraire pouvant être écartés.

Afin d'améliorer les analyses propres à l'ERC « rupture barrage », il a été défini des modes de défaillances génériques par types d'ouvrage. Ceux-ci ont été complétés et détaillés par des arbres des causes types, reprenant de manière la plus exhaustive possible, l'ensemble des scénarios de défaillance envisageables.

Le graphique suivant illustre l'exemple d'un arbre des causes pour un barrage en remblai.



Graphique 1: Extrait d'un arbre des causes générique d'un barrage en remblai (PDP et MCR renvoyant respectivement à des arbres secondaires relatives à des Pertes De Performance et Mauvaise Conception Réalisation des fonctions techniques défaillantes).

2.2 Focus sur les risques liés aux fondations

A partir de l'arbre des causes génériques des différents types de barrage il est alors possible de lister l'ensemble des évènements initiateurs dus à la fondation.

La liste qui suit est loin d'être exhaustive mais elle permet de voir, avec les exemples associés, que la fondation des barrages reste un point sensible de leur sûreté :

Évènement initiateur	Parade de surveillance		
Ouverture de diaclase	Mesure de déplacements		
Lessivage de diaclase	Fuites		
Lixiviation du voile d'injection	Fuites		
Fluage de la fondation	Mesure des déplacements		
Mouvements excessifs en fondation	Mesure des déplacements		
Érosion de la fondation	Piézomètres, fuites, examen visuel		
Tassements différentiels	Nivellement		
Dégradations des caractéristiques mécaniques de la fondation	Mesures des déplacements, fuites		
Matériaux liquéfiables	Piézomètres		
Colmatage des drains de fondation	Piézomètres, fuites		
Injections inadaptées	Fuites, examen visuel		
Discontinuités géologiques	Mesure des déplacements, piézomètres		

Tableau 1 : Liste d'évènements initiateurs et parades de surveillance afférentes

2.3 Exemples

2.3.1 Vieux Pré

Construit de 1982 à 1985, le barrage de Vieux-Pré est un barrage en remblai zoné de 80 m de hauteur sur fondation. Il est implanté sur les grès vosgiens du Buntsandstein, résultant de la grésification de dépôts sableux, graveleux et argilo-silteux d'origine deltaïque.

Suite à des phénomènes diagénétiques complexes, certains de ces dépôts sableux ne se sont pas grésifiés. Il en résulte, au sein même du massif gréseux, la présence de lentilles de sable résiduel, dépourvu de cohésion et perméable. La dimension horizontale de ces lentilles varie de plusieurs décamètres à quelques centimètres. Leur épaisseur maximale est de l'ordre du mètre.

Le lever minutieux du fond de fouilles, sous le noyau du barrage, a montré que des connexions susceptibles d'aboutir à des débourrages existaient entre les diaclases ouvertes verticales d'une part, et les lentilles de sable de faible pendage d'autre part. Ce risque a nécessité la réalisation d'un traitement superficiel de la fondation au contact avec le noyau et d'un voile d'injection multilinéaire dans l'axe du noyau, très étendu, aussi bien au large dans les appuis qu'en profondeur.

L'étanchéité a été complétée par un système de drainage très important (environ 400 drains). Ces drains ont été équipés d'une double crépine, dont une crépine intérieure démontable et nettoyable. Ce dispositif permet de garantir tout risque d'érosion de la fondation au travers d'un drain, mais également de nettoyer l'intérieur du drain contre les encroûtements manganiques et bactériens.

La mise en eau a duré 8 ans, de juillet 1985 à juin 1993. Elle a comporté deux vidanges partielles, d'abord en mars 1987 suite au débourrage de deux drains (lors de travaux de forages de drains complémentaires dans la galerie de drainage rive gauche) ; puis en mars 1989, suite à l'apparition de venues d'eau près du parement aval en rive droite et d'une augmentation du débit du tapis drainant.

Ces incidents ont donné lieu à la réalisation de travaux complémentaires : approfondissement du voile d'injection d'une galerie en rive gauche jusqu'à la cote du fond de vallée, resserrement du maillage du drainage ramené à 2,50 m dans certaines galeries, ainsi que des compléments de voile d'injection à proximité de la digue et au large. La cote de retenue normale a été atteinte en novembre 1992.

Le vieillissement de la fondation est soigneusement suivi par un imposant dispositif d'auscultation et par une surveillance visuelle des appuis, pour détecter toute apparition de nouvelles sources éventuelles et a fortiori d'eaux chargées. Un typage géochimique des eaux de la retenue et des eaux circulant à travers le voile d'étanchéité à la chimie complexe (ciment, silicate, résines) a été mené après la mise en eau. Il permet désormais de pouvoir relier toute résurgence d'eau sur le pourtour de la retenue et à l'aval du barrage a un excès de pluviométrie ou à une fuite du réservoir.

2.3.2 Flumet

Le bassin du Flumet, d'une capacité de 4,7 hm3 entre 491 et 499 NGF, alimente l'usine du Cheylas via la galerie de Brame Farine (3840 m). L'usine du Cheylas est composée de 2 pompes turbines d'une puissance de 2 x 250 MW. Le bassin du Cheylas, d'une capacité de 4 hm3, est le bassin aval de l'aménagement.



Légende :	D : matériaux drainant	H : ovoïde drainant
A : dépôt amont	E : filtre	I : puits drainant
B : enrochement de carrière	F : recharge aval	J : tapis drainant
C : recharge amont	G : dépôt aval	K : argile

Graphique 2 : Coupe type du barrage du Flumet

Le barrage du Flumet est atypique dans la mesure où son emplacement a été imposé par la topographie des ouvrages d'amenées de la chute Arc Isère. En conséquence l'ouvrage a dû être implanté au droit d'un ancien marais, donc sur une fondation très difficile car composée de couches erratiques de tourbes, de sables fins, de limons et d'argiles plus ou moins sableux et ce sur une très grande épaisseur de l'ordre de 40 m.

Devant ces contraintes, le choix des concepteurs s'est arrêté sur un barrage à noyau argileux prolongé vers l'amont par un tapis amont, complété par une longue recharge de pied. Cette conception permettait à l'ouvrage de s'adapter aux tassements importants prévus du fait de la médiocrité de cette fondation. De plus

ce type d'ouvrage permettait d'utiliser en partie le déblai des galeries et des matériaux extraits du surcreusement de la cuvette.

Compte tenu également des contraintes hydrauliques fortes, du fait des marnages très rapides imposés par l'exploitation de la STEP, le concepteur a été prudent dans ses choix de dimensionnement et de structuration de la partie amont de l'ouvrage avec des couches drainantes intercalées au remblai ce qui confère au barrage un fort coefficient de sécurité vis-à-vis de la stabilité même en cas de marnage rapide.

Le risque vis-à-vis de l'érosion interne de la fondation a été pris en compte par la mise en place de filtres, de tapis drainant et puits drainant sur la partie aval du barrage. Précaution confortée par l'installation de cellules de pressions interstitielles dans la fondation et au contact fondation tapis drainant, qui permettent de suivre dans le temps l'efficacité de ce drainage. Conformément aux prévisions, la consolidation de la fondation profonde se poursuivait régulièrement durant les premières années d'exploitation puis s'amortissait lentement tout en restant relativement importante. Un dispositif de nivellement permet de suivre directement les tassements de la fondation.

2.3.3 Lanoux

Le barrage du Lanoux a été construit dans la zone axiale des Pyrénées. La retenue se situe sur la bordure orientale du massif cristallin de L'Hospitalet sur un verrou à schistosité subverticale. La structure géologique des appuis peut se résumer de la manière suivante :

La rive droite est constituée d'un rocher très massif, dont la schistosité est à peu près parallèle au versant. Ses traits marquants sur le plan structural sont deux zones schisteuses. Ces bandes d'épaisseur variable de quelques centimètres à quelques décimètres sont rigoureusement parallèles à la schistosité et de continuité pluri-décamétrique. Quelques fractures sans grand développement d'orientation N20°E ou N30-40°E, subverticales sont également notées.

Sur la rive gauche, les plans de schistosité induisent une série de petits surplombs successifs donnant un aspect plus morcelé au rocher. En fait, plus en profondeur, les observations dans la galerie de drainage montrent un rocher massif et serré. Cet appui est affecté par deux failles d'épaisseur métrique, grossièrement parallèles à la schistosité. Les reconnaissances ont montré que ces failles ne présentent pas de remplissage argileux, mais correspondent à des schistes « froissés ».

L'orientation de la schistosité (et des failles qui y sont conformes) conduit, compte tenu des angles d'incidence de la voûte, différents au niveau des appuis rive droite et rive gauche, à des modules de déformation plus faibles pour la rive gauche (incidence perpendiculaire aux traits structuraux). C'est l'explication principale de la différence de comportement des deux appuis.

Ceci explique la mobilité de la fondation en rive gauche, et la dissymétrie nette des déplacements de la voûte qui sont orientés vers cette rive. Les amplitudes des effets réversibles sont importantes y compris en pied, du fait de la déformabilité des schistes dans la direction perpendiculaire aux feuillets. Ci-dessous les déformations de l'ouvrage et de sa fondation sous l'effet du remplissage qui atteignent environ 10 mm en fondation centrale (vers l'aval) et en rive gauche (vers la rive).



Graphique 3 : effet hydrostatique pour le remplissage des vingt derniers mètres de la retenue du Lanoux

En conclusion, la fondation du barrage est constituée de schistes cristallins avec une schistosité constante à l'échelle de l'ouvrage. Les schistes de la fondation, de bonne qualité, apparaissent sains et peu fracturés, cependant, l'orientation de la schistosité de l'appui RG explique l'amplitude des déplacements de la voûte vers cet appui. Les évolutions irréversibles, assez importantes à la mise en eau, se sont poursuivies une vingtaine d'années, mais sont désormais arrêtées depuis plus de trente ans.

2.3.4 Petit Saut

L'aménagement hydroélectrique de Petit Saut, situé sur le fleuve Sinnamary en Guyane, a été réalisé de 1989 à 1994. Il est constitué d'un barrage en BCR (barrage poids de 740 m de long, 47 m de hauteur sur fondation) et de 6 digues de part et d'autre qui ferment l'emprise de la retenue. La fondation est composée de sols d'altération surmontant un substratum granitique et micaschisteux.



Graphique 4 : coupes type des digues de fermeture du barrage de Petit Saut

Un certain nombre d'observations sur le terrain (résurgences, affaissements localisés) ont révélé dès la mise en eau, qui s'est déroulée de janvier 1994 à juillet 1995, le caractère sensible des digues C et D qui ont fait l'objet de traitements et de compléments d'auscultation (débits de fuite et piézométrie).

Alors que la conception du corps interne (terre argileuse latéritique avec un filtre drain vertical) et des protections de surface est identique sur les six digues, celle en fondation a été adaptée au terrain :

Pour la digue C, l'épaisseur des matériaux meubles devenant trop importante, l'étanchéité naturelle des sols d'altération a été renforcée à l'amont par un tapis (en continuité du corps amont). Des puits drainants font office de drainage, et ont été complétés par une tranchée drainante en pied aval en juin 1994.

Pour la digue D, l'étanchéité naturelle a été considérée suffisante, la forte épaisseur des sols d'altération étant dans sa partie supérieure plus argileuse et donc moins perméable que les autres digues. Une seule tranchée drainante a été réalisée en pied aval.

Un confortement a été réalisé à l'aval des deux digues (butées) du fait du relief plus accidenté qu'à l'aval des autres digues : celui-ci est composé d'une recharge drainante et stabilisatrice. Des piézomètres contrôlent la nappe à l'aval des ouvrages.

En août 1995, une résurgence était découverte dans le thalweg. Des travaux de drainage et des piézomètres complémentaires étaient réalisés à la suite de ces événements.

En 1997, l'apparition de résurgences et de fontis à l'aval des digues C et D entraînait la réalisation de puits de décompression dans la butée C. Ceci permettait de faire baisser la piézométrie mais les débits de drainage demeuraient importants et atteignaient au total 1200 l/min à RN.

Afin de limiter ces débits, des travaux d'étanchement de la fondation étaient réalisés entre juillet 2000 et janvier 2001. Ils consistaient à réaliser en fondation un écran d'épaisseur minimum de 50 cm par recouvrement de colonnes de jet grouting. La rive droite de la digue C, la digue C en totalité et une partie de la digue D étaient traitées. Ces travaux entraînaient une baisse de la piézométrie à l'aval de la digue C et dans sa butée. Les débits de drainage baissaient de 70%, ce qui était l'objectif recherché.

Depuis la fin des travaux, une légère hausse de la piézométrie est constatée. Elle est essentiellement localisée dans le rocher d'appui entre les deux digues C et D mais n'est pas accompagnée d'une hausse des débits. Le comportement des digues C et D est donc maintenant satisfaisant.

2.3.5 Vouglans

Le barrage de Vouglans est un barrage voûte double courbure de 130 m de hauteur sur fondation. Il repose sur une série calcaire à stratification présentant un léger pendage vers l'aval. Cette série est composée de calcaires crayeux et marneux, de calcaires poreux ou vacuolaires, de calcaires dolomitiques et de calcaires oolithiques.



Graphique 5 : vue en plan de la voûte de Vouglans

Les discontinuités sont principalement d'origine stratigraphique (joints inter-bancs et joints stylolithiques) et sont subhorizontales. Elles sont généralement remplies d'un matériau argileux. Les deux familles de diaclases principales (orientées à 45° par rapport à l'axe de la vallée) sont généralement sèches et les indices de karstification sont très rares.

Des sous-pressions ont été observées dès la première mise en eau du barrage et le réseau de drainage a très tôt été l'objet d'une pathologie de concrétionnement par carbonatation, diminuant son efficacité. Cette pathologie s'est traduite par des évolutions piézométriques à la hausse, notamment sous le bassin d'amortissement.

Entre 1970 et 1993, plusieurs piézomètres et de nouveaux drains ont été forés dans l'environnement de ce bassin. Ces opérations n'ont pu toutefois éviter une vidange complète du bassin en 1991, suivi de travaux de réancrage de la dalle du bassin entre novembre 1994 et février 1995.

L'inefficacité des mesures « traditionnelles » (nettoyage par hydrocurage, réalésage, ..) a naturellement orienté les traitements vers la cause de ces évolutions piézométriques à la hausse.

Des mesures hydrochimiques ont démontré que ce phénomène de carbonatation est un phénomène irréversible car les eaux de la retenue de Vouglans sont déjà sursaturées par rapport à la calcite.

La carbonatation affecte la totalité du massif de fondation, quelles que soient la saison et la localisation des drains testés. Le phénomène est probablement plus marqué encore dans les zones à transit lent, c'est-à-dire de très faible perméabilité (typiquement dans l'appui rive gauche). Dans les zones à transit rapide (typiquement pied de voûte), le phénomène est théoriquement moins marqué, mais il peut être accentué par le dégazage en CO2 apporté par le forage de drains (le drainage accentue la carbonatation). Pour éviter leur colmatage, certains drains sont gardés fermés et ouverts en hiver.

Des mesures géochimiques ont permis de localiser l'effet de la fissure de pied amont à partir d'un indicateur chimique (distinguant les eaux récentes à transit rapide et temps de séjour court des autres eaux). Selon cet indicateur, elle intéresse en permanence quelques drains verticaux de la galerie de pied aval et saisonnièrement (dans les conditions de mars 2004) quelques autres drains supplémentaires. C'est finalement un drainage au contact béton-rocher finement étudié qui a fait baisser les pressions et diminué l'ouverture.

De manière générale, la surveillance du comportement couplé hydromécanique au contact béton rocher des voûtes est important lorsque l'ouverture risque d'être importante (cas des voûtes en vallée large), évolutive (entretenue par des phénomènes de fluage différé et les cycles thermiques annuels), et risque de se propager vers l'aval (cas où la fissuration naturelle du rocher est défavorable). Cette surveillance est basée sur des piézomètres judicieusement installés au contact béton/rocher qui permettent une meilleure compréhension des couplages hydromécaniques locaux ; la piézométrie est en effet influencée par la fissure de pied de voûte, et s'avère très sensible, au dessus d'un certain seuil, à la concomitance des sollicitations thermiques et de remplissage.

Le barrage de Vouglans a par exemple été équipé de 4 piézomètres (OPC1 à OPC4) au contact béton/rocher dans l'axe de la vallée. Leurs mesures ont révélé que la fissure de pied amont s'étend jusqu'à 80 % de l'épaisseur de la semelle, en propageant la pression de la retenue qui est rabattue dans les derniers mètres aval, au niveau du piézomètre OPC4. Les mesures données par ce piézomètre indiquent un comportement hydraulique non-linéaire typique des relations hydromécaniques : la piézométrie observée dépend de la charge hydraulique appliquée mais aussi de la perméabilité du milieu rocheux qui est conditionnée par l'ouverture de la fissure de pied.



Graphique 6 : Piézométrie à la cote de retenue normale, effets hydrostatiques en hiver (H) en été (E), et effets saisonniers à RN (A), et pour un creux de 5m (B) et 10m (C).

La non-linéarité du régime piézométrique du piézomètre OPC4 s'illustre par une hausse qui devient significative au-delà d'une certaine cote (autour de 420 m) lorsque la fissure s'ouvre. De même, les effets hydrostatiques de la piézométrie sont plus importants en hiver (l'ouverture accompagne le fléchissement vers l'aval de la voûte) qu'en été (fissure plus refermée). L'ouverture du contact est surveillée par nivellement de précision (pots hydrauliques). La modélisation du comportement mesuré a pu se faire, à partir d'une expression non linéaire de l'ouverture du contact et de sa propagation vers l'aval, (facteurs qui influent sur le contraste de perméabilité en fondation). Cette meilleure compréhension a permis en retour une meilleure appréciation des risques, et l'optimisation des opérations de maintenance : drainage notamment (localisation des forages, vérification de leur efficacité).

5. CONCLUSIONS

La mise en œuvre d'une approche faisant intervenir les modes de défaillances des barrages permet de confirmer que la fondation des barrages reste un point sensible qui mérite toute son attention. A ce jour, la mise en œuvre de l'analyse de risques qui considère les ouvrages selon leur sûreté intrinsèque, contribue pour EDF à améliorer la surveillance de son parc. Elle nécessite toutefois une certaine prudence dans son application : les résultats sont rarement triviaux. En effet, il est très rare qu'un seul évènement initiateur soit à l'origine de la rupture d'un barrage. C'est plus souvent une combinaison complexe qui en est l'origine.

Les exemples montrent la diversité des problèmes posés par les fondations des barrages, l'évaluation du risque qui a été faite, et les parades qui ont été mises en place face à ces risques.

RÉFÉRENCES

Bourgey, P & Sausse J (2012). La surveillance adaptée aux risques, Colloque CFBR : « auscultation des barrages et des digues – pratiques et perspectives »

Fabre JP, Pons E & Deveze G (2012). Mise en évidence et quantification des processus de vieillissement des fondations de barrage, CIGB, 24° Congrès Kyoto, Q95R

AUSCULTATION RENFORCÉE DES DIGUES PRINCIPALES DU PORT TANGER MED II : SURVEILLANCE DES TASSEMENTS DIFFERENTIELS DE CAISSONS

Auscultation of the Tanger Med II dikes : monitoring of differential settlement

> Grégory Lebon, Cementys, 27 villa Daviel, 75013 Paris gregorylebon@cementys.com

Fabien Neugue¹, Vincent Lamour Cementys, 27 villa Daviel, 75013 Paris <u>fabienneugue@cementys.com</u>, vincentlamour@cementys.com

MOTS CLÉS

Instrumentation, surveillance, monitoring, digue, capteur, pendule, jointmètre, accéléromètre

RÉSUMÉ

L'exploitant du Port de Tanger souhaite surveiller l'intégrité des digues en caissons en mesurant les déplacements entre caissons (jointmètres), les rotations de caissons (inclinomètres et pendules), et les accélérations subies en tête de digue (accélérographe sismique). L'ensemble du dispositif d'auscultation doit permettre le suivi sur le long terme (temps d'exploitation minimum du port de 100 ans) de l'ouvrage et essentiellement de l'interaction des caissons avec ses fondations. Le dispositif d'auscultation automatique comprend donc 99 jointmètres 3D, 26 inclinomètres biaxiaux, 5 pendules inversés et un accélérographe tridimensionnel. Les jointmètres sont placés sur les joints entre chaque caisson sur la digue principale et la digue secondaire. Ils permettent ainsi le suivi précis du déplacement relatif entre chaque caisson dans les trois directions. Les inclinomètres et les pendules sont répartis régulièrement sur la digue afin de mesurer l'inclinaison des caissons et leur glissement par rapport à leur fondation. L'accéléromètre permet de surveiller tous les phénomènes dynamiques : forte houle, séismes, chocs de bateau... Le système d'acquisition déployé sur l'ouvrage est double : un système statique pour l'ensemble des capteurs à corde vibrante, capteur de température et pendules, un système dynamique pour le suivi vibratoire et un data center centralisant toutes les informations. L'importance de la longueur de la digue et le nombre de capteurs exigent la mise en place d'un réseau de centrales d'acquisition réparties sur la digue. Le data center permet une diffusion des données en temps réel sur une page web sécurisée et la gestion des alertes de maintenance et structurelle.

ABSTRACT

Installed from the construction phase, the Cementys vibrating wire sensor will enable to set-up a preventive and conditional maintenance in order to detect the smallest disturbance of the infrastructure as soon they appear. They will ensure a continuous monitoring during the infrastructure lifetime, which is built to last for a minimal service life of 100 years.

The whole instrumentation devices includes more than 350 vibrating wire sensors (99 three dimentionnal jointmeters, 26 biaxial tiltmeters), specifically designed to resist in harsh environment, as maritime harbor, 5 inversed pendulums and 1 seismograph. The data loggers THMLogger and the interface THMInsight will allow Tanger Med Engineering to follow the structure evolution in real-time.

The Tanger Med II harbor becomes the most instrumented harbor in the world with durable and innovative technologies.

¹Auteur correspondant

1. INTRODUCTION

Le consortium TMBYS est en charge de la réalisation, de la création et de l'aménagement de l'extension du port maritime de Tanger-Méditerranée au Maroc (projet Tanger Med II) dans la zone de ksar El Majaz. Le port est constitué de deux digues, une principale de 2 710m et une secondaire de 241m. Cette seconde digue est isolée, à l'opposé de la digue principale. L'ensemble des digues sont réalisées en béton armé à partir de caissons préfabriqués quadrilobés. Les caissons en béton sont ballastés et solidarisés en place et positionnés sur une fondation en enrochement.

L'exploitant du Port de Tanger (Tanger Med Engineering) souhaite surveiller l'intégrité des digues en mesurant les déplacements entre les caissons (jointmètres 3D), les rotations de caissons (inclinomètres et pendules) et les accélérations subies en tête de digue (accélérographe sismique). L'ensemble du dispositif d'auscultation doit permettre le suivi sur le long terme de l'ouvrage (temps d'exploitation minimum du port de 100 ans) et essentiellement celui de l'interaction des caissons avec ses fondations. Plusieurs types de désordres peuvent intervenir dans les fondations de la digue : phénomènes de tassement différentiel, érosion en pied de caisson, défaillances des butées de pied.



Figure 1 : Plan et coupe des digues principale et secondaire en caisson quadrilobé



Figure 2 : Caisson quadrilobé avant la pose et en place sur la digue principale

2. DISPOSITIF D'AUSCULTATION

2.1 Objectifs de l'instrumentation

L'objectif de l'instrumentation est de valider le comportement de l'ouvrage et de prévenir l'apparition de désordres dus au vieillissement de la structure, aux agressions de l'environnement et des usagers. Le choix

est d'obtenir des informations exhaustives sur le comportement macro de l'ouvrage : le comportement interne des caissons n'est pas étudié mais seulement leur évolution relative et leur basculement. Les caissons sont donc considérés comme des éléments rigides élémentaires.

Les pathologies attendues de l'ouvrage sont :

- Corrosion des aciers
- Affouillement partiel ou total de l'assise des caissons
- Choc de bateaux
- Séisme
- Tempête, choc de vague

2.2 Choix et définition de l'instrumentation

Selon les pathologies attendues sur l'ouvrage, plusieurs capteurs sont aptes à réaliser la surveillance de la digue. Le tableau suivant expose les choix effectués.

Pathologies	Désordres		Capteurs	
Correction	Mise en place d'une protection cathodique sur l'ensemble de			
Corrosion	l'ouvrage. Aucune instrumentation prévue.			
Affouillement partiel	Rotation du caisson		Inclinomètre, pendule inverse	
Affouillement total	Déplacement vertical		Jointmètre, axe vertical	
Choc de bateau	Déplacement horizontaux		Jointmètre, axes horizontaux	
Séisme	Vibration,	déplacement,	Accéléromètre,	jointmètre,
Tempête, choc de vague, houle	rotation inclinomètre, p		inclinomètre, pend	ule

Afin d'avoir des mesures exhaustives sur l'ouvrage, il est décidé d'instrumenter chaque caisson pour connaître la déformée tout au long de la digue. Ainsi, les 106 caissons sont équipés de jointmètres triaxiaux. Un quart des caissons est instrumenté avec des inclinomètres biaxiaux et certains avec des pendules inversés.

Les conditions de l'ouvrages sont sévères : longue période d'exploitation (100 ans), linéaire important (2.7km plus site isolé), site maritime, fréquence élevée de tempêtes avec forte houle, exploitation de la digue, risque de foudre...

Afin de répondre à ce besoin spécifique, il est choisi d'utiliser des capteurs à corde vibrante (retour d'expérience élevé) pour les jointmètres (DeltaVib) et les inclinomètres (ClinoVib). Les pendules automatiques (PenduLog) sont de technologie optique avec un signal de sortie en boucle de courant 4-20mA. Chaque mesure est associée à une mesure de température.

Afin de résister aux agressions chimiques, l'ensemble du matériel utilisé est adapté aux conditions marines, les capteurs ainsi que leurs supports sont en Inox 318, duplex présentant une haute résistance à la corrosion.



Figure 3 : Jointmètre 3D entre les plots 3 et 4



Figure 4 : ClinoVib – local de protection cathodique

2.3 Système d'acquisition

Le système d'acquisition doit permettre la collecte de données de plus de 300 capteurs sur plusieurs kilomètres et sur un site isolé. Le système retenu est un réseau de 8 centrales d'acquisition THMLogger réparties sur les digues. Les centrales sont disposées dans des chambres en béton armé dédiées à la protection cathodique offrant une excellente protection mécanique. Les centrales sont mises en réseaux via une connexion fibre optique et en radio fréquence pour le site isolé.



Figure 5 : Centrale d'acquisition THM Logger – dans le local de protection cathodique

Le dispositif est composé de 8 centrales d'acquisition de données THM-Logger, chacune de ces centrales est en charge de l'interrogation et du stockage des données. Afin de suivre le comportement de l'ouvrage, les digues principale et secondaire ont été découpées en 8 tronçons. Chaque tronçon est suivi par une seule centrale d'acquisition de données positionnée dans une chambre. L'ensemble des capteurs appartenant au tronçon est ainsi mesuré par cette centrale et l'ensemble des câbles est cheminé jusqu'à cette chambre en béton armé.

Le découpage de la digue principale est présenté ci-dessous en figure 8 et la secondaire en figure 10. Afin d'assurer la communication entre les centrales d'acquisition de données, un réseau en fibre optique a été mis en place entre chaque centrale. La communication entre la digue principale et secondaire est effectuée via une communication RF. Le réseau fibre optique de la digue principale est présenté ci-dessous (en vert) en figure 9 et la secondaire en figure 11.



Figure 6 : Découpage de la digue principale en 6 tronçons



Figure 7 : Réseau à fibre optique de la digue principale



Figure 8 : Découpage de la digue secondaire en 2 tronçons


Figure 9 : Réseaux à fibre optique de la digue secondaire

Le système d'acquisition déployé sur l'ouvrage est double : un système statique effectuant une mesure par heure sur l'ensemble des capteurs à corde vibrante, capteur de température et pendules, et un système dynamique pour le suivi vibratoire. En amont du réseau de centrales, un serveur est installé dans la chambre d'auscultation placée en début de digue. Ce serveur centralise et enregistre l'ensemble des données issues de l'instrumentation, qu'elle soit statique ou dynamique. Le serveur est doté d'un processeur suffisant pour traiter les données en temps réel via une analyse du type HST tout en limitant la consommation électrique. En effet, le dispositif doit évidemment être autonome en énergie en cas de coupure. Equipé d'un modem GSM/3G, le serveur permet la diffusion des données via le web et la gestion des alertes structurelles et de maintenance.

3. GESTION DES DONNEES ET INTERPRETATION

Les difficultés majeures dans un dispositif de surveillance d'un ouvrage important tel que la digue du port de Tanger sont la gestion des données et l'interprétation de celles-ci.

Les données sont gérées directement par le serveur local. Les données collectées par les différentes centrales statiques et dynamiques sont archivées dans une base de données dédiée facilitant l'utilisation à posteriori de ces données. Pour la partie dynamique, il est inutile d'enregistrer l'ensemble du signal mesuré. La centrale dynamique n'enregistre qu'une fois par heure les extremums mesurés durant cette période et les signaux franchissant une certaine limite : choc de bateau, séisme, tempête... La corrélation entre les mesures dynamiques et statiques permet d'effectuer l'analyse des conséquences irréversibles sur la digue dues à un phénomène ponctuel.

L'analyse du vieillissement de l'ouvrage exige une observation du comportement initial de la digue. Ainsi, dès la fin de l'installation du dispositif de surveillance, une période minimale d'un an servira à la collecte des données pour valider le comportement de l'ouvrage supposé lors de la conception. Une analyse statistique fine du type HST permettra de corréler les différents phénomènes avec les mesures.

La transposition de la méthode HST demande d'identifier les différents phénomènes susceptibles de faire réagir la digue. Dans les phénomènes identifiés, nous retrouvons entre autres :

• La hauteur d'eau traduite par plusieurs grandeurs : la hauteur de la marée, le coefficient de la marée, la hauteur de la houle

- L'effet de la saison
- La température réelle
- La charge statique et roulante sur la digue
- La présence ou non de bateau le long de la digue (station de ravitaillement)...

Suite à l'analyse statistique, seuls les paramètres d'influences seront retenus pour construire le modèle d'interprétation qui permettra la définition d'alarmes structurelles en cas d'apparition de comportement anormal. La particularité de cet ouvrage est la récurrence des phénomènes exceptionnels (tempête) qui se produisent plusieurs fois par an. Une analyse fine de ces phénomènes ponctuels est primordiale.

4. CONCLUSIONS

La gestion de structure de grande ampleur telle que la digue du port de Tanger Med II demande des exigences particulières pour le système de surveillance. En effet, il est important de concevoir le dispositif pour résister aux agressions intenses durant la durée de vie de l'ouvrage et notamment la corrosion marine. Ainsi, la maintenance du dispositif doit être pensée dès le départ pour garantir une surveillance continue durant plusieurs décennies. Le second point important est la définition de la méthode d'analyse et d'exploitation des données dès la conception du système.

RÉFÉRENCES ET CITATIONS

- [1] CETMEF : surveillance, auscultation et entretien des ouvrages maritimes fascicule 4 : Digues à talus et digues mixtes (2002)
- [2] Dunnicliff J. (1988). Geotechnical instrumentation for monitoring field performance, Mc Graw Hill, New York, 1988.
- [3] Lamb, H. (1932). Hydrodynamics. Cambridge University Press.
- [4] Bordes J.L., Debreuille P.J. (1985). Some facts about long term reliability of vibrating wire instruments. National Research Council, Transportation Research Board, Symposium on Reliability of Geotechnical Instrumentation, Washington.

SYSTEME DE MESURE DES TASSEMENTS DE SOLS COMPRESSIBLES SUPPORTS DE REMBLAIS, DIGUES OU BARRAGES Settlement measurement system of compressible grounds supports of embankments, dikes or dams

David, M., Borel Société du Canal de Provence, Le Tholonet CS 70064 13182 Aix-en-Provence david.borel@canal-de-provence.com

Christophe, Delaunay, Bruno, M., Grawitz Société du Canal de Provence, Le Tholonet CS 70064 13182 Aix-en-Provence christophe.delaunay@canal-de-provence.com , bruno.grawitz @canal-de-provence.com

Société du Canal de Provence Téléphone : +00 (33) 04 42 66 70 00, Fax : +00 (33) 04 42 66 70 87, www.canal-de-provence.com

MOTS CLÉS

Tassomètre, sols compressibles, consolidation, fondations, digues, barrages, remblais, chargement, suivi, mesures, télégestion.

RÉSUMÉ

Système de mesure des tassements de sols

Les appareils de mesures tels que les tassomètres permettent de mesurer les déformations verticales (tassements) d'un sol et leur évolution dans le temps, afin de :

- Suivre l'évolution de la consolidation des sols par la mesure du tassement,

- Contrôler les risques de ruptures pouvant être associés à un tassement trop rapide,

- Adapter les travaux en conséquence.

D'une manière générale, les ouvrages tels que les remblais, les digues et les barrages nécessitent un contrôle des tassements (lors de leur mise en œuvre et après), le tassement étant évolutif dans le temps. La pose de tels appareils concerne surtout les milieux compressibles. Il est important dans ce cas de mesurer le tassement propre des sols de fondation en valeur absolue, pour déterminer le pourcentage de consolidation atteint à un instant donné. C'est dans des conditions de ce type qu'un tassomètre présente un intérêt certain, car il permet de mesurer le seul tassement d'une fondation indépendamment de celui du remblai supérieur, mesuré par ailleurs.

C'est dans le cadre de sa mission de Maîtrise d'Œuvre de travaux d'un barrage écrêteur en terre que la société du Canal de Provence a développé un nouveau type de tassomètre, permettant de pallier aux inconvénients des dispositifs traditionnels. Ce nouveau système a l'avantage de ne pas créer de point singulier sur l'ouvrage et de fournir des mesures automatiques et continues.

ABSTRACT

System for measuring soil settlement

Equipments such as settlement meters can measure the verticals deformations (settlement) of a ground and its evolution in the time, in order to :

- Follow the evolution of the ground consolidation,

- Check the risks of breaks that can be associated to a quick settlement,

- Adapt the works accordingly.

Usually various works such as embankment, dikes or dam require a control of the settlement (during their implementation and after), as it evolves with time. The installation of such device concerns especially compressible environments. It is important in that case to measure the appropriate settlement of the grounds foundation (in absolute value) to determine the percentage of consolidation reached at a given moment. It is in those conditions that a settlement meter is of some interest, given that it allows to only measure the settlement of a foundation regardless of the superior embankment, intrinsic settlement. As part of its Engineer mission for the design and work supervision of an earth dry dam, the company "Canal de Provence" has developed a new type of device that avoids the drawbacks of existing systems, and allows continuous and automated settlement measurement.

1. INTRODUCTION

Lorsque les sols sont compressibles, les ouvrages tels que les remblais, les digues et les barrages nécessitent un contrôle des tassements lors de leur mise en œuvre et tout au long de la vie de l'ouvrage, ce tassement étant évolutif dans le temps.

Les appareils de mesures, tels que les tassomètres, permettent de mesurer les déformations verticales (tassements) d'un sol et leur évolution dans le temps, afin de :

- - Suivre et évaluer la consolidation des sols,
- - Contrôler les risques de ruptures pouvant être associés à un tassement trop rapide,
- - Adapter les travaux en conséquence.

La pose de tels appareils concerne en particulier les ouvrages dont les fondations sollicitent des horizons compressibles, pour lesquels il est important de mesurer le tassement propre des sols en valeur absolue, afin de déterminer le pourcentage de consolidation de la fondation atteint à un instant donné. Le tassomètre permet alors de mesurer le seul tassement d'une fondation, indépendamment de celui du remblai supérieur, mesuré par ailleurs.

La mesure de tassement d'une fondation d'un ouvrage nécessite la mise en œuvre de dispositifs particuliers, comme la pose d'un ou plusieurs tassomètres préalablement à l'édification du remblai supérieur. Les dispositifs les plus utilisés sont les tassomètres "à boule" ou à plaque et tige flottante. Ces tassomètres:

- Peuvent s'avérer délicats à mettre en œuvre (nécessité d'un calage parfait de la boule),
 - - Ne permettent pas les mesures pendant la mise en œuvre du remblai (si la tige flottante est installée a posteriori par forage),
 - - Risquent d'être détériorés lors du remblaiement (si la tige flottante télescopique est installée avant le remblaiement),
- Nécessitent l'intervention d'un opérateur pour chaque prise de mesure.

Pour éviter ces contraintes de chantier et permettre une mesure automatique à pas de temps fixe, la société du Canal de Provence a développé, dans le cadre de la réalisation du barrage du Peyron (83), un nouveau type de tassomètre.

Celui-ci est basé sur le principe de base de l'hydrostatique, qui lie proportionnellement la pression (mesurable par un capteur) à la hauteur d'une colonne d'eau, et permet de mesurer ainsi le tassement d'une fondation.

Un capteur de pression différentielle est placé au niveau des fondations, à la base du remblai. Il est installé sous une plaque d'acier qui offre une surface d'appui significative pour suivre le tassement de la fondation.



La présente invention concerne un dispositif pour mesurer le tassement du sol (4) soutenant une construction (1) munie de fondations (2). Ce dispositif est remarquable en ce qu'il comporte un moyen d'acquisition (40) et un capteur (10) solidarisé aux dites fondations (2), ledit capteur (10) envoyant un signal au moyen d'acquisition (40) relatif au tassement dudit sol (4)

Graphique 1 : Vue d'ensemble du tassomètre dans la fondation du barrage - Extrait du brevet

Le capteur de pression différentielle est connecté à deux tubes souples et à un câble électrique de mesure (4-20 mA). Le premier tube est saturé en eau avec un niveau maintenu constant, le second est relié à la pression atmosphérique. Ce capteur de pression différentielle s'impose pour compenser l'effet des variations de la pression atmosphérique. Les deux tubes et le câble, placés dans une gaine de protection annelée, doivent être ramenés à un point fixe qui ne doit pas être sujet au tassement (éperon rocheux par exemple).

La mesure de l'évolution de la pression engendrée par la colonne d'eau permet de déterminer le déplacement de la plaque d'acier et donc le tassement de la fondation.

2. CAS DU BARRAGE DU PEYRON

2.1 Objet de l'ouvrage

Le ruisseau du Peyron est un affluent en rive gauche de la Garonne, cours d'eau débouchant dans le golfe de Fréjus, à l'Ouest du port de Saint-Raphaël. Sa longueur avoisine 2,2 km et sa pente moyenne est de 2,3%. Son bassin versant périurbain partiellement urbanisé est à l'origine de crues torrentielles et soudaines.

Le barrage écrêteur de crues du Peyron [2] est mis en œuvre dans le cadre de la protection de la commune de Saint-Raphaël contre les risques d'inondation. Compte tenu de son inscription au cœur de la ville, l'ouvrage se veut totalement submersible, sans risque de rupture dans tous les cas de fonctionnement (plein, vidange rapide, effacement ou non de la membrane, avec séisme...).

La retenue, située à 500 m en amont de la confluence avec la Garonne, présente un volume de stockage utile avant déversement d'environ 48 000 m^3 .

2.2 Le barrage

Le barrage présente une longueur de crête de 115 m, une hauteur d'environ 5 m et une largeur en crête de 3,50 m. Il possède un déversoir à seuil libre de 20 m de longueur permettant le passage d'une crue décamillénnale.

Compte tenu d'une impossibilité de réutilisation des matériaux du site, la digue est composée de matériaux d'apport calibrés 0/20 reposant sur une banquette stabilisatrice. La digue est armée de géotextiles de renforcement pour conférer à l'ouvrage des caractéristiques en adéquation avec le contexte (tassements différentiels importants, ouvrage submersible) ; la banquette est également armée. L'étanchéité est assurée par une géomembrane armée, disposée sur le talus amont, protégée par de la terre végétale, ancrée en amont et latéralement. En partie centrale, au niveau du coursier, la géomembrane se poursuit en aval, isolant le déversoir de la digue lors d'un déversement.

Le barrage est déversant, donc entièrement protégé en talus aval (matelas de gabions) et en crête (piste en béton).

L'ouvrage a fait l'objet, lors de sa réalisation, d'un auto-chargement associé à des drains verticaux, avec période de consolidation avant travaux de finition, couplée avec suivi topométrique **et tassométrique**.

Le site du barrage du Peyron constitue un cas spécifique puisqu'il s'agit d'un barrage reposant sur des alluvions compressibles au centre de la vallée, et sur des matériaux rocheux sur les appuis latéraux. Les risques de tassement différentiel sont dans ce cas très élevés, de sorte qu'il s'est avéré nécessaire d'envisager la mise en œuvre d'une pré-consolidation.



Graphique 2 : Vue générale du barrage du Peyron

Les études géotechniques (profils géophysiques, sondages, essais in situ, essais de laboratoire) ont mis en évidence les principaux éléments suivants :

- - Alluvions argilo-sableuses à limono-graveleuses d'épaisseur variable (0 m sur les rives à 9 m au centre du talweg) recouvrant un substratum rhyolitique compact,
- - Tassement total maximal calculé à l'axe de l'ouvrage ≈ 30 cm,
- - Temps nécessaire pour un degré de consolidation de $80\% \approx 200$ jours,
- - Temps nécessaire pour un degré de consolidation de 80% si maillage 2,5 x 2,5 m de drains verticaux \approx 87 jours.



Graphique 3 : Déplacements modélisés par PLAXIS (MEF)

Pour des raisons économiques et environnementales, il est apparu préférable de ne pas réaliser une préconsolidation classique, mais plutôt un auto-chargement à l'aide des remblais de la digue, selon la méthode suivante :

- - Mise en œuvre de drains verticaux à la base de la digue, permettant d'accentuer la vitesse de consolidation dans les matériaux de la fondation,
- - Edification, par couches, des remblais de digue dans leur totalité pour appliquer à la fondation la charge totale,
- - Période d'attente de 5 mois pour atteindre le niveau de consolidation et de tassement permettant de mettre en œuvre les travaux de finition (période d'auto-consolidation pendant laquelle il est fondamental de cerner l'évolution et le pourcentage de consolidation atteint).

L'intérêt d'une telle méthodologie réside en outre dans la progressivité d'application de la charge sur la fondation pendant la période de mise en œuvre des remblais de digue. Au cours de cette opération et au-delà pendant l'auto-consolidation, il est fondamental de pouvoir mesurer et analyser les tassements dans le temps, provoqués dans la fondation, pour apprécier l'évolution de la consolidation.

C'est dans cette optique que la mise en œuvre de tassomètres fiables et adaptés s'est avérée importante.

L'utilisation d'une mesure de tassement classique (plaque et tige télescopique et levés topographiques) a été écartée, celle-ci créant un point singulier occasionnant une gêne importante lors des travaux et un risque élevé de détérioration, donc de perte de mesure.

Par ailleurs, le Maître d'Ouvrage souhaitait disposer de mesures quotidiennes et automatiques. C'est dans ce contexte qu'a été développé et testé avec succès le présent tassomètre.

3. PRINCIPE DE FONCTIONNEMENT DU TASSOMETRE

3.1 Rappel de physique

La consolidation des fondations du barrage lors du chargement se traduit par un affaissement du sol correspondant à un déplacement vertical. La mesure de ce déplacement permet de suivre l'évolution du tassement des fondations.

Le déplacement vertical est lié à la pression par la loi fondamentale de l'hydrostatique (1). $P = \rho \times g \times h$

où P est la pression en Pascal (Pa), ρ est la masse volumique de l'eau (kg.m⁻³), g est la constante d'accélération de la pesanteur (m.s⁻²), h la hauteur de la colonne d'eau en mètre (m).

Dans un liquide en équilibre, de masse volumique uniforme, la différence des pressions en deux points est égale au poids de la colonne de liquide ayant pour section l'unité de surface et pour hauteur la différence de niveau des deux points.

La pression mesurée étant directement proportionnelle à la hauteur d'une colonne d'eau, il suffit de rendre solidaire des fondations du barrage, un système permettant d'augmenter cette colonne d'eau en fonction de l'affaissement de la fondation.



Graphique 4 : Principe de mesure du tassomètre

3.2 Principe de fonctionnement

Le graphique 5 présente le dispositif de mesure des tassements tel qu'il a été réalisé. Le tassomètre a été installé au centre du barrage identifié comme la zone soumise au tassement le plus important.

(1)



Graphique 5 : Vue d'ensemble de l'installation du tassomètre sur le barrage

Un capteur de pression différentielle est placé au niveau des fondations au-dessous du remblai. Il est installé dans un coffret étanche sous une plaque d'acier permettant, d'une part de protéger l'ensemble coffret et capteur des contraintes mécaniques du sol, et d'autre part d'offrir une surface d'appui significative sous le remblai pour obtenir l'image du tassement de la fondation.



Plaque métallique, le capteur de pression est situé au-dessous de cette plaque dans un coffret

Graphique 6 : Capteur installé au niveau de la fondation du barrage

Le capteur de pression différentielle est constitué de deux chambres de mesure, la chambre mesure dite « haute pression » est reliée à une extrémité d'un tube souple saturé en eau et l'autre extrémité est connectée

sur le fond d'une cuve dite primaire remplie d'eau. Le niveau de la cuve primaire est maintenu constant par un système de trop plein.

L'alimentation en eau de la cuve primaire est assurée par une pompe et un réservoir de stockage secondaire rempli d'eau. Ces éléments doivent être situés sur une zone stable non soumise aux tassements (éperon rocheux de la rive droite dans le cas du barrage du Peyron).



Graphique 7 : Système de maintien à niveau constant

Le capteur de pression différentielle est un élément essentiel dans cette application qui demande une grande précision de mesure, une bonne reproductibilité et stabilité à long terme ainsi qu'une très bonne fiabilité. La qualité intrinsèque du capteur est également un facteur déterminant. En effet, le capteur est enterré sous le remblai, il est donc impossible de réaliser des interventions de maintenance une fois la pose effectuée.

Le choix s'est orienté vers un capteur de pression différentielle haut de gamme présentant des caractéristiques techniques permettant d'atteindre un haut niveau de fiabilité et de précision :

- Précision ±0,075% de l'étendue de mesure réglée,
- Etalonnage et réglage réalisé en usine,
 - - Signal de mesure 4-20 mA avec protocole HART pour des paramétrages a posteriori (réglages, étalonnage),
- - Cellules de mesure en céramique,
- - Corps inox 316L et boîtier aluminium revêtu.

Pour améliorer la fiabilité du capteur, il est installé dans un coffret étanche, en acier avec un revêtement en résine polyester, fixé sous la plaque métallique.

La chambre de mesure dite « basse pression » du capteur de pression est connectée à un tube souple plastique à la pression atmosphérique, permettant ainsi de s'affranchir des variations de la pression atmosphérique.

Lors du chargement par les remblais constituant le barrage, un tassement va s'opérer au niveau des fondations entraînant dans un déplacement vertical le capteur de pression différentielle. Ce déplacement a pour effet d'augmenter la colonne d'eau, et par conséquence d'augmenter la pression mesurée par le capteur.

Pour répondre à l'objectif de mesure "en continu", le capteur été connecté à un équipement de télégestion permettant une acquisition selon un pas de temps défini par l'opérateur. Les mesures sont transmises au système de supervision du barrage puis stockées pour une analyse a posteriori.

3.3 Résultats

Le graphique suivant est un extrait des données du tassomètre recueillies par le système d'acquisition installé sur le barrage du Peyron (Var). La courbe bleue correspond aux tassements calculés suivant la théorie œdométrique et présente une asymptote à 29,5 cm. La courbe rouge correspond aux mesures enregistrées par le tassomètre installé au centre de la digue.



Graphique 8 : Evolution des tassements de la fondation du barrage du Peyron

Lorsque les mesures se sont stabilisées, le barrage a été jugé apte à recevoir les aménagements annexes (voiries et réseaux). Les mesures se sont poursuivies pendant plus de quatre ans après la fin des travaux avec le même degré de précision et de fiabilité.

Ce dispositif a fait l'objet d'un dépôt de brevet le 6 juillet 2007 à l'INPI (Institut National de la Propriété Industrielle) N° 704924 [2].

CONCLUSIONS

L'expérimentation de ce nouveau type de tassomètre s'est avérée concluante en termes de fiabilité, de durabilité, de facilité de mise en œuvre et de maintenance.

Les deux principaux avantages du système résident dans l'automatisation de la mesure qui est interfaçable avec la plupart des équipements de télégestion, et la facilité de mise en œuvre en phase travaux.

La société du Canal de Provence développe un partenariat avec la société Géo-instrumentation pour commercialiser ce nouveau « capteur ».

Les applications peuvent être variées : de la mesure de tassement de fondation dans des milieux compressibles ou des applications sur des ouvrages d'art, tels que des ponts ou des bâtiments avec des avantages non négligeables par rapport aux dispositifs disponibles sur le marché.

REMERCIEMENTS

Les auteurs tiennent à remercier Gilbert Martial, ingénieur Géotechnicien et Robert Chauvet † ingénieur Génie Civil (expert barrages) à la société du Canal du Provence qui leur ont permis de publier ce papier, ainsi que l'ensemble de leurs collègues qui ont été amenés à travailler sur ce projet.

RÉFÉRENCES ET CITATIONS

- [1] Société du Canal de Provence. Projet de construction du barrage écrêteur du Peyron, juin 2006.
- [2] Société du Canal de Provence, D. Borel. Dispositif pour mesurer le tassement du sol soutenant une construction (N° d'enregistrement national du brevet 07 04924). Institut National de la Propriété Industrielle.

RETOUR D'EXPERIENCE SUR LES SOUS-PRESSIONS DE 48 BARRAGES POIDS A EDF

Uplift pressure observed on 48 gravity dams at EDF

Jérôme Sausse EDF-DTG - 18 av. Raymond Poincaré 19311 BRIVE <u>jerome.sausse@edf.fr</u>

Jean-Paul Fabre EDF-DTG - 14 Rue Paul Mesplé 31000 TOULOUSE jean-paul.fabre@edf.fr

MOTS CLÉS

Piezométrie, drainage, étanchéité, colmatage.

RÉSUMÉ

L'exploitation de la base de données d'auscultation de près de 50 barrages poids permet de tirer des enseignements visà-vis de la question des sous-pressions. Une étude exploitant les mesures effectuées sur des décennies sur plus de 270 piézomètres équipant ces barrages, permet d'avoir une vision globale sur la propagation des pressions hydrostatiques en fondation. Elle met en évidence l'importance des organes d'étanchéité et de drainage de la fondation. Il a pu être mis en exergue les facteurs contribuant à l'efficacité du drainage de fondation en termes de rabattement des pressions qui dépendent tout d'abord de sa conception (nombre, diamètre position des drains et de leurs exutoires) et de son état (l'effet des opérations de nettoyage, de sur-carottage ou de rénovation complète des voiles de drainage). L'étude analyse les autres facteurs influant sur la piézométrie : géologie, effets hydromécaniques, phénomènes de colmatage ou dé-colmatage du pied amont de l'ouvrage ou du réseau de drainage,... Enfin, l'étude des sous-pressions de l'ensemble du parc EDF permet, par inter-comparaison des profils piézométriques adimensionnés, de mettre en évidence des singularités et d'aider à prioriser et cibler les travaux de maintenance à engager.

ABSTRACT

In order to assess the question of uplift propagation in gravity dams' foundations, EDF studied the case of 48 dams monitored for decades, taking into account measurements of more than 270 piezometers. This study provides a global overview on these features. It highlights the importance of sealing and drainage of the foundation. It appears that so many factors induce on the effectiveness of foundation drainage : design (number, diameters, position of drains and their outlets) and state (taking into account the effects of cleaning, over-coring or complete renovation of drainage system). Moreover, geology, hydro-mechanical effects, cloggings of upstream toe, cloggings of drainage systems are so many examples affecting uplift distribution on gravity dam foundation. Therefore, this statistical approach permits the inter-comparison of dimensionless piezometric profiles, in order to highlight singularities and to give help to prioritize maintenance operations.

1. INTRODUCTION

Le phénomène de sous-pression en fondation des barrages poids est un chargement potentiellement déstabilisant qu'il convient de limiter par le biais des organes d'étanchéité et de drainage. Le suivi piézométrique s'avère particulièrement utile pour apprécier le comportement hydraulique d'un barrage poids, d'autant plus lorsqu'un rabattement de pression est nécessaire à la justification de sa stabilité.

La base de données d'auscultation d'EDF est riche d'enseignements et en particulier, elle permet d'intercomparer le comportement de différents barrages de typologie similaires (barrages poids) sur une thématique donnée (sous-pressions mesurées par les piézomètres).

PARC ETUDIE ET METHODOLOGIE 2.

2.1 Parc de barrages poids ausculté

Une étude a été menée sur 48 barrages poids et poidsvoûtes en exploitant les mesures de 273 piézomètres situés au contact béton/rocher ou en profondeur.

Du point de vue de leur conception, les barrages étudiés sont majoritairement équipés de voiles de drainage de fondation (80% des cas) et de rideaux d'étanchéité (70 % des cas), organes fondamentaux pour contrôler le rabattement de pression.

La répartition des âges des barrages étudiés montre qu'avant 1930 les ouvrages n'étaient généralement pas drainés (cf. graphique 1); le barrage d'Eguzon, mis en service en 1926, est probablement l'un des premiers barrages poids dont le drainage était prévu dès la conception. Il convient de rappeler que les risques d'instabilité liés aux sous-pressions, même s'ils avaient été une des causes de la première rupture du barrage de Bouzey en 1884, ne furent réellement pris en compte et identifié que dans les années 1920-1930. Il est d'ailleurs vérifié qu'après 1930 les barrages ont généralement été conçus avec des forages drainants qui ont été complétés au fil du temps. Les trois ouvrages qui échappent à la règle présentent généralement une géologie naturellement favorable et un effet voûte stabilisateur.



Graphique 1 : Année de construction et dispositif de drainage des 48 barrages poids étudiés

2.2 Méthodologie

Pour comparer les barrages et les profils piézométriques entre-eux, on procède à un adimensionnement : - Les niveaux piézométriques, niveaux aval sont pris à cote de retenue = RN, en moyenne sur la période récente.

- Les niveaux piézométriques (NP) sont calculés en pourcentage de la charge amont - charge aval.

(1)

- Les abscisses des piézomètres (X) ou organes de rabattement (drainage ou injections) sont calculées en pourcentage de l'épaisseur de l'ouvrage à la base. Profil piézométrique mesuré Profil théorique non-drainé

Il est également calculé un indice témoignant du niveau de sous-pression global de l'ouvrage, appelé Coefficient de Pression (COP), déterminé à partir des différents profils piézométriques disponibles sur l'ouvrage.

Ce coefficient (%) est le rapport des forces de sous pression mesurées (S1) sur celles du profil théorique trapézoïdal non-drainé (S2) :

i.

$$COP = \frac{S1}{S2}$$

3. RESULATS

3.1 Vision globale

L'analyse des niveaux piézométriques étudiés, après adimensionnement atteste que la grande majorité d'entre-eux se situe sous le profil théorique triangulaire (cf. graphique 2).

Hormis le cas d'un barrage poids-voûte, pour lequel la pleine charge se propage sous les 2/3 amont de son épaisseur avant de montrer un rabattement total sur le tiers aval, les niveaux piézométriques dépassant de quelques mètres seulement le profil triangulaire, se situent plutôt dans le dernier tiers aval de l'emprise de l'ouvrage. Certains niveaux piézométriques sont négatifs car ils sont inférieurs à la cote du pied amont ou du niveau aval (profils en rives, galeries profondes ou puisards,...).



Graphique 2 : Niveaux piézométriques en fonction de l'abscisse des chambres piézométriques NP = f(X) et par ouvrage

La prise en compte des profondeurs des chambres de piézomètres permet également de tracer les équipotentielles tirées des 273 piézomètres étudiés (cf. graphique 3). Il est mis en évidence que le rabattement de pression est globalement efficace dans le premier quart de l'épaisseur des ouvrages la charge hydrostatique est généralement rabattue d'environ 75% (par les drains ou l'étanchéité amont).

L'échantillon étudié comportant 80% d'ouvrages drainés, les lignes équipotentielles verticales et assez resserrées à l'amont, traduisent essentiellement les courants hydrauliques horizontaux captés par les drains à différents horizons. La zone d'action des drains est variable selon les ouvrages mais se situe dans l'échantillon étudié au niveau des 10 à 20% amont de l'épaisseur des plots.



Graphique 3 : Équipotentielles en fondation de l'ensemble des barrages étudiés

3.2 INTERCOMPARAISON DES OUVRAGES - CALCUL DU COEFFICIENT DE PRESSION

Le calcul du coefficient de pression moyen (COP) de chaque ouvrage, cf. §2.2, permet d'inter-comparer leur niveau global de sous-pression. Le calcul de ce coefficient, déjà calculé en 1994 et publié en 2004 [1], a été réactualisé en 2012 (cf. graphique 4).



□ COP moyen (%) □ COP 1994 ← Ecart-type du COP sur les différents profils piézométriques mesurés *Graphique 4: COP des 48 barrages étudiés en 2012 et 1994*

L'observation de ces coefficients de pressions montre que :

- Les COP moyens calculés par profils s'échelonnent entre 26 et 121%. Ce dernier (B48) est le seul à dépasser 100 %, correspond au barrage poids-voûte (§3.1) dont le profil piézométrique intègre une fissuration en pied amont avec la pénétration de la pression jusqu'aux 2/3 de son épaisseur.

- Certains ouvrages montrent un écart-type important traduisant des hétérogénéités au niveau des piézomètres (forés à l'amont du drainage, chambres plus ou moins profondes,...), de la géologie ou des traitements de la fondation.

- Hormis les barrages non-drainés B47 et B46 (dont le COP reste toutefois inférieur à 100 % et les calculs de stabilité ont été vérifiés dans ces conditions de faible rabattement), les autres présentent un COP < 65%, représentatif de niveaux de sous-pressions convenables sur les ouvrages non-drainés pour lesquels il n'est pas nécessaire d'envisager leur drainage. Les barrages B3 et B4 montrent même des coefficients de pressions parmi les plus faibles du parc grâce à une excellente étanchéité de leur fondation.

- Les COP moyens des barrages drainés présentent également une grande variabilité qui témoigne de l'efficacité plus ou moins grande de leurs organes d'étanchéité et de drainage.

- La comparaison avec l'état de 1994 indique majoritairement des diminutions de COP sous l'effet de travaux de maintenance (essentiellement nettoyages ou création de nouveaux drains) ou de colmatages

amont (sédimentation en pied amont, favorisant l'étanchéité). Les ouvrages B10 et B43 montrent un COP qui a augmenté par rapport à 1994. Le premier cas (B10) est le témoignage d'un colmatage évolutif du réseau de drainage sous l'effet de formation de calcite abondante (malgré les nettoyages réguliers). Le second cas (B43) est la conséquence d'un recalcul du COP en 2012 après la création de nouveaux piézomètres sur de nouveaux profils, indiquant des niveaux de sous-pressions moins favorables que ceux connus avec le dispositif piézométrique de 1994.

4. FACTEURS DE RABATTEMENTS DES SOUS-PRESSIONS

Les barrages non-drainés rabattent essentiellement leurs sous-pressions grâce à l'étanchéité naturelle de leur fondation amont et éventuellement sous l'effet d'organes d'étanchéité (rideaux d'injection, tapis amont). Pour les ouvrages drainés, le rabattement des pressions dépend aussi de la performance du drainage qui dépend de sa capacité intrinsèque de conception et de son état.

4.1 L'étanchéité de fondation

L'étanchéité du rocher de fondation (à l'amont) est un paramètre important. Principalement liée aux caractéristiques de la géologie et à sa foliation, l'étanchéité de la fondation est souvent améliorée par des rideaux d'injection (présents dans 70% des cas étudiés), voire par un tapis amont.

L'étanchéité du rocher est directement liée à sa foliation ou sa fracturation (présence de failles, diaclases, ...) qui est le vecteur de propagation de la pression d'eau. Le profil piézométrique dépend de l'orientation et des dimensions des discontinuités du rocher. Plus précisément, la répartition des profils de sous-pression va dépendre des rapports de perméabilité de la fondation, l'idéal étant la situation où l'on observe une décroissance de perméabilité de l'amont vers l'aval (exemple ci-après tiré de [2], étanchéité à l'amont et drainage à l'aval).



(a) K amont < K aval → FAVORABLE (b) K amont > K aval → DEFAVORABLE

Figure 5 : Effet des rapports de perméabilité de fondation sur le profil piézométrique de sous-pressions

Le remplissage du barrage et son positionnement peuvent également modifier ces discontinuités géologiques et donc les sous-pressions par couplages hydromécaniques. Ces derniers sont clairement mis en évidence à travers des effets hydrostatiques non-linéaires. Dans l'exemple du graphique 6, le remplissage de la retenue (étapes de 1 à 3 sur le schéma ci-après) occasionne en plus de l'augmentation de la charge hydrostatique, une action mécanique réversible de décompression du pied amont et d'une compression du pied aval, qui influe sur la perméabilité de la fondation respectivement augmentée à l'amont et diminuée à l'aval, accroissant d'autant la formation de sous-pression.



Graphique 6 : Effets hydrostatiques non-linéaires des sous-pressions par couplages hydromécaniques

L'effet du rideau d'injection sur la piézométrie est difficilement démontrable car très lié à celle de la fondation ou du drainage voisin, d'autant que les coulis d'injection peuvent se dissoudre dans le temps...

En revanche, le cas du barrage de Bort les Orgues a permis de mettre en évidence l'efficacité remarquable de rabattement des sous-pressions du tapis amont créé en 1973, dans un massif de micaschistes et gneiss fissurés, prolongé encore à l'amont par un rideau d'injection vertical [3].

4.2 Le drainage de fondation

Un barrage dont la conception prévoit des exutoires de drainage trop hauts ou des zones d'action trop à l'aval, aura intrinsèquement des capacités de rabattement de pression limitées. La synthèse des différentes géométries des drains sur l'ensemble des profils étudiés fait apparaître quelques barrages dans ce cas (cf. graphique 7, ci-après). Si leurs niveaux de sous-pression justifient d'obtenir un meilleur rabattement, ces ouvrages devront faire l'objet d'une étude pour revoir la conception du complexe étanchéité amont/drainage aval. En effet, dans ce cas de configuration du réseau de drainage, les opérations de nettoyage des drains ne permettent pas diminuer significativement le niveau de sous-pressions.



Graphique 7 : Positionnement des organes de drainage des profiles de barrages étudiés

5. EVOLUTIONS PIEZOMETRIQUES

Les évolutions irréversibles de piézométrie sont indissociables de celles des débits drainés. Ces deux phénomènes mesurés sont complémentaires et le comportement hydraulique dépend des variations de l'un et de l'autre :

	Piézométrie 🏼 ou =	Piézométrie 7
Débit Drainage 🏼	Amélioration de l'étanchéité (colmatage amont) FAVORABLE	Colmatage des drains DEFAVORABLE
Débit Drainage 🛪	Perte d'étanchéité contrôlée par les drains ACCEPTABLE	Perte d'étanchéité non- contrôlée par les drains DEFAVORABLE

5.1 Évolutions irréversibles à la hausse

Colmatage du drainage

Pour les barrages drainés, les évolutions irréversibles de piézométrie à la hausse sont souvent le signe d'un colmatage progressif du drainage qui peut être corrigé par des opérations de maintenance (cf. §5.2). Ces colmatages sont attribués à une calcification des drains surtout lorsque ceux-ci sont de petit diamètres et provoquent des hausses piézométriques assez lentes. Les exemples de colmatages recensés signalent que la calcification n'affecte généralement que la partie haute des forages des drains (3 à 5 mètres sous le sommet des drains).

Il convient par ailleurs de procéder à un suivi périodique de l'état du drainage par sondages ou inspections endoscopiques (cf. photo), afin de compléter les informations tirées des mesures d'auscultation (piézométrie et débits de drainage). Ceci permet de mieux apprécier le niveau de colmatage des drains et son évolution, et se positionner sur la nécessité d'opérations de maintenance ou pour vérifier a posteriori l'éfficacité de celles-ci.



Photo 1 : Examen endoscopique de drains en galerie

Le colmatage de drains par des bactéries ferreuses (boues rouges ; cf. photo ci-après) est envisageable mais semble-t-il pas de façon pérenne (obturation suivie de débourrage) contrairement à l'action de la calcite qui devient très dure avec le temps.



Photo 2 : Formation de « boues rouges » à l'exutoire de drains de fondation

Mise à l'équilibre du milieu

Cette mise en équilibre du milieu est particulièrement vraie à la mise en eau des ouvrages, mais peut être évoquée en cas de modification majeure de l'équilibre d'un milieu (forages de piézomètres, de pendules,... création de drains, de galeries,...). Si la perturbation n'est que temporaire, le temps nécessaire à la remise en équilibre dépend de la durée de perturbation du milieu.

Dégradation de l'étanchéité

Pratiquement aucun cas étudié ne met en cause une dégradation du rideau d'étanchéité pour expliquer une hausse piézométrique. Si l'action des eaux est théoriquement en capacité de lessiver progressivement les rideaux d'injections, il est très rare d'observer des hausses des débits de drainage associées à des augmentations piézométriques sur ces barrages poids. Il convient d'ailleurs de rappeler que les voiles d'injections s'ils font diminuer globalement la perméabilité du milieu et donc les débits globaux de percolation en fondation, font débat quant à leur pouvoir de rabattement [1]. Les études menées par ailleurs sur les barrages poids de la TVA [4] confirment leur faible effet sur le rabattement des sous-pressions.

5.2 Évolutions irréversibles à la baisse

Les lentes évolutions de piézométrie à la baisse sont assez rares (colmatage progressif de la fondation amont par envasement...Généralement les baisses de piézométries sont franches et liées à des interventions (nettoyage ou création de drains, forages de pendules inversés qui drainent le massif,...).

Parmi l'ensemble des travaux recensés sur le parc, il s'avère que la création de drains fait baisser systématiquement la piézométrie de façon assez durable. Le taux de rabattement de sous-pressions obtenu dépend de la position des drains créés (cf. §4.2) mais également d'autres paramètres :

- L'orientation et la profondeur des forages doit être adaptée à la foliation géologique.

- L'espacement et les diamètres des drains peuvent être optimisés selon des principes théoriques disponibles dans la littérature, sans que l'on puisse réellement vérifier leur fondement en pratique.

Enfin, la prise en compte du risque de colmatage incite à prévoir des diamètres de drains raisonnables et un positionnement des forages (cf. §4.2) visant à obtenir des débits de drainage significatifs (la formation de calcite étant favorisée par les très faibles écoulements). Il peut être également tenté d'adapter des têtes de drains dites en « col de cygne » (cf. photo ci-contre) afin de piéger le dioxyde de carbone produit lors de la formation de calcite et limiter ainsi la réaction. Les tentatives menées localement sur des sites où la formation de calcite est abondante n'ont toutefois jamais été vraiment significatives.



Photo 3 : Équipement d'une tête de drain en « col de

cygne »

Les nettoyages ou réalésages de drains ont un effet beaucoup moins facile à apprécier car les techniques varient beaucoup et les résultats sont plus mitigés : la baisse piézométrique est généralement moins spectaculaire et souvent moins durable dans le temps.

On s'aperçoit globalement que les simples nettoyages de drains n'ont pas d'effet réellement visible sur la piézométrie (bien que des quantités notables de calcite soient récupérées) car ils ne permettent d'évacuer que les dépôts de calcite en paroi du drainage, ce qui ne suffit pas toujours à redonner une capacité drainante au dispositif. Un réalésage en diamètre suffisant, permet de traiter les formations de calcite dans le rocher périphérique du drain et donne généralement plus de résultats.

A noter enfin que les nettoyages à très haute pression peuvent causer des claquages préjudiciables à la fondation par modification de cheminements hydrauliques.

Par ailleurs, la connaissance du niveau piézométrique avant la réalisation de travaux permet d'apprécier leur efficacité ou leur nécessité (un faible débit de drainage n'est pas forcément signe d'un mauvais fonctionnement du drainage).

7. CONCLUSIONS

L'observation du phénomène de sous-pression sur un échantillon de 48 barrages et plus de 200 piézomètres permet de vérifier le rôle fondamental du drainage de fondation. Si dans certains cas, l'étanchéité naturelle du rocher de fondation en pied amont contribue à elle seule à un très bon rabattement de pression, il s'avère bien souvent nécessaire de recourir à un drainage pour rabattre le profil de sous-pression afin de gagner des marges de stabilité. L'analyse de la conception des rideaux de drainage fait apparaître des disparités dans leur conception : en particulier, leur géométrie (zone d'action et de restitution des drains) conditionne leur efficacité intrinsèque. Par ailleurs, face au risque de colmatage, des principes préventifs peuvent être tentés (localisation, adaptation des exutoires) mais il est indispensable de surveiller l'état de ces organes (inspections, sondages,...) et de leur comportement par le biais du suivi de leurs débits. Le cas échéant, et selon le niveau de sous-pression mesuré par le dispositif piézométrique, des opérations de nettoyage, de surcarottage ou de création de nouveaux drains peuvent s'avérer nécessaires. Les techniques employées n'aboutissent pas nécessairement à des résultats comparables (au niveau de l'efficacité instantanée et de leur persistance dans le temps). Cette étude statistique des sous-pressions de l'ensemble du parc EDF permet par inter-comparaison des profils piézométriques adimensionnés, de mettre en évidence des enfin, singularités et d'aider à prioriser et cibler les travaux de maintenance à engager.

RÉFÉRENCES

- [1] ICOLD European Club Working group on Uplift Pressures under Concrete Dams Final Report 2004
- [2] Uplift pressures, shears trengths, and Tensile Strengths for stability, analysis of concrete gravity dams EPRI vol1 Stone and Webster Engineering Corporation
- [3] Bulletin CIGB n°88 Fondations Rocheuses de Barrages
- [4] T.V.A. Concrete gravity dams uplift observations & remedial measures P. Lacy, L. Van Schoick 9ème congrès de la CIGB – Istambul 1967 – vol.I - Q.32 R.30

NOUVELLES ANALYSES DU COMPORTEMENT DES FONDATIONS DES BARRAGES (NON-LINEARITES, EFFETS ELASTIQUES DIFFERES) New analysis of behavior of foundations of dams (nonlinearities, elastic delayed effects)

Jean-Paul Fabre 14 rue Mesplé – 31000 Toulouse jean-paul.fabre@edf.fr

Florian Mauris, Alexandre Simon 21 avenue de l'Europe – 38000 Grenoble florian.mauris@edf.fr, alexandre-gilles.simon@edf.fr

MOTS CLÉS

Modélisation, barrages, fondation, non-linéarité, auscultation, piézométrie, déformation, élastique différé.

RÉSUMÉ

Les mesures d'auscultation en fondation des barrages en béton (sous-pressions, débits, ouverture du contact béton rocher...) suivent des évolutions dictées par plusieurs phénomènes réversibles (charge hydrostatique, effets thermiques) et irréversibles (consolidation, fluage entraînant une modification du champ de contrainte dans les fondations, etc.). L'analyse classique HST (Hydrostatique, Saisonnier, Temporel) développée par EDF est souvent trop simpliste car elle additionne de manière indépendante les différents phénomènes. En réalité la piézométrie au contact béton-rocher, l'ouverture du contact barrage fondation, et les débits, sont des phénomènes non-linéaires causés par l'action de plusieurs effets, qui interagissent au-delà de certains seuils (passage du domaine linéaire au domaine non-linéaire). Par exemple les sous-pressions au contact béton-rocher dépendent de l'influence simultanée (et non simplement additive) de la charge hydrostatique et de la fissuration, qui elle-même est bornée en valeur minimum et dépend du niveau de sollicitation par les effets saisonniers, hydrostatiques et temporels. Le modèle HST a donc évolué (vers HST HY et HST NL) afin de mieux s'approcher des phénomènes physiques. Finalement, à la lumière de ces analyses, le comportement des fondations des barrages peut être mieux compris, et leur évolution dans le temps mieux précisée.

ABSTRACT

The measurements in concrete dams foundations (crack opening, uplift-pressure, flow, ...) are influenced by several reversible phenomena (such as hydrostatic load, thermal effects) and irreversible (such as setting up of foundations, consolidation, creep with modification of the stress in the foundations, etc.). The classic analysis HST (Hydrostatic, Seasonal, Temporal) developed by EDF is too simplistic because it adds independently the different phenomena. In fact, the piezometry of the concrete-rock contact, the cracks and flows in foundation are nonlinearity caused by the action of several effects that act in complex ways with threshold effects (transition from linear to non-linear field area). For example, the uplift in contact concrete-rock depends on the simultaneous influences (and not simply additive) of the hydrostatic load and cracking, which itself is bounded to zero (minimum value because the crack is closed) and depends on the level of solicitation of seasonal, hydrostatic and time effects. HST model is improved (to HST-HY and HST-NL) to have a better approach of the physical phenomena. Finally, in light of these analyzes, the behavior of dam's foundations can be better understood, and their evolution over time better specified

1. INTRODUCTION

Les méthodes de justification des barrages (poids, voûtes, remblai..) ont évolué vers un panel de méthodes plus ou moins sophistiquées, qui sont employées selon les cas (Stabet, Eléments finis 2D, 3D..).

Les méthodes simples restent souvent préférables, car on les comprend mieux, elles sont bien connues et leurs hypothèses sont claires. Cependant, si les méthodes simples ne suffisent pas à préciser certains comportements, alors des méthodes plus fines peuvent être employées: modélisation des non linéarités, relaxation des tractions, endommagement, modèles couplés hydromécaniques. La méthode choisie permet de répondre aux questions relatives à la sûreté des barrages.

Il en est de même pour l'analyse des données d'auscultation: la méthode HST fonctionne bien et suffit en général, mais certaines améliorations ont été jugées utiles dans des cas particuliers:

- EFR: Effets retardés de la cote, pour prendre en compte la diffusion en milieu peu perméable (1995)
- HSTT : Effets retardés de la température de l'air pour expliquer les déplacements d'origine
 - thermique rapide des voûtes (2003)

Ces modèles sont intégrés au logiciel d'auscultation d'EDF (KOALA), ils restent additifs linéaires, avec de nouvelles variables explicatives : la cote retardée et la température retardée avec un paramètre temps caractéristique.

De nouvelles méthodes d'analyse sont employées dans des cas particuliers, lorsque les méthodes « classiques » ci-dessus s'avèrent insuffisamment efficaces, dans le but de mieux connaitre les effets des variables explicatives, de retrancher ces effets réversibles et d'obtenir des mesures à conditions identiques (mise en évidence de l'évolution irréversible du comportement)

Elles méritent d'être présentées car elles sont suffisamment générales pour être utilisables dans des cas semblables. Leur mise au point a été facilitée par l'utilisation de modèles à base de réseaux neuronaux [2].

Les modèles HST et HSTT sont composés d'une somme de fonctions algébriques représentant l'hydrostatique, la saison, le temps, et le thermique (pour HSTT uniquement). L'influence de chaque terme est donc additive et indépendante de la valeur des autres termes, l'effet de l'ensemble des sollicitations est toujours la somme des effets des sollicitations prises indépendamment, la solution qui minimise la somme des carrés des résidus est donc unique et peut s'obtenir par calcul matriciel.

$$Mesurebrutemodélisée = MB_{mod} = f(t) + f(H) + f(S) + f(th) + Constante$$
(1)

Cependant certaines limitations du modèle HST ont été identifiées :

La loi d'évolution est postulée a priori : polynomiale (ondulations, variations de pente et courbures parfois peu physiques), pas de prise en compte des effets de seuil, extrapolation voire interpolation délicate.

La loi additive est mal adaptée aux phénomènes hydrauliques (piézomètres, fuites) surtout s'il y a de fortes variations de perméabilité au cours de la saison ou du temps.

Le modèle linéaire HST ne peut pas mettre en évidence l'interdépendance des effets qui existe parfois (thermique sur parement amont, non linéarité)

2. MODELES D'ANALYSE SPECIAUX APPLIQUES A DES COMPORTEMENTS PARTICULIERS

2.1. Les comportements non-linéaires

Les modèles linéaires montrent parfois leurs limites pour l'étude de phénomènes qui présentent des comportements non linéaires. Un phénomène mécanique non linéaire est un phénomène qui va évoluer de manière différente suivant le niveau de sollicitation globale (hydrostatique+thermique+irréversible) qu'il subit. L'exemple type associé aux modèles non linéaires est l'évolution d'une ouverture de fissure. Une évolution des sollicitations thermiques et hydrostatiques dans le sens de sa fermeture aura un effet quasi nul sur une fissure lorsqu'elle est déjà fermée.

L'ouverture du contact béton rocher des voûtes est un exemple de comportement non-linéaire de la fondation (l'ouverture est mesurée dans les premiers mètres de la fondation). Voici par exemple sur la figure 1 l'ouverture mesurée au contact au barrage de Laparan, en fonction du déplacement vers l'aval de la structure béton:



Figures 1a et 1b : Ouverture au contact béton-rocher (à gauche) et instrumentation en fondation (à droite)

On voit que lorsque le barrage est en amont (faible remplissage en période chaude) le contact est fermé, il ne commence à s'ouvrir qu'à partir d'un certain seuil de sollicitation, au dessus duquel les deux phénomènes sont linéairement corrélés. Si les modèles HST ou HSTT permettent bien de traduire la mécanique de la voûte (les effets hydrostatiques et saisonniers s'ajoutent toujours), il ne peut traduire le comportement du distofor (comportement non-linéaire de l'ouverture). En effet ils ont tendance à vouloir « continuer à refermer » la fissure avec la même tendance à cause du caractère indépendant et additif des différentes sollicitations.

Le niveau de sollicitation global (hydrostatique+saisonnier...) peut tout à fait être défini de manière identique à HST (mêmes expressions algébriques), mais l'effet sur le phénomène ne sera plus une simple addition ; Des fonctions plus évoluées viendront apporter une réponse non linéaire entre différents niveaux de sollicitation (par exemple à partir d'un seuil).

Afin de modéliser ce comportement non linéaire, plusieurs fonctions peuvent être envisagées, selon le phénomène à représenter. La rupture de pente est couramment utilisée dans les modèles non linéaires: la réponse ne sera pas la même au-delà ou en-deçà d'une certaine valeur seuil (qui est à caler). Il est également possible d'utiliser une fonction sigmoïde (tangente hyperbolique). La caractéristique d'une fonction sigmoïde est d'avoir une zone linéaire entre un seuil haut et un seuil bas, elle « borne » donc les effets (en dehors d'une certaine plage, la mesure sera moins sensible à des sollicitations hydrostatiques ou saisonnières). On montrera au §2.3 que les fonctions de cette famille sont adaptées pour modéliser des variations de perméabilité en fondation, sous l'effet des variations de l'état de contrainte du rocher.

Les figures 2a et 2b ci-dessous représentent des exemples de fonctions non linéaires utilisées (rupture de pente à gauche et sigmoïde à droite) :



Figures 2a et 2b : Définition d'une fonction à deux pentes (à gauche) et d'une fonction sigmoïde (à droite)

En prenant l'exemple d'une fonction avec une rupture de pente, l'effet calculé ne sera pas le même en fonction du niveau de sollicitation (non linéarité). Le modèle non linéaire impose une rupture de pente pour tout déplacement inférieur à une certaine valeur w. Cette valeur (w) ainsi que la pente de la nouvelle réponse (y) (cf. figure 1a) sont à caler :

 $\begin{array}{l} MB_{modNL}: Mesure \ brute \ modélisé \ par \ le \ modèle \ non \ linéaire \\ SiMB_{mod} > w, alors MB_{modNL} = MB_{mod} \qquad (2) \\ SiMB_{mod} < w, alors MB_{modNL} = MB_{mod} + y * (w - MB_{mod}) \\ Avec \end{array}$ $\begin{array}{l} (3) \end{array}$

w: seuil auquel la réponse devient change de pente

y: pente de la réponse sous le seuil w

En prenant la fonction sigmoïde, l'effet calculé serait toujours borné au-delà et en deçà d'un certain niveau de sollicitation (seuils 1 et 2 sur la figure 2b).

2.2. Modélisation à termes croisés imposés de la piézométrie et des fuites (HST HY)

2.2.1. Contexte

On constate que la piézométrie en fondation (et a fortiori les débits) sont rarement liés linéairement à la charge comme dans un milieu parfait (loi de Darcy), au contraire il existe très souvent une non linéarité qui s'explique par les variations de perméabilité du milieu en fonction des sollicitations mécaniques (contraintes d'origine hydrostatique ou thermique, fissuration). Dans le cas des fondations de barrages poids et voûte, la fondation supporte des efforts variables d'appui du barrage, et les perméabilités des zones amont et aval de la fondation varient donc avec l'état de contrainte du rocher.

2.2.2. Périmètre et objectif du modèle

L'analyse statistique classique appliquée à la plupart des instruments installés sur les barrages du parc EDF est l'analyse HST, qui permet d'expliquer indépendamment l'évolution irréversible du phénomène dans le temps et les évolutions réversibles dues à l'effet de la charge hydrostatique et à l'état thermique de l'ouvrage.

Dans la réalité, l'effet hydrostatique est variable suivant l'état thermique du barrage. En hiver, avec la contraction thermique du béton, la fissuration en pied amont des voûtes est plus élevée et autorise plus facilement la pénétration de la charge hydrostatique. A contrario, la dilatation estivale du barrage referme la fissuration en pied amont et la charge hydrostatique pénètre plus difficilement sous l'ouvrage. Ainsi l'hypothèse d'HST qui postule que l'effet hydrostatique est invariable quelle que soit la saison n'est plus vérifiée. Il faut désormais considérer un effet hydrostatique qui varie à l'échelle de la saison. L'effet hydrostatique ou saisonnier peut aussi varier dans le temps (dégradation d'une étanchéité, colmatage, évolution de la fissuration..).

La modélisation a pour but d'améliorer la modélisation des mesures, tout en gardant un sens physique indispensable à toute interprétation du phénomène. Il s'appuie sur des termes dits « croisés », c'est-à-dire que les effets temporels, hydrostatiques et saisonniers ne sont plus indépendants les uns des autres.

Ce modèle permet d'analyser principalement les mesures piézométriques et de débits de fuite, Il peut notamment être légitimement appliqué sous les barrages poids, où il se produit des variations de perméabilité relativement peu importantes (sans fissuration) du rocher en fonction des variations de contrainte de compression.

2.2.3. Formulation du modèle

La piézométrie (NP) peut être vue comme une partie (k en %) de la différence de charge entre amont et aval, partie qui serait constante si la perméabilité du milieu ne variait pas : on aurait alors $NP = N_{av} + k * Charge$.

Les variations de perméabilité sont liées aux déformations du barrage et de la fondation, variation que l'on peut considérer comme linéaire si ces déformations sont faibles: pas de fissuration (c'est l'hypothèse HST classique pour une grandeur mécanique).

Le modèle à termes croisés imposés se traduit donc ainsi pour la piézométrie et les débits en fondation:

$$Npbrut = Nav + Charge * Fonction linéaire (H + S + T + cte)$$
(4)

Ce type de modèle qui utilise la variation du rapport de perméabilité entre amont et aval du piézomètre, a même été employé pour évaluer de façon simplifiée la fissuration au contact béton-rocher des voûtes, dont le niveau piézométrique est un symptôme: c'est le modèle à termes croisés imposés, qui reste linéaire, avec des variables croisées cote x saison et cote x temps [2].

2.3. Modélisation non linéaire de la piézométrie et des fuites (HST HY NL)

Les deux paragraphes précédents sont consacrés à l'introduction de la notion de non-linéarité d'une part, et à la description de modèles hydrauliques à termes croisés imposés d'autre part. Il est possible d'utiliser ces deux approches à la fois, pour modéliser de façon plus pertinente la piézométrie en pied de voûte, dans une zone où il peut se produire, lors des sollicitations maximales, des déformations de fondation accompagnées de tractions au contact béton/rocher. L'ouverture du contact peut influencer considérablement les sous-pressions et les écoulements correspondants.



Figure 3 : modélisation de la piézométrie par HST HY NL (le modèle en jaune est proche des mesures en rouge)

Les variations du rapport des perméabilités k sont liées aux déformations du barrage, mais de façon ici non linéaire puisqu'une une fissuration s'ouvre (cas des piézomètres au contact béton-rocher des barrages voutes). Sur l'exemple ci-dessus du barrage de Vouglans, le piézomètre OPC4 est à l'aval du contact béton rocher, et la figure 4 exprime les variations du rapport k en fonction de l'ouverture mesurée en pied de barrage, (nivellement hydraulique NO Amont), ce qui permet de visualiser la relation non linéaire entre ces grandeurs mesurées, et la modélisation qui va en être faite.

Le semis de points rouges (figure 4 à gauche) est constitué uniquement des mesures de piézométrie en fonction de l'ouverture mesurée (pots de nivellement). Ils se répartissent suivant une fonction non linéaire de type tangente hyperbolique, ce qui montre que la perméabilité du milieu varie en fonction de la charge mécanique appliquée sur l'ouvrage. La courbe noire représente la modélisation de la variation de perméabilité du milieu, déterminée pour l'analyse du piézomètre OPC4 (cf. équation 5).

Si on considère l'ouverture du contact comme linéaire (entre l'ouverture à l'amont et la pointe de la fissure), puis constante en aval dans la zone non fissurée, en tenant compte de la loi de Poiseuille (le débit est proportionnel au cube de l'ouverture de la fissure) on peut calculer la réponse théorique d'un piézomètre en % de la charge amont, et on retrouve la même allure de variation que celle qui a été mesurée.

La modélisation de cette non-linéarité peut se faire de plusieurs façons (comme vu au chapitre précédent): cependant on voit que la famille des fonctions Tanh permet une modélisation très proche du comportement théorique. C'est donc cette famille de fonctions qui a été choisie: voir les figures 4a et 4b.



Figures 4a et 4b: visualisation de la non-linéarité mesurée et théorique du phénomène

La modélisation de déformation (élastique linéaire) peut se faire classiquement par le modèle additif HST (fonction hydrostatique + fonction saisonnière+ fonction du temps), tel que représenté sur les figures 5a et 5b :



Figure 5a et 5b : effets réversibles classiquement observés avec le modèle HST

Le modèle se traduit ainsi en choisissant la fonction tanh comme fonction non linéaire:

$Np_{brut} = N_{av} + (RN - R_{vide})(1 - z) * [\alpha_1 + (\alpha_2 * tanh(\alpha_3 + \xi(z) + \xi(S) + \xi(t))] + résidus$ (5)

Les mesures à conditions identiques (de cote et de saison) s'obtiennent en retranchant aux niveaux bruts les effets réversibles dans les conditions des mesures, et en y ajoutant les effets à RN en hiver par exemple.

Les effets réversibles sont donnés par le modèle pour les autres conditions fixées (effet hydrostatique : à saison et date données, effet saisonnier : à cote et date données, effet irréversible : à cote et saison données). En pratique il est intéressant de tracer l'effet saisonnier actuel à plusieurs cotes, l'effet hydrostatique actuel à plusieurs saisons dont l'hiver, l'effet irréversible à RN en hiver.



Figures 6a et 6b : Dans un milieu non linéaire, les effets hydrostatiques et saisonniers ne sont plus indépendants.

Sur la figure 6a on observe un plafonnement de l'effet hydrostatique. On distingue également que l'effet hydrostatique est plus marqué en hiver qu'en été, avec des variations de piézométrie jusqu'à 10 fois plus fortes que les variations de cote, au moment de l'ouverture du contact.

Sur la figure 6b on observe un effet saisonnier assez « plat » avec une amplitude de moins de 10 mètres si le barrage est plein ou à RN-10m, et un effet saisonnier d'amplitude 4 à 5 fois plus forte si le barrage est à cote constante à RN-5m.

NB : une étude similaire a été menée sur ce piézomètre à l'aide des réseaux de neurones. Les résultats obtenus sont similaires aux résultats présentés ci-dessus, et les conclusions sur les effets sont les mêmes.

2.4. Comportement élastique différé

Le béton est un matériau qui possède une réaction élastique en partie instantanée, mais aussi en partie différée [3]. Cet effet élastique différé est bien connu (Théorie de la viscoélasticité linéaire [4]) et non négligeable (30 % de l'effet total). Sa réversibilité traduit la capacité de recouvrance du matériau béton. Cet effet a été modélisé: le modèle le plus simple est celui de KELVIN composé de deux ressorts et d'un amortisseur.



Figure 7 : Modélisation et réponse du béton, matériau avec effet élastique différé réversible, et recouvrance.

Ainsi quand un barrage reste longtemps à cote haute, sa déformation vers l'aval augmente, et quand il reste longtemps à cote basse son retour vers l'amont augmente. Cette propriété explique les observations mesurées lors de certaines périodes prolongées à cote haute ou basse.

Les déplacements sont alors en partie instantanés et pour l'autre partie fonction de l'histoire des sollicitations et de l'amplitude de la réponse différée du milieu.

La fonction de transfert est ici exponentielle négative, comme celle de la conduction thermique ou de la diffusion en milieu fini (EFR). La variable explicative est donc la cote retardée avec un paramètre temps de retard To de l'ordre de 6 mois pour le béton.



Figure 8 : Cote de la retenue et cote retardée qui est la variable explicative directement liée à l'effet élastique différé



Figure 9 : Effets réversibles, en crête, dont l'effet hydrostatique différé, qui est de l'ordre de 20% de l'effet instantané.

Concernant maintenant les déformations (en ouverture, mesurées au distofor) au contact béton-rocher, elles sont aussi en partie différées. D'autre part elles sont non-linéaires comme on peut s'y attendre. Le modèle d'analyse choisi est donc non linéaire (HST NL), et comporte un effet hydrostatique différé.



Figure 10: Mesure de l'ouverture du contact béton-rocher au Lanoux et résultat de la modélisation

On voit que le modèle non linéaire approche bien le comportement mesuré, alors que sans la non-linéarité, les déplacements en raccourcissement sont trop importants. Les effets élastiques différés atteignent au contact béton rocher une amplitude de 1,5 mm soit 30% de l'amplitude totale, ce qui laisse penser à une certaine participation du rocher (schiste anisotrope) à ce comportement. Le temps caractéristique est très proche de celui de la structure béton, ce qui ne permet pas de distinguer facilement les deux phénomènes, également liés par l'hyperstatisme des appuis de la voute sur sa fondation.



Figure 11: Modélisation de l'ouverture du contact béton-rocher: effet hydrostatique instantané, différé et non-linéarité.

La prise en compte des effets élastiques différés (qui sont réversibles sur une année environ) permet de mieux mettre en évidence l'absence d'évolution irréversible du rocher sur la période concernée. Les mesures des trois premières années sur le distofor (mis en place en période de cote haute) ne sont pas significatives, car le tubage subissait des déformations irréversibles en compression. Il a fallu attendre la « mise en place » définitive du tubage qui sert de référence aux déplacements, par écrasement lors de la fermeture complète du contact, en 1996, pour avoir ensuite un tubage désormais non déformable, et donc une référence correcte pour la mesure des ouvertures.

2.5 Irréversible et modélisation statistique

Dans le modèle traditionnel HST l'évolution dans le temps est supposée être un terme additif, indépendant des autres variables (cote saison). En réalité ce n'est par toujours le cas, c'est particulièrement clair pour les phénomènes hydrauliques : si les débits de fuite augmentent (dégradation de l'étanchéité d'un masque) c'est bien visible quand le barrage est plein, alors qu'à vide les fuites n'évoluent pas et restent nulles. Dans ce cas HST utilise une loi du temps « moyenne » et sur les mesures corrigées obtenues à conditions identiques « barrage plein » on retrouve cette vitesse moyenne d'évolution irréversible. De plus les mesures sont assez mal corrigées.

Un modèle adapté aux phénomènes hydrauliques pourra prendre en compte cette réalité et permettre une meilleure évaluation des vitesses d'évolution irréversible (qui seront différentes à plein et à vide). Ces améliorations sont pertinentes dans beaucoup de cas, cependant il est nécessaire d'avoir un échantillon de mesures très complet afin d'éviter les extrapolations (notamment si on veut se ramener à conditions identiques à RN, il faut vraiment avoir des mesures assez nombreuses à cette cote, sinon l'évolution irréversible à RN résulterait d'une extrapolation, avec une part d'incertitude plus importante.

De plus l'évolution irréversible d'un phénomène hydraulique peut provenir de différentes causes :

$$Np_{brut} = N_{av}(t) + (RN - R_{vide})(1 - z) * [\alpha_1(t) + (\alpha_2 * tanh(\alpha_3 + \xi(z) + \xi(S) + \xi(t))] + résidus$$
(6)
(ii) (iii) (iii)

Évolution soit (i) du niveau aval, soit (ii) de la perméabilité du milieu (colmatage, ..), soit (iii) de la fissuration.

On voit à la fois l'intérêt et la difficulté de réaliser cette séparation des origines d'une évolution, jusqu'à présent non différentiées dans la modélisation HST.

La non-linéarité d'un phénomène se traduit également par des évolutions irréversibles qui dépendent de l'état de sollicitation: prenons par exemple un joint qui se ferme lorsque le barrage est plein. Alors ce joint peut très bien ne pas évoluer à RN (fermé), alors que son ouverture commence plus tôt au cours de l'abaissement de cote et s'amplifie dans le temps. Les mesures corrigées montreront un effet irréversible proportionnel à la pente de la fonction de non-linéarité dans la zone des conditions identiques choisies : maximal dans la zone de fonctionnement linéaire, il sera limité par la non linéarité. Dans ce cas le modèle HST aurait déterminé

une évolution irréversible « moyenne » et les mesures à conditions identiques seront évolutives. Avec le modèle non-linéaire l'irréversible sera différent selon les conditions identiques choisies, et les mesures ramenées à conditions identiques seront mieux corrigées.

3. CONCLUSION

La base de données des mesures d'auscultation, contient toutes les données patiemment accumulées par nos prédécesseurs, souvent depuis la mise en eau des barrages. Pour les fondations il s'agit souvent de mesures de débits ou de niveaux piézométriques, souvent délicates si le rocher est très étanche, et qui ont toujours fait l'objet d'une attention particulière. Il est aujourd'hui logique de vouloir tirer de ces mesures de qualité les enseignements les plus complets possible sur le comportement des fondations des ouvrages.

Les modèles statistiques de comportement qui s'appuient sur un historique de plus en plus étoffé, peuvent devenir plus fins. Avec l'aide des outils statistiques modernes, la recherche de modèles adaptés aux phénomènes mesurés est plus efficace. Ces facteurs ont permis l'émergence récente de nouvelles familles de modèles qui complètent et enrichissent désormais les analyses classiques, et sont utilisés dans les rapports d'auscultation, même si leur industrialisation n'est pas totalement terminée. Certains concepts sont riches car ils permettent de se rapprocher de la réalité des comportements des ouvrages, et montrent leur complexité.

Les nouveaux modèles HST HY et HST NL permettent la meilleure prise en compte des phénomènes hydrauliques et des comportements non-linéaires. Ces nouveaux modèles réclament des échantillons assez fournis et équilibrés, afin d'éviter les risques d'extrapolation du comportement dans des situations qui n'ont pas été observées. Il y a donc possibilité de tirer des informations plus complètes, plus pertinentes pour mieux comprendre le comportement particulier de certains ouvrages, à partir de l'historique de leurs mesures d'auscultation, mais l'interprétation demandera une attention particulière.

Ces modèles complexes sont réservés au traitement de quelques cas spécifiques, pour lesquels ils doivent être adaptés avec précaution afin de préserver le sens physique des résultats. Les plus intéressants mériteront d'être intégrés ultérieurement au logiciel Koala, afin d'en faire des outils de surveillance quotidiens des ouvrages.

4. BIBLIOGRAPHIE

[1] Fabre, JP. & Pons, E. & Deveze, G. (2012) *Revealing and quantifying ageing processes on the foundations of dams.* 24th Congress CIGB Kyoto 2012 Q95-R21.

[2] Simon, AG. & Fabre, JP. & Mauris, F. & Royer, M.J. (2012) *Analyse des mesures d'auscultation des barrages avec les réseaux de neurones* Colloque CFBR: Auscultation des barrages et des digues. Pratiques et perspectives, Chambéry.

[3] Berthollet, A. (2003) Contribution à la modélisation du béton vis-à-vis du vieillissement et de la durabilité Thèse INSA Lyon.

[4] Salençon, J. (2009) Viscoélacticité pour le calcul des structures. Éditions de l'École Polytechnique.

DÉCOUVREZ L'HISTOIRE DES GRANDS BARRAGES DE FRANCE



É DITIONS Privat

Merci de renvoyer le bon complété accompagné du règlement à l'adresse suivante : Éditions Privat - Florence Lamotte - 10, rue des Arts - BP 38028 - 31080 Toulouse Cedex 6



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.

Au 1er janvier 2015, le CFBR comprend 466 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 et anime plusieurs groupes de travail nationaux.

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 des communications lors des Assemblées Générales et des Congrès.

Ce Colloque sur les Fondations de Barrages vise à faire un point sur une thématique souvent moins visible que les ouvrages eux-mêmes, mais pourtant essentielle car : « *le point capital dans la construction d'un grand barrage, c'est la fondation. C'est le sol, en quelque sorte, qui est le maître de l'œuvre, c'est lui qui commande...* » - (André Coyne)

Comité Français des Barrages et Réservoirs – Savoie Technolac 73373 Le Bourget du Lac Cedex Tel 04 79 60 64 45 - <u>http://www.barrages-cfbr.eu</u>