

ÉROSION DES FONDATIONS A L'AVAL DES BARRAGES VOUTES – ANALYSE DE LA SECURITE STRUCTURELLE DE QUATRE GRANDS BARRAGES VOUTES

Scour and erosion downstream of arch dam – Structural analysis of four large arch dams

Romain TAJETTI, Benoit BLANCHER, Pauline BOFFETY, Julie FOUQUÉ, Philippe KOLMAYER, Frederic LAUGIER

EDF Centre d'Ingénierie Hydraulique, 4 Allée du Lac de Tignes 73290 La Motte Servolex
romain.tajetti@edf.fr, benoit.blancher@edf.fr, pauline.boffety@edf.fr, julie.fouque@edf.fr,
philippe.kolmayer@edf.fr, frederic.laugier@edf.fr

MOTS CLEFS

barrage voûte, érosion aval, stabilité, fondation.

KEY WORDS

Concrete arch dam, scour, erosion, scour, stability, foundation

RÉSUMÉ

Les évolutions réglementaires récentes (Arrêté Technique Barrage [1] de 2018 et seconde génération des Etudes De Dangers[2]) amènent à se questionner de manière plus approfondie sur les modes de défaillances des barrages liés aux problématiques de transfert d'écoulement et de dissipation d'énergie des ouvrages annexes (évacuateurs de crues, vidange de fond, etc.). L'érosion en crue à l'aval de barrages constitue un sujet de premier ordre, dont les questionnements sont renforcés par le traitement de longue haleine du barrage de Kariba, ainsi que par quelques incidents récents très sérieux (Oroville aux USA en 2017, ou Toddbrook en Angleterre en 2019) ayant chacun menacé la sécurité structurelle du barrage et conduit à l'évacuation de plusieurs dizaines de milliers de personnes.

A travers les études de cas de quatre barrages voûte du parc EDF, cet article présente quelques éléments méthodologiques développés par EDF-CIH pour contribuer à la justification de la sécurité structurelle des barrages voûtes dans l'hypothèse de la formation d'un profil d'érosion à l'aval du barrage. Ces éléments constituent séparément des briques contribuant à la boîte à outils disponible pour l'ingénieur pour analyser la sûreté d'un barrage voûte vis-à-vis du risque érosion.

ABSTRACT

Recent regulatory developments in 2018 (ATB [1] and second generation EDD[2]) lead to a deeper examination of dams failure modes related to energy transfer and dissipation issues. The topics of flood erosion downstream of dams are of paramount importance, with concerns heightened by the long-term management of the Kariba Dam and several recent serious incidents (Oroville in the USA in 2017, or Toddbrook in England in 2019), each of which threatened the structural safety of the dam and the evacuation of tens of thousands of people.

This article presents some methodological elements developed by EDF-CIH to contribute to the justification of the structural safety of arch dams in the event of the formation of an erosion profile downstream of the dam. These elements separately constitute building blocks contributing to the toolbox available to engineers to analyze the safety of an arch dam with respect to erosion risk.

1. INTRODUCTION

Les évolutions réglementaires récentes (Arrêté Technique Barrage de 2018 et seconde génération des Etudes De Dangers) amènent à se questionner de manière plus approfondie sur les modes de défaillances des barrages liés aux problématiques de transfert d'écoulement et dissipation d'énergie des ouvrages annexes (évacuateurs de crues, vidange de fond, ...). L'érosion en crue à l'aval de barrages constitue un sujet de premier ordre, dont les questionnements sont renforcés par le traitement de longue haleine du barrage de Kariba, ainsi que par quelques incidents récents très sérieux (Oroville aux USA en 2017, ou Toddbrook en Angleterre en 2019) ayant chacun menacé la sécurité structurelle du barrage et conduit à l'évacuation de plusieurs dizaines de milliers de personnes.

A travers les études de cas de quatre barrages voûte du parc EDF, le présent article présente quelques éléments méthodologiques développés par EDF-CIH pour contribuer à la justification de la sécurité structurelle des barrages voûtes dans l'hypothèse de la formation d'un profil d'érosion à l'aval du barrage. Ces éléments constituent séparément des briques contribuant à la boîte à outils disponible pour l'ingénieur pour analyser la sûreté d'un barrage voûte vis-à-vis du risque érosion.

2. ESTIMATION DE LA PROFONDEUR ET DE L'EXTENSION DE L'ÉROSION AVAL

Lorsque le rocher de fondation des ouvrages de génie civil est exposé aux écoulements (en crue ou en essai) issus des évacuateurs de crues, des vidanges de fond ou d'une surverse généralisée sur le barrage, il peut se produire des phénomènes d'érosion.

L'estimation de la profondeur ultime d'affouillement a fait l'objet par le passé de très nombreuses formulations empiriques pour des milieux alluvionnaires (allant de Veronèse à Mason pour les plus célèbres) et d'approches méthodologiques plus complexes semi-empiriques (indice d'érodabilité d'Annandale et eGSI de Pells) ou physiquement basée (modèle numérique de Bollaert) dans le cas d'un milieu cohésif comme du rocher. Ces approches tiennent compte de paramètres hydrauliques (débit, hauteur de chute ou perte de charge, degré de désintégration, coefficients de pression moyenne et fluctuante, etc.) et d'une caractérisation géologique (diamètre des particules, etc.). L'article [3] propose une description de certaines de ces méthodes, avec des exemples d'application sur le parc EDF et des éléments de retour d'expérience.

Pour les barrages en béton, on notera le cas particulier du déversement ou de la surverse sur les rives dont l'évaluation d'une éventuelle profondeur d'érosion révèle une réelle sensibilité potentielle. En effet, la formation d'un matelas d'eau amortissant ne peut se produire avant que l'érosion n'ait atteint à minima l'altitude du niveau d'eau aval. Dans ces conditions, les profondeurs d'affouillement peuvent être très importantes en cas d'initiation de l'érodabilité, avec un impact possible sur les conditions de stabilité de la fondation des rives. Ce risque est d'autant plus marqué pour les barrages voûtes pour lesquels les jets sont souvent plongeants depuis la crête ou les déversoirs sur la fondation aval sans amortissement sur le parement aval du barrage comme pour les barrages poids. Par ailleurs, pour les barrages voûtes, un tel affouillement en rive pourrait amener à la ruine et à l'effacement totale de l'ouvrage, alors que pour les barrages poids, l'effacement pourrait se limiter à quelques plots.

Ceci avait d'ailleurs amené certains concepteurs de barrages à disposer des parapets pleins en crête seulement en rives (Sautet, Sainte-Croix, etc.) afin de favoriser des éventuels surverses en partie centrale, là où les jets plongeants sont amortis par le matelas d'eau aval.

La plupart des méthodes existantes fournissent des profondeurs d'affouillement ultimes suite à un déversement de durée infinie. Cette approche est généralement conservatrice pour des barrages déversant peu fréquemment ou pour l'analyse d'événements de très courte durée comme le dépassement ponctuel de la crête du barrage lors d'un événement extrême dépassant les capacités d'évacuation du barrage.

La prise en compte de la cinétique de l'écoulement (tel que proposé par Spurr [1]) peut permettre de limiter cette profondeur d'affouillement lorsque les durées de déversement sont très faibles par rapport aux durées caractéristiques proposées (100 à 300 heures selon Schleiss [12] pour atteindre l'érosion ultime). Les constats de

Spurr lui permettent de proposer comme hypothèse générale que 80% de l'affouillement est atteint en moins de 10% du temps caractéristique. Il propose une cinétique d'affouillement en exponentielle formulée ainsi :

$$d_s(T) = d_e (1 - e^{-aT/T_e})$$

avec : $d_s(T)$: Affouillement à l'instant T de : Affouillement ultime

T_e : Temps caractéristique d'affouillement ultime a : Paramètre de calage caractéristique de site

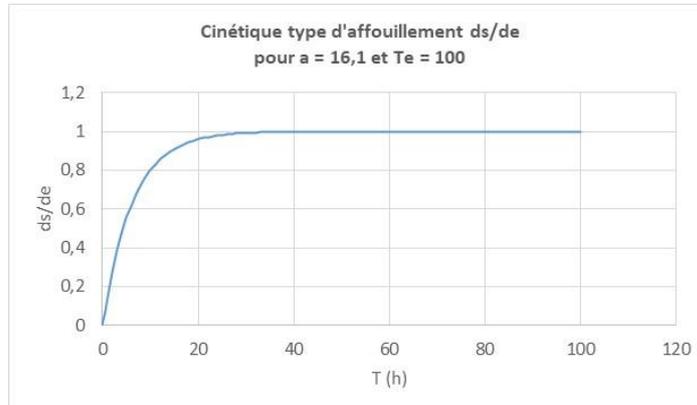


Figure 1 – Exemple de courbe de cinétique d'affouillement selon Spurr

Les modèles de cinétique d'affouillement sont peu nombreux. Depuis Spurr [4], seul Bollaert [7] avec le « Comprehensive Scour Model » (récemment renommé « Comprehensive Fracture Mechanics ») a proposé une approche globale englobant une approche plus fine de la cinétique d'affouillement. Ce modèle reste cependant pour partie propriétaire avec une ouverture partielle sur les équations et paramètres de gouvernance et calage. Il est utilisable par des tiers via la plateforme en ligne Rocsc@r (<https://www.rocscor.com/>).

Au-delà de la profondeur d'affouillement, l'extension spatiale de la fosse n'a pas donné lieu à beaucoup de publications. Les travaux de Taraimovich [5][1] en 1978 repris par Mason [6] donnent quelques indications pour les évacuateurs en saut de ski. Pour les jets plongeants issus des voûtes, la localisation et l'extension de la fosse d'érosion est déduite de la trajectoire des écoulements, de la profondeur ultime d'affouillement et de la diffusion de l'écoulement au travers de l'éventuel matelas d'eau (autour de 14° selon Ervine [13]) en fonction de l'angle d'incidence et de la turbulence des jets. La Figure 2 ci-après propose une illustration de l'extension théorique amont de la fosse d'érosion.

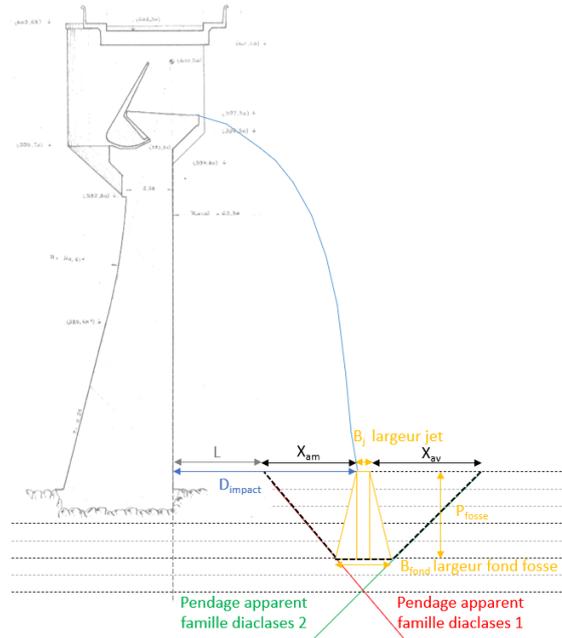


Figure 2 – Exemple de détermination de fosse d'érosion selon l'angle de diffusion du jet et le pendage du rocher

La pente amont de la fosse d'érosion qui se développe dans le rocher est déduite des caractéristiques géologiques (pendage, faille, etc.). Pour des alluvions, on se réfère plutôt aux références proposées par Mason[6].

Ces fosses d'érosion peuvent également être appréhendées certaines fois par des modèles 3D (physique ou numérique).

Ces fosses d'érosion peuvent également être plus préjudiciables pour certaines configurations que d'autres (cas par exemple d'une seule vanne ouverte d'un barrage mobile en rivière avec un niveau d'eau aval plus bas en crue courante par rapport à une crue extrême toutes vannes ouvertes).

3. BARRAGE « A » – ANALYSE DE LA STABILITE DES PLOTS DE RIVES

Le barrage « A » est un barrage à voûte mince en béton incliné sur l'aval, déversant en crête et reposant sur un socle en béton. En pied aval du barrage, la lame déversante de l'évacuateur de crues est réceptionnée par :

- Un tapis de réception bétonné en plan incliné en rive droite ancré au rocher ;
- Un tapis de réception bétonné en plan incliné en rive gauche disposant de barbacanes sur toute sa longueur mais non ancré au rocher ;
- Une vasque au centre, brute et délimitée par des enrochements posés probablement sur des alluvions en rive droite.

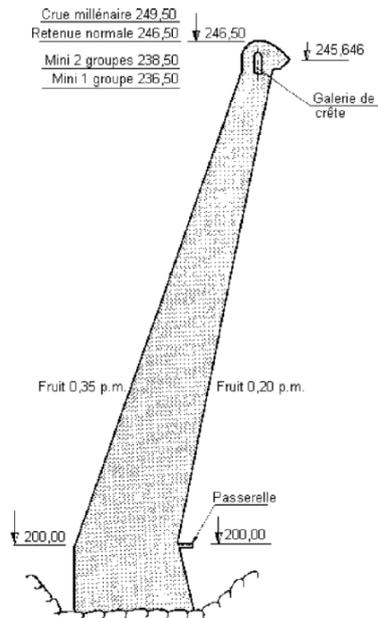
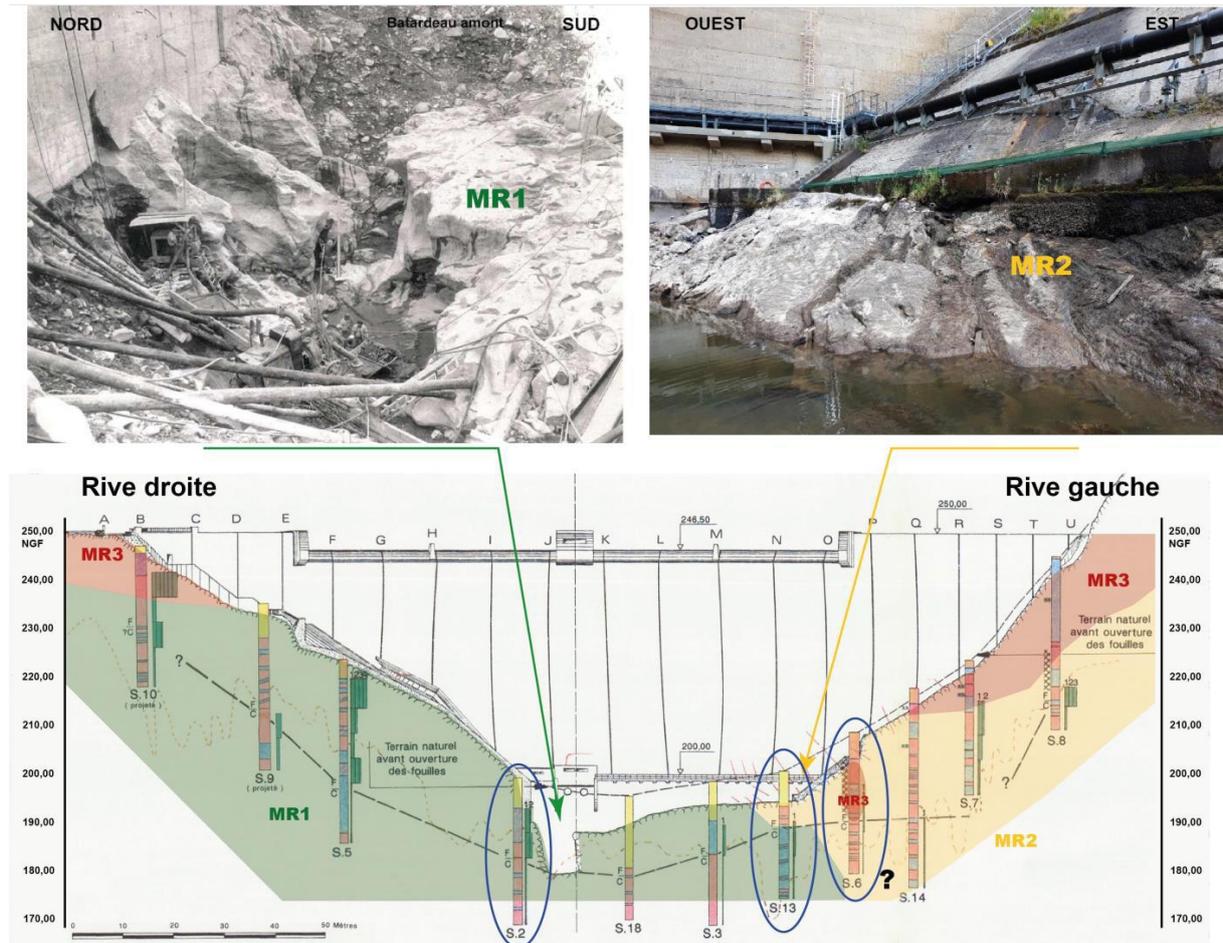


Figure 3 - Vue en coupe du barrage « A »

Les récents examens préalables au diagnostic exhaustif réalisés sur les tapis de réception, ont révélé un état de dégradation plus ou moins avancé de ces ouvrages. Par ailleurs la conception et les dispositions constructives ne présentent pas toutes les robustesses attendues (notamment en termes d'étanchéité des joints entre dalles, d'une absence de drainage et d'une faible densité d'ancrages). Dans ces conditions, il a été jugé que le tapis ne présentait pas les garanties nécessaires pour préserver sa résistance et les fonctions de protections attendues, en cas de déversement important associé à une crue exceptionnelle millénaire. Les retours d'expérience positifs des précédents déversements (crue historique enregistrée en janvier/février 2021, dont la période de retour a été estimée à quelques dizaines d'années) n'ont pas été jugés suffisants pour « qualifier » durablement le tapis vis-à-vis de la crue réglementaire. Ils apportent cependant des éléments d'information importants pour qualifier le risque et tenter d'estimer les occurrences des événements.

Une étude spécifique d'érodabilité a ainsi pu être établie par TEGG afin d'évaluer l'érodabilité du rocher en fonction des puissances à dissiper. Trois faciès rocheux ont pu être identifiés (voir Figure 4) :

- Le faciès MR1, le plus répandu en rive droite et sous le barrage au centre de la vallée. C'est un massif rocheux d'excellente qualité, relativement sain et faiblement fracturé ;
- Le faciès MR2, localisé principalement en rive gauche, est quant à lui plus fracturé que le MR1, mais reste tout de même un rocher de bonne qualité d'après les sondages réalisés à la construction de l'ouvrage ;
- Le faciès MR3 est présent principalement au sommet de l'appui rive droite et en partie médiane et haute de l'appui rive gauche, c'est un massif rocheux fracturé et décomprimé, présentant une forte schistosité.



Coupe au pied aval de la fondation (assumant le fait que le barrage est fondé sur le rocher compact)

Figure 4 - Répartition des faciès MR de référence pour l'étude d'érodabilité en pied de voûte

Cette étude, a permis de mettre en évidence les éléments suivants :

- **En partie centrale**, dans la zone d'impact, la couverture d'alluvions et/ou d'enrochements, ne devrait pas résister à des déversements exceptionnels qui généreront un agrandissement de la fosse qui se développera entre 20 et 30 m à l'aval du pied du barrage. Compte tenu des bonnes propriétés du rocher MR1 et MR2 en partie centrale du barrage, la fosse d'érosion ne risque pas de régresser vers le pied des plots centraux de la voûte ;
- **Sur la rive gauche**, en cas de rupture du tapis de protection, l'érosion entraînerait la formation d'une fosse dans le prolongement de la fosse centrale, mais son impact sur la fondation de la voûte serait limité par l'épaisseur du matelas d'eau aval. La stabilité du barrage ne serait ainsi pas compromise ;
- En cas de rupture du tapis de réception **en rive droite** cette fois, le scénario le plus probable serait une érosion forte mais localisée au niveau d'une zone de massif rocheux plus fracturée situé au droit du joint F (massif rocheux MR2). D'après les études menées, le massif rocheux MR1 résisterait beaucoup mieux à l'écoulement, ce qui limiterait la profondeur de l'érosion et surtout sa régression vers le pied de la voûte.

Pour garantir la stabilité du barrage en cas de déversement important associé à une crue exceptionnelle millénaire, une première analyse a été réalisée pour évaluer l'influence potentielle de ces fosses sur la stabilité de l'ouvrage. Pour cela, les résultantes des efforts au contact entre le barrage et la fondation ont été intégrées à la géométrie des fosses déterminée par l'étude d'érodabilité.

Cette analyse a mis en évidence que les résultantes des efforts étaient dirigées, que ce soit en été ou en hiver, vers le massif rocheux MR1, situé sous et à l'aval immédiat des plots. Cela permet ainsi de justifier la stabilité de ces plots en cas de déversement important, le rocher MR1 étant capable de reprendre les efforts tant en situation estivale qu'hivernale

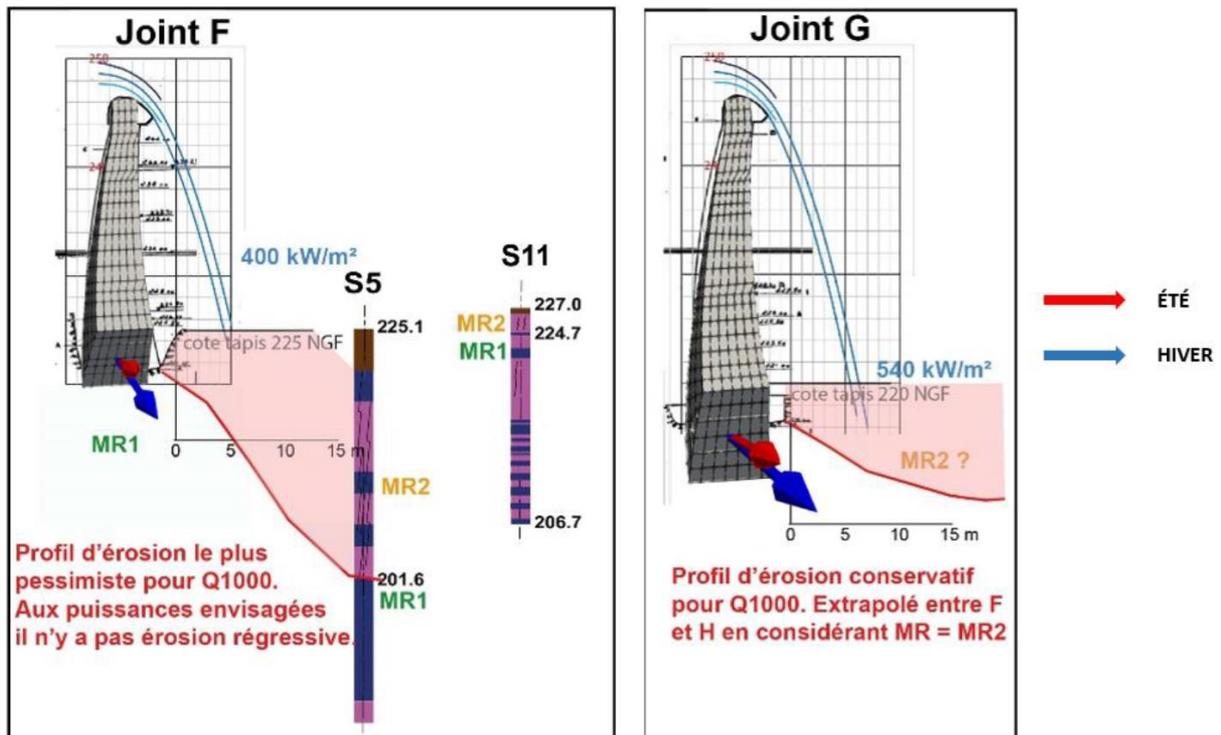


Figure 5 - Érosion vue des joints F et G à Q1000, coupes issues de l'étude spécifique d'érodabilité

4. BARRAGE « B » – ANALYSE DE LA STABILITE DE LA FONDATION AVAL CENTRALE POUR UNE VOUTE EN VALLEE LARGE

Le barrage B est une voûte mince en vallée large. De cette géométrie élancée sont apparus des problèmes de propagation des sous pressions jusqu'au pied aval des plots centraux. L'ouvrage a bénéficié d'un confortement aval avec des drains visant à maîtriser les pressions interstitielles dans la butée aval et des tirants précontraints pour assurer la stabilité mécanique du rocher. En sus, 132 ancrages passifs scellés au rocher sur toute leur longueur (6 m) ont été installés préventivement dans la zone potentiellement affectée par la chute des jets issus de l'évacuateur de crues.

L'évacuateur de crues comprend trois pertuis situés sous le couronnement de la voûte. Les jets plongeants viennent impacter le rocher de fondation à une douzaine de mètres à l'aval du pied des plots centraux formant une fosse de dissipation peu profonde.

La géométrie attendue de la fosse pour le passage de la crue millénale a été déterminée par une étude spécifique basée sur la méthode CFM de Bollaert. L'évaluation du potentiel d'affouillement est présentée en détail dans l'article [11]. Le modèle a été calibré à l'aide des déversements passés et grâce à l'évolution observée de la zone d'érosion, surveillée depuis 1966 après chaque déversement significatif. Les résultats obtenus montrent qu'un approfondissement de la fosse est possible notamment pour une succession de crues de périodes de retour élevées, en l'absence d'action corrective entre chaque épisode de déversement. La stabilisation du massif rocheux par des ancrages passifs réduit considérablement le risque de soulèvement du rocher ancré dans les zones les plus critiques et contribue à la préservation de l'intégrité de la butée rocheuse à l'aval des plots centraux du barrage lors de l'évacuation des crues.

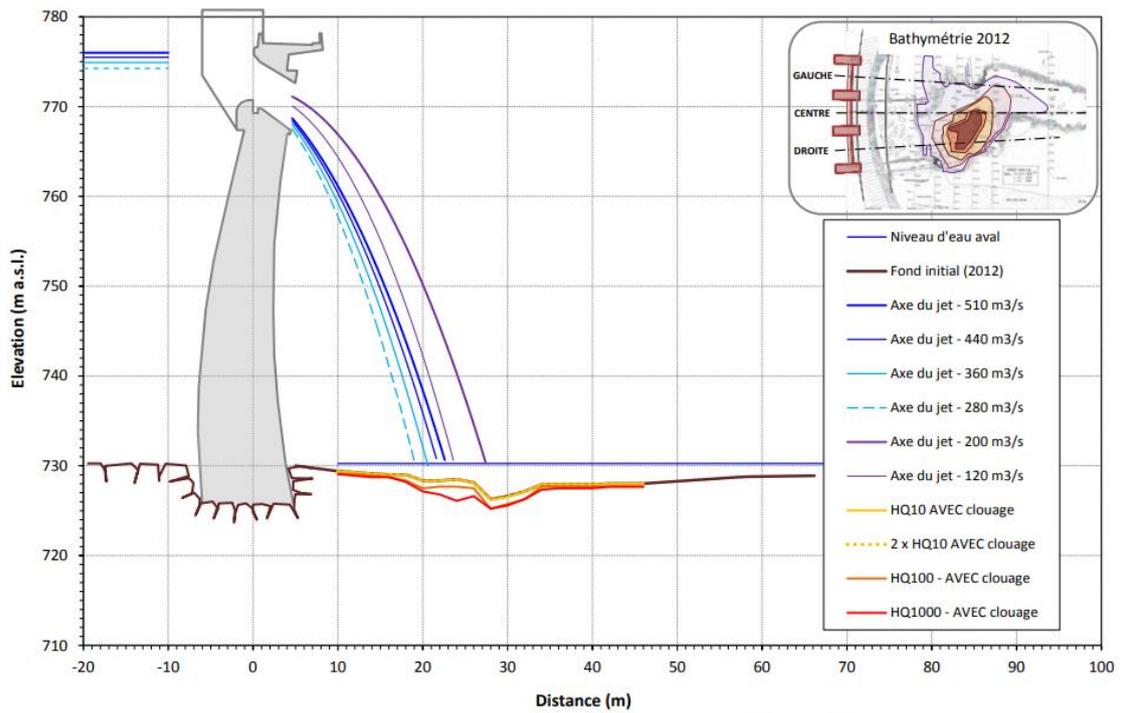


Figure 6 – représentation du potentiel d'affouillement en rive droite

En mettant en évidence un effort important exercé par le plot sur la butée rocheuse aval et peu incliné par rapport à l'horizontale, l'étude de comportement renforçait la question de la stabilité de la butée rocheuse de pied. La stabilité de cette butée rocheuse étant déjà affectée par les sous pressions élevées mesurées dans le rocher à l'aval du barrage et la géométrie défavorable de la fosse d'érosion située très près du pied de voûte.



Figure 7: vue aval du barrage avec la fosse de dissipation en rouge (gauche) et détail du confortement de pied aval (droite)

Une modélisation hydromécanique se focalisant sur la butée rocheuse a donc été mise en œuvre permettant :

- de tenir compte des apports du drainage dans la distribution des sous pressions (Figure 8 gauche) ;
- d'intégrer au mieux l'effet de la précontrainte appliquée via la poutre de répartition en pied de plot ;

- de considérer le zonage des propriétés de résistances mécaniques donné par le géologue qui distingue le rocher superficiel (0-5 m) localement altéré par les tirs à proximité immédiate de la base des plots et le rocher superficiel un peu plus résistant au-delà de quelques mètres du barrage (Figure 8) ;
- de déterminer sans a priori la surface de rupture la plus pénalisante par la méthode dite de « C-Phi réduction ».

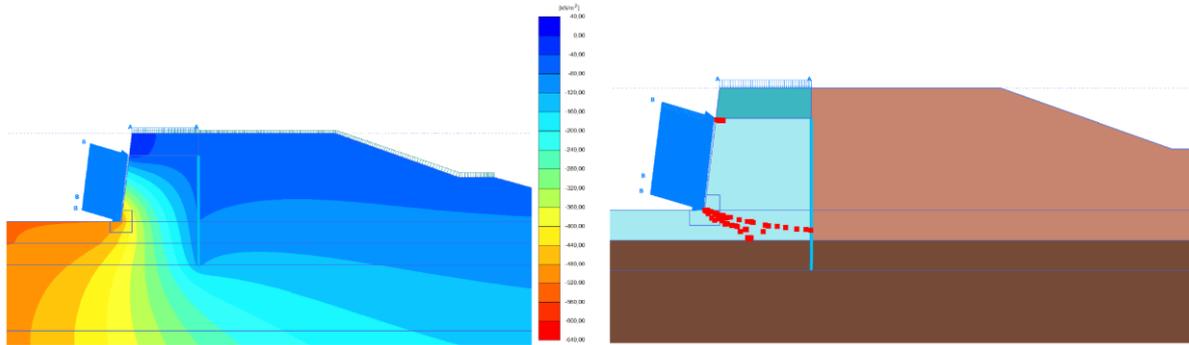


Figure 8: Isovaleurs de sous pressions estimées dans le rocher en tenant compte du drainage et du zonage des matériaux (rocher superficiel altéré par les tirs en bleu clair, rocher superficiel non altéré en brun clair, rocher sain en brun foncé)

Le modèle a pu être validé en comparant le déplacement horizontal de la poutre au déplacement radial du pendule de fondation attribué à la composante hydrostatique. La Figure 8 droite **Erreur ! Source du renvoi introuvable.** montre les points plastiques en cisaillement (en rouge) après l'application de la poussée exercée par le barrage (en bleu foncé) sur la butée aval. Avec les propriétés nominales, la zone plastique à l'aval du plot est orientée légèrement vers le bas et coïncide avec la zone des déformations de cisaillement qui se développe à l'interface entre le rocher superficiel et le rocher sain. La zone plastique ne dépasse pas le drainage qui en rabattant les sous pressions accroît la résistance du rocher.

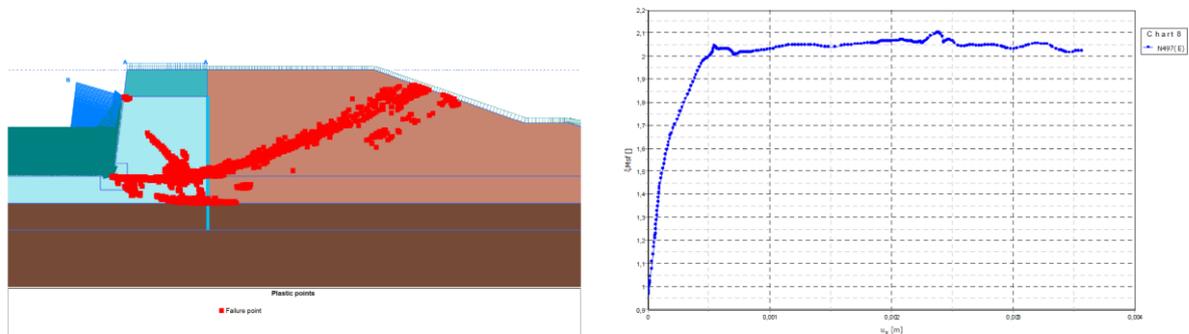


Figure 9: points plastiques délimitant la surface de rupture d'après la méthode « C-Phi réduction » ; évolution du déplacement du point de référence en fonction du facteur de réduction appliqué aux résistances mécaniques « C-Phi réduction »

La Figure 9 montre les zones plastiques après application de la méthode « C-phi réduction ». La surface de rupture qu'elles dessinent ne vient plus chercher l'interface avec le rocher sain, mais se propage horizontalement depuis le pied du barrage jusqu'au voile de drainage, avant de remonter suivant un angle quasi-constant de 71° par rapport à la vertical ($45+\phi/2$ donnerait 84°) et de déboucher dans la fosse d'érosion. Une analyse des efforts sur ces deux segments de droite montre que les normaux effectifs sont légèrement plus importants sur le segment redressé aval, du fait d'une orientation plus normale à la poussée de la voûte et d'un rabattement efficace des sous-pressions. Une analyse des contraintes moyennes le long de la surface de rupture permet a posteriori de valider la plage de contraintes sur laquelle le critère de Hoek et Brown a été linéarisé.

Le facteur de sécurité global est voisin de 2,1 (Figure 9 droite). Il est semblable à la cote RN et en crue et est surtout influencé par la poussée de la voûte qui est maximale en hiver. La méthode ne permet pas d'introduire de facteurs de sécurité partiels différents sur la cohésion et le frottement. Des analyses comparatives en mécanique pure sur le même modèle ont montré qu'un coefficient de sécurité global de 2,7 conduisait à un facteur de sécurité supérieur à 1,2 avec les coefficients partiels des recommandations CFBR en conditions durables. Les modélisations ont ainsi permis de montrer que les conditions de stabilité de la zone de fondation recevant la poussée de la voûte sont assurées avec des coefficients de sécurité confortables pour les différents cas de charge auxquels l'ouvrage est susceptible d'être soumis.

5. BARRAGE « C » – ANALYSE DE LA STABILITE POUR UNE FOSSE D'EROSION EN PARTIE CENTRALE POUR UNE VOÛTE EN VALLEE ETROITE

Le barrage « C » est constitué de deux parties : en rive droite, un barrage-poids qui vient s'appuyer en rive gauche sur un merlon rocheux, puis en rive gauche, un barrage-voûte dont l'appui rive droite est le même merlon rocheux. La dimension du merlon rocheux permet de dissocier le comportement des deux parties du barrage, ainsi le modèle numérique réalisé pour l'Etude de Dangers en 2020 ne s'intéresse qu'à la partie voûte de l'ouvrage.

L'évacuateur de crues, composé de quatre seuils libres déversants, est situé en crête du barrage-voûte, légèrement décentré vers la RD.



Figure 10 - Vue satellite (@Géoportail) du barrage et vue aval des seuils déversants de l'EVC sur le barrage-voûte

Le rocher aval n'est pas protégé, mais un contre-barrage a été construit afin de constituer un matelas d'eau en cas de déversement. L'évacuateur de crues n'a déversé qu'une fois depuis sa construction, lors des essais de qualification de la mise en eau en 1952. Le débit déversé était très faible, et aucun désordre n'avait été constaté.

La profondeur maximale de la fosse a été déterminée en 2017 avec la méthode d'Annandale (avant parution des recommandations de la FERC [14]) en évaluant l'aire d'impact de la lame d'eau dans la fosse à partir des données disponibles du modèle réduit et en considérant une augmentation de la surface d'impact avec la profondeur selon une diffusion du jet d'un angle de 14°. La profondeur maximale de fosse est ainsi évaluée à 9 m, située à une distance du pied aval du barrage d'environ 10 m. Cette valeur est jugée très conservatrice au regard de la durée courte des crues (quelques heures pour un petit bassin versant de haute montagne, au regard du temps caractéristique moyen d'affouillement ultime). Il est considéré que les parois verticales amont et aval de la fosse sont délimitées par la schistosité du rocher dans la fosse, dont le pendage est subvertical. Il n'existe aucune discontinuité sub-horizontale qui pourrait mener à une rupture de bloc rocheux en pied de barrage.

Le modèle numérique produit pour l'EDD de 2020 a été utilisé afin d'évaluer l'impact de la présence d'une telle fosse sur le comportement du barrage-voûte.

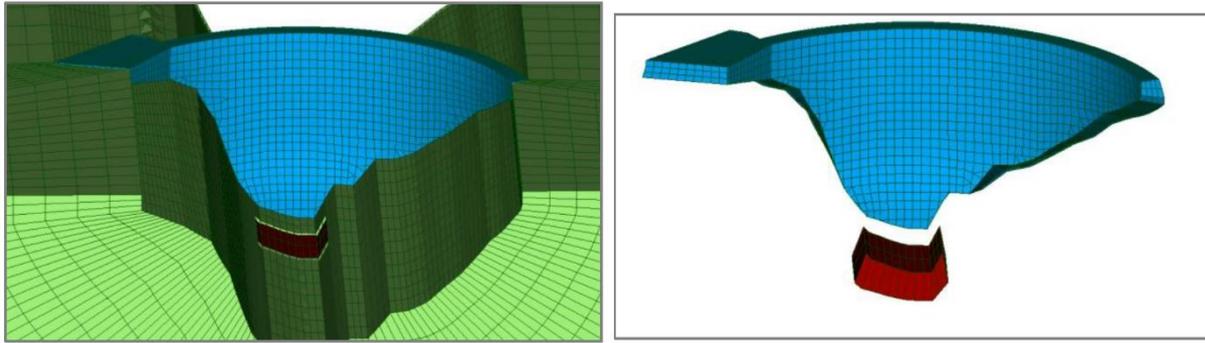


Figure 11 - Modèle numérique du barrage « C » et position de la fosse d'érosion aval.

La présence de la fosse n'a quasi aucune influence sur le comportement du barrage. La différence maximale de déplacement est seulement de 0.1 mm en crête. Les contraintes en parements amont et aval du barrage ne présentent que quelques kPa de différence. Ainsi, il est conclu que le barrage se comporte bien malgré la présence de la fosse.

Cette conclusion n'est valide que si l'on s'assure que le volume rocheux situé entre le pied de voûte et la fosse n'est pas déstabilisé sous l'effet de la poussée de la voûte et du vide créé à l'aval. La résistance à la compression simple de ce bloc et la résistance en cisaillement d'une surface de glissement plan est vérifié, selon les critères donnés par la synthèse géologique :

σ_{cm} (MPa)	8 – 20
C (kPa)	750
ϕ (°)	53,8
ρ (kg/m ³)	2790 ± 40

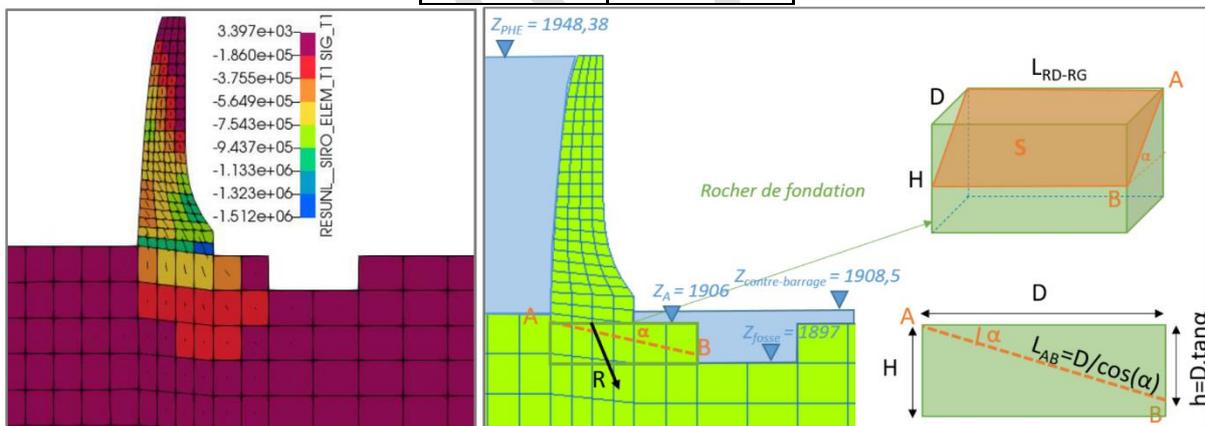


Figure 12 - Compressions sur une coupe centrale du modèle numérique, cas PHE (gauche). Plan de cisaillement considéré pour la vérification de la stabilité de la fondation du barrage après création d'une fosse d'érosion (droite)

La vérification de la résistance à la compression simple du rocher de fondation est faite en observant les contraintes principales du modèle numérique sur une coupe centrale : la sollicitation ne dépasse pas 0,75 MPa, ce qui est très inférieur à la compression minimale admissible par la masse rocheuse de 8 MPa.

La vérification de la résistance en cisaillement est faite le long d'un plan de glissement, d'inclinaison variable, qui n'a pas de réalité géologique. Les caractéristiques de résistance en cisaillement de la masse rocheuse sont considérées (sans coefficient de sécurité partiel) et le calcul de l'angle pour lequel le facteur de sécurité est le plus faible est réalisé. Il est considéré que la totalité de la résultante calculée par le modèle numérique sous le plot central s'applique sur le bloc défini sur la figure ci-dessus. Les résultats montrent que le facteur de sécurité est minimal pour le plan de glissement débouchant dans le pied amont de la fosse (plan le plus incliné) pour la

situation à PHE (les situations avec des conditions thermiques été et hiver sont moins pénalisantes) et il est calculé égal à 2,9, ce qui est considéré satisfaisant pour une situation rare. Ce calcul est conservatif car il maximise les efforts du barrage dans le plan de glissement théorique local, sans considérer de diffusion des efforts en fondation.

La stabilité du barrage « C » et de son rocher de fondation est ainsi démontrée pour la situation avec formation d'une fosse d'érosion.

6. BARRAGE « D » – ANALYSE DE LA CREATION D'UNE FOSSE EN PARTIE CENTRALE

Le barrage « D » est un barrage voûte à double courbure et à crête déversante. Sa fondation en pied aval est protégée de l'érosion par un tapis de réception. Cependant, en partie centrale, son efficacité en cas de crue extrême pose question car le tapis est relativement mince, non ancré, et surtout équipé de nombreuses barbacane. Or si ces dernières permettent d'évacuer les pressions hydrostatiques, elles peuvent aussi favoriser en cas de déversement, l'introduction de sous-pressions hydrodynamiques susceptibles de ruiner l'ouvrage. Afin de statuer sur la nécessité d'un confortement, des simulations ont été effectuées pour évaluer le comportement de la voûte en cas d'apparition d'une fosse d'érosion consécutive à la destruction du tapis.

La géométrie théorique de la fosse d'érosion a été évaluée sur la base des recommandations de la FERC [10] pour les barrages voûtes. Cette méthode conduit à retenir une fosse atteignant 5 à 8 m de profondeur, se situant approximativement à une dizaine de mètres à l'aval du massif abritant les conduites de vidange de fond en pied du barrage.

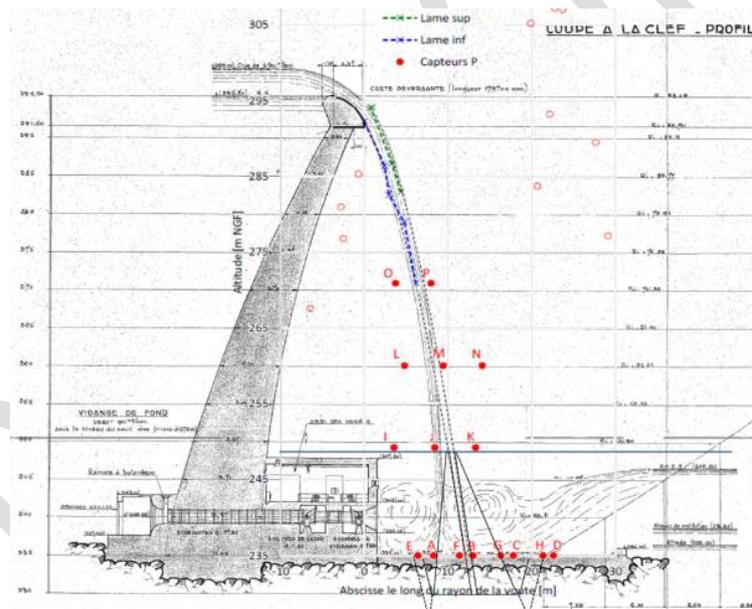


Figure 13 - Géométrie de la fosse d'érosion théorique

Le modèle global aux éléments finis du barrage et de sa fondation produit pour l'EDD, était disponible, pour analyser l'impact d'une fosse d'érosion, cependant la prise en compte de la fosse aurait nécessité un raffinement du maillage, car la taille caractéristique des mailles de la fondation est supérieure aux dimensions de la fosse.

Un modèle 2D aux éléments finis a donc dans un premier temps été réalisé. Seule la fondation est modélisée, les efforts transmis par la voûte en pied de la console centrale sont calculés via le modèle global et appliqués sur ce modèle partiel.

Ce modèle simplifié montre un incrément d'environ 3-4 mm du déplacement en pied conséquence du creusement de la fosse.

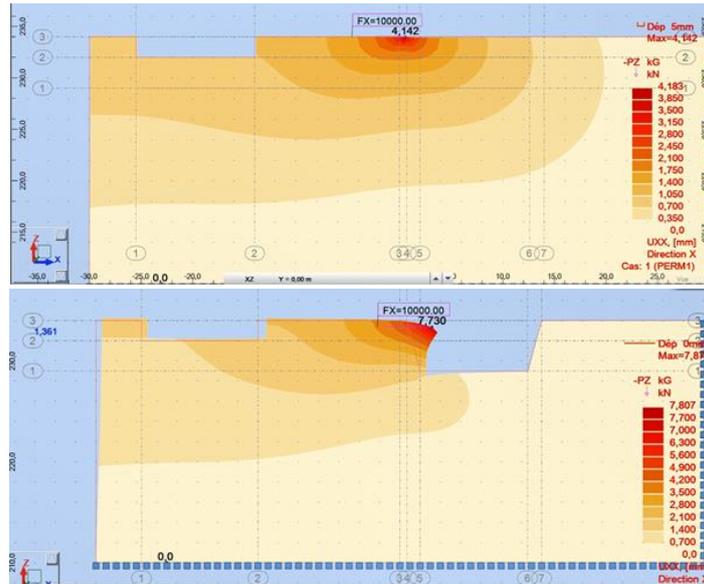


Figure 14 - Modèle 2D de la fondation avec (bas) et sans (haut) fosse d'érosion, l'empreinte côté gauche correspond à la fouille du barrage, celle de droite à la fosse d'érosion.

Dans un second temps le modèle global a tout de même été utilisé pour analyser le comportement de la voûte en présence d'une fosse d'érosion. Le maillage étant grossier, la profondeur de la fosse modélisée (environ 22m) est beaucoup plus importante que celle estimée (5 à 8 m). L'analyse demeure pertinente car le modèle peut fournir une enveloppe conservative, du comportement de la voûte.

Le modèle est un modèle élastique avec éléments joints au contact avec la fondation, ces éléments joints permettent de reproduire l'ouverture du contact et la propagation de sous-pression associée. Les mailles situées dans l'emprise de la fondation sont supprimées du modèle (en leur affectant une raideur nulle en pratique).

Etonnamment, cette fosse pourtant importante, n'a quasiment aucun effet sur la déformée de la voûte. Ceci s'explique par le comportement élastique des matériaux de la fondation dans le modèle (en dehors du joint de contact barrage fondation). La fondation située au droit de la voûte ne peut plus transmettre d'effort vers la fosse, mais continue d'être retenue en traction coté amont, la rigidité globale de l'appui est ainsi très peu affectée par la fosse. Cependant, en pratique, la présence de diaclases dans le rocher empêche la transmission de tractions importantes à travers la fondation. Afin de simuler la présence d'une éventuelle diaclase le long du parement amont, le module des éléments de fondation est également annulé en pied amont sur une emprise similaire à celle de la fosse.

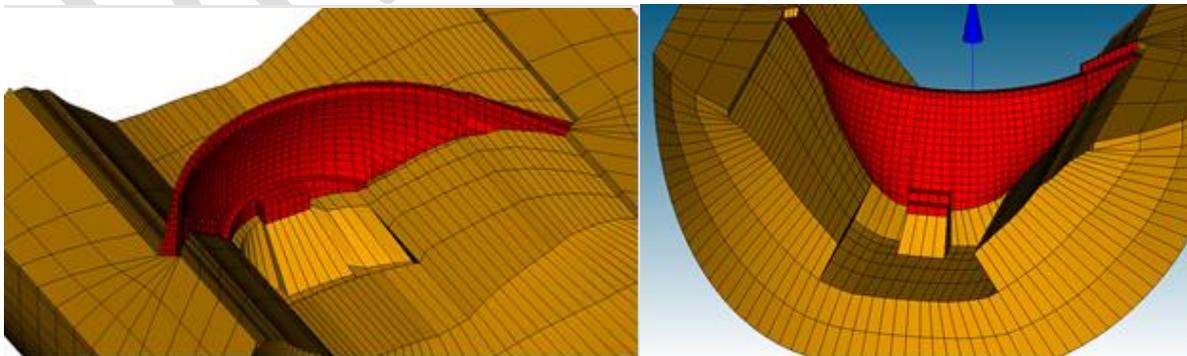


Figure 15 - Gauche : Modélisation d'une fosse en pied aval – Droite : Modélisation d'une diaclase en pied amont

Afin d'évaluer les conséquences sur le modèle de cette hypothèse considérée individuellement, un calcul est également réalisé avec diaclases amont et sans fosse aval.

Les résultats synthétisés dans le tableau ci-dessous indiquent que l'effet de la diaclase amont est très limité sur le comportement du barrage puisqu'elle ne modifie le déplacement en crête que d'un demi-millimètre environ.

Déplacement en crête (mm)	RN (295,5 NGF)	RN+Hiver	RN+Eté
Initial	32,9	42,1	22,1
Fosse	32,9	42,2	22,1
Diaclase amont	33,3	42,6	22,5
Diaclase amont + fosse	35,0	44,3	24,3

Figure 16 - Déplacements maximaux en crête obtenu avec les différentes hypothèses de modélisation

L'effet de la fosse d'érosion sur le comportement de l'ouvrage bien qu'un peu plus sensible que précédemment demeure très faible malgré son emprise plus importante que l'emprise supposée. Elle entraîne un incrément de déplacement d'environ 2 mm en crête. Cet incrément est similaire en pied, où le déplacement à RN +Hiver du massif de vidange de fond passe de 6.5 mm initialement, à 8.8 mm dans cette configuration. La Figure 16 illustre cet incrément.

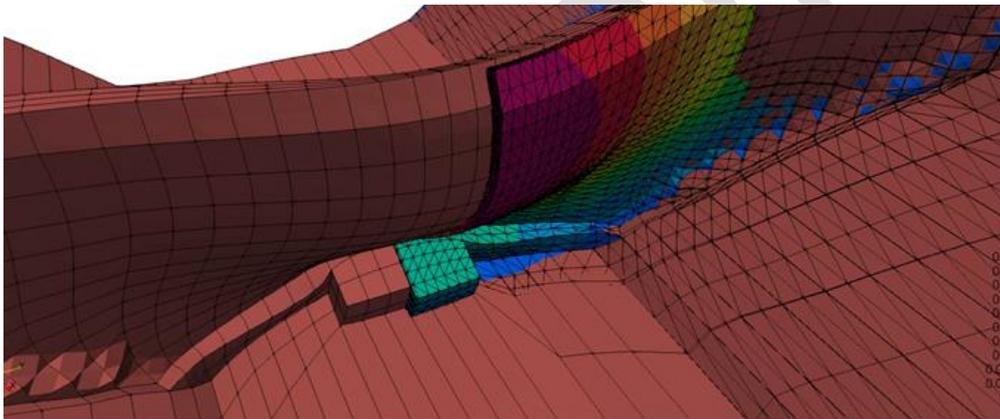


Figure 17 - Comparaison des déplacements de la voûte en configuration initiale (en rouge) et avec modélisation de la fosse et d'une diaclase (en couleur et en coupe) - Vue d'aval

L'incrément de déplacement est relativement modeste devant l'amplitude des effets réversibles de la voûte, et ne modifie pas radicalement le comportement de la voûte qui demeure acceptable dans cette configuration. L'augmentation de la déformation en pied pose cependant la question de la résistance au cisaillement des consoles centrales.

Une vérification de la reprise des cisaillements a donc été effectuée en calculant les efforts de cisaillement au contact du plot central. Les cohésions et les angles de frottement mobilisés dans cette configuration se sont avérés modestes.

Ces analyses ont ainsi permis de conclure que l'influence sur le comportement de la voûte d'une fosse d'érosion était faible donc acceptable. Cependant un renforcement du tapis a tout de même été mis en œuvre. En effet, la sensibilité de la géométrie de la fosse d'érosion est forte car l'essentiel de la résistance au cisaillement de la console centrale provient selon le modèle de son extrémité aval (en raison de l'ouverture du contact). Les conséquences sur le comportement de la voûte d'une érosion régressive qui atteindrait le pied de l'ouvrage ne sont pas prévisibles avec le modèle disponible, mais sont probablement importantes. Ce risque d'érosion régressive ne pouvant être écarté, le tapis de protection a été conforté.

7. SYNTHÈSE ET CONCLUSION

Le présent article présente, à travers quatre études de cas, quelques éléments méthodologiques développés par EDF-CIH pour contribuer à la justification de la sécurité structurelle des barrages voûtes dans l'hypothèse de la formation d'un profil d'érosion à l'aval du barrage.

Les approches à adopter varient en fonction de la configuration particulière du site, de l'ouvrage, des modes de défaillance redoutés et des modalités d'érosion aval : profondeur / extension de la fosse d'érosion, localisation en partie centrale ou sur les rives. Ces éléments constituent séparément des briques contribuant à la boîte à outils disponible pour l'ingénieur pour analyser la sûreté d'un barrage voûte vis-à-vis du risque érosion. La variété des configurations possibles (dépendant également du comportement intrinsèque du barrage et de sa fondation, du type d'évacuateur de crue etc..) et des méthodologies envisageables, ainsi que la complexité du sujet, rend pour le moment difficile la définition d'une méthodologie globale. Pour certaines configurations relativement communes, une méthodologie « progressive » et proportionnée pourrait être proposée sur la base des publications récentes. Elle devrait alors englober à la fois les problématiques hydrauliques et géotechniques d'affouillement, ainsi que le lien à faire avec la stabilité de fosses et fondations rocheuses en relation avec l'analyse du comportement complexe d'un barrage voûte et de sa fondation : méthodologie englobant de multiples et complexes domaines techniques.

Un certain nombre de sujets font encore l'objet de développements et de recherche et les réflexions décrites par cet article ne constituent pas un état de l'art stabilisé.

RÉFÉRENCES ET CITATIONS

- [1] Arrêté du 6 août 2018 fixant des prescriptions techniques relatives à la sécurité des barrages – MTES – 06/08/2018
- [2] Arrêté du 3 septembre 2018 modifiant l'arrêté du 12 juin 2008 définissant le plan de l'étude de dangers des barrages et des digues et en précisant le contenu – MTES – 03/09/2018
- [3] Laugier, Blancher, Leturcq & al. 2015. Stabilité des ouvrages en crue : méthodes d'estimation de l'érodabilité rocheuse ou des affouillements alluvionnaires des fondations soumises à déversement à l'aval des barrages. Colloque CFBR : « Fondations des barrages : caractérisation, traitements, surveillance, réhabilitation »
- [4] Spurr, K. J. W. 1985. Energy approach to estimating scour downstream of a large dam, Water Power and Dam construction.
- [5] Taraimovich, I. 1978. "Deformations of channels below high-head spillways on rock formation". Hydrotechnical construction, September 1978.
- [6] Mason, P. 1993. "Practical guidelines for the design of flip buckets and plunge pools". Water Power and Dam Construction. Sept/Oct 1993.
- [7] Bollaert, E.F.R. 2010. – "A Prototype Scaled Rock Scour Prediction Model", USSD Conference, Sacramento, 11-15 April 2010..
- [8] Bollaert, Blancher, Laugier, Chulliat. Numerical Scour Prediction at Choranche Dam. Colloque ICSE6 Paris - August 27-31, 2012.
- [9] CFBR. 2018. Recommandations provisoires pour la justification du comportement des barrages-voûtes.
- [10] FERC. 2018. Engineering guidelines for the evaluation of hydropower projects. Chapter 11. Arch dams.
- [11] Blancher, Morel, Felzines. 2019. "Evaluation du potentiel d'affouillement au barrage de Laouzas ». Colloque CFBR. « Justification des barrages : Etat de l'art et Perspectives ».

- [12] Schleiss, A., 2002. Scour evaluation in space and time- the challenge of dam designers. International Workshop on Rock Scour, Lausanne, EPFL
- [13] Ervine, D. A., & Falvey, H. T. (1987). Behaviour of turbulent jets in the atmosphere and in plunge pools. Proceedings of the institutions of Civil Engineers, Part 2, Vol.83.
- [14] FERC. Engineering guidelines for the evaluations of hydropower projects - Chapter 11 - Arch Dams - Appendix 11A - Foundation rock erodibility. Federal Energy Regulatory Commission (FERC). Mars 2018

PROVISoire