ÉVALUATION DU POTENTIEL D'AFFOUILLEMENT EN AVAL DU BARRAGE DE LAOUZAS

Laouzas dam downstream scour assessment

Benoit BLANCHER, François MOREL

EDF CIH, Savoie Technolac, 4 Allée du Lac de Tignes, 73290 La Motte-Servolex, France <u>benoit.blancher@edf.fr</u> ; <u>françois.morel@edf.fr</u>

> Alain FELZINES EDF Unité de Production Sud-Ouest alain.felzines@edf.fr

MOTS CLEFS

Voûte, déversoir de surface, lame déversante, fosse, affouillement, érosion, clouage, Comprehensive Scour Model.

RÉSUMÉ

Le barrage de Laouzas est une voûte en béton à double courbure de 52 m de hauteur situé sur la Vèbre dans le Tarn. Le barrage est fondé sur des roches de type granite et migmatites. Il est doté d'un déversoir de surface comportant trois passes vannées et d'une vanne de fond à jet creux. Les vannes segment équipant les passes sont positionnées de telle sorte que, lorsqu'elles fonctionnent, leur couteau est systématiquement situé en amont de la crête du déversoir.

Aucun déversement majeur n'a été observé depuis la construction du barrage (1961 - 1965). Les crues sont évacuées en priorité par la vanne de fond et sont fortement laminées par la retenue. Les rares déversements observés ont induit localement au pied aval une fosse dont la profondeur atteint ponctuellement 5 m le long de la rive droite.

Le granite et la migmatite en aval du barrage ont une résistance à la compression plutôt élevée. Le schéma de fracturation du massif rocheux comprend 3 à 4 ensembles de joints, sains et fermés en profondeur, dont le pendage est quasi vertical et dont l'espacement est d'au moins 1 m. Un autre ensemble de joints, appelés « joints de desquamation », affecte le rocher dans la partie centrale de la vallée. Le pendage de ces joints est quasiment horizontal en fond de vallée. En 2007, 132 ancrages passifs scellés au rocher sur toute leur longueur (6 m), ont été installés dans la zone potentiellement affectée par la chute des jets issus de l'évacuateur de crues.

EDF a souhaité mener une étude numérique pour évaluer le potentiel d'érosion en aval du barrage en utilisant le modèle global d'affouillement développé par E. Bollaert et pour quantifier le bénéfice apporté par les ancrages au rocher. Ce modèle est basé sur la physique du phénomène et permet de prédire le potentiel d'affouillement avec le temps en fonction de différents mécanismes de rupture du rocher (fracturation de la masse rocheuse, soulèvement d'un bloc rocheux et décollement). 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 temps de retour elevés, 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.

1. CONTEXTE

L'assurance de la préservation de la butée rocheuse en aval du barrage de Laouzas, notamment sous l'action érosive de l'impact de la lame déversante issue de l'évacuateur de crues de surface, est une des clés justifiant l'option technique de confinement du rocher à l'aval du barrage par des tirants post contraints.

En conséquence, le potentiel d'érosion au pied du barrage de Laouzas a été étudié sur modèle numérique selon la méthode « physiquement basée » CSM (« Comprehensive Scour Model ») développée par E. Bollaert (2003, 2004, 2005, 2012, 2014, 2016). L'ordre de grandeur du résultat obtenu a été vérifié à l'aide de l'approche semi-empirique EIM (« Erodibility Index Method ») développée initialement par G. Annandale (1994, 1995, 1998, 2007, 2011), et complétée sur certains points par L. Castillo (2002, 2006, 2007, 2012, 2013, 2015, 2016, 2017).

Situé sur la Vèbre, dans le Tarn, le barrage de Laouzas est un barrage voûte en béton à double courbure d'une hauteur de 52.6 m au-dessus des fondations et de 48 m au-dessus du terrain naturel. D'une longueur totale du couronnement de 312 m selon un rayon de courbure de 155 m, il présente une épaisseur de 2.5 m en crête et de 10.5 m en pied. Son courronnement se situe à 776.6 m NGF.

L'évacuateur de crues de surface est composé de 3 pertuis vannés de 7 m de largeur, dont la cote du seuil de déversement est à 770.7 m NGF. Les vannes segment, d'une hauteur de 4.5 m (rayon de 4,85 m), reposent sur le GC en amont du point haut du seuil, à la cote 770.5 m NGF, et s'ouvrent au maximum avec une cote du couteau à 776.5 m NGF, soit 10 cm sous la crête du barrage. Le débit évacué aux PHE évalué historiquement à 510 m3/s a été réévalué récemment à 590 m³/s sur la base d'une étude sur modèle réduit.



Figure 1. Vue en coupe de l'évacuateur de crues

2. HISTORIQUE DES DÉVERSEMENTS (1965-2014)

L'historique des déversements par les trois passes vannées équipant l'évacuateur de crues de surface a été étudié dans la période 1965-2014. Le débit maximal déversé dans cette plage temporelle n'excède pas 62.5 m³/s (crue de 1996). Ce débit est nettement inférieur au débit de pointe de la crue décennale naturelle (avant laminage), soit 167 m³/s. La figure suivante montre que le volume déversé par la vanne n°2 (centrale) est environ 2 fois supérieur à celui de la vanne n°3 (rive droite) et environ 4 fois supérieur à celui de la vanne n°1 (rive gauche). Cet écart est principalement imputable aux crues de 1995 et 1996, pour lesquelles le taux d'ouverture de la vanne n°2 était supérieur aux valeurs historiques (ouverture maximale égale à 1.45 m). La vanne n°3 a principalement été utilisée pour faire transiter les crues de 1982 et de décembre 1996. La crue de 1982 a conduit au creusement de la fosse existante actuellement en rive droite (à proximité de la piste donnant accès au pied du barrage). Bien que cette fosse ait été partiellement comblée par l'utilisation de la vanne n°2 uniquement lors de la crue de décembre 1995 (déplacement de matériaux dans la fosse), elle s'est creusée à nouveau lors de la crue de décembre 1996, où les vannes n°2 et n°3 ont été utilisées simultanément.



Figure 2 : Evolution temporelle du volume d'eau évacué par les vannes de surface et ouvertures maximales des vannes.

En comparant les ouvertures et les volumes déversés par la vanne n°1 dans la période 1972-1996 avec les mêmes paramètres relatifs à la vanne n°3, en 1982, on constate que les ouvertures moyennes et maximales sont similaires et que les volumes déversés sont du même ordre de grandeur. Toutefois, l'impact sur la fondation rocheuse a été différent : au droit de la vanne n°3, une fosse s'est creusée, tandis qu'au droit de la vanne n°1, aucune érosion n'est notée.

En analysant les durées de déversement en fonction de l'ouverture (figure suivante), il s'avère que la vanne n°1 a connu des ouvertures équivalentes ou plus élevées que la vanne n°3, mais que les durées correspondantes sont moindres.



Figure 3 : Relation entre les durées de déversement et l'ouverture des vannes.

A titre d'illustration, on note :

- dans la période 1970-1972 : pour la vanne n°1 en rive gauche, environ 12 h d'ouverture à 0.55 m en moyenne,
- en 1982 : pour la vanne n°3 en rive droite, environ 38 h d'ouverture à 0.45 m en moyenne,
- en jan. 1997 : pour la vanne n°3 en rive droite, environ 29 h d'ouverture à 0.45 m en moyenne,
- en déc. 1995 : pour la vanne n°2 au centre, environ 25 h d'ouverture à 1.05 m en moyenne.

La différence d'endommagement du rocher au point d'impact des jets issus des trois passes vannées est partiellement expliquée par la différence de durée de la sollicitation de la lame déversante sur le rocher à la verticale des différentes passes.

3. HISTORIQUE BATHYMÉTRIQUE (1965-2012)

La figure suivante illustre l'évolution de l'affouillement à l'aval du barrage dans la période 1965-2012, traduite par l'interprétation des mesures bathymétriques. L'ouvrage n'a pas connu de déversement depuis 2012.



Figure 4 : Evolution de l'érosion à l'aval du barrage dans la période 1965-2012

La fosse affectant le rocher à l'aval du barrage se développe de manière asymétrique.

Le rocher, affecté par une densité de fractures plus élevée en rive droite, apparait plus vulnérable à l'érosion. Au droit de la vanne n°2, au centre de la vallée, le rocher semble plus résistant proche du pied aval du barrage qu'à distance. Il convient donc de distinguer le rocher en rive gauche et proche du barrage au centre (plutôt résistant) et le massif en rive droite et au centre-droit mais plus éloigné du barrage (plus vulnérable).

4. CARACTÉRISTIQUES DU JET

La figure suivante illustre la forme générale du jet généré par un débit de 5 m³/s (vanne 1 en rive droite) et 10 m³/s (vanne 2 centrale). Les deux lames déversantes sont de section rectangulaire. La lame déversante issue de la vanne 2 (centre) semble bien moins aérée que celle issue de la vanne 1 (plus faible et plus mince). Les lames déversantes semblent relativement compactes à l'impact, malgré une longueur théorique de désintégration de 15 à 20 m. L'intensité turbulente initiale des jets est plutôt faible (de l'ordre d'environ 1 % d'après Castillo).



Figure 5 : Forme du jet généré par un débit de 5 m³/s (vanne RD) et 10 m³/s (vanne centrale)

La figure suivante compare le point d'impact du jet observé, pour un débit de 10 m³/s, avec le point d'impact calculé selon les équations de la balistique (trajectoire calculée avec l'hypothèse d'une vitesse initiale horizontale au droit de la crête de l'évacuateur). Il s'avère que les points d'impact et la fosse d'érosion constatée sur site se situent plusieurs mètres en aval des points d'impact théoriques. Compte-tenu de sa trajectoire très verticale et de sa longueur réduite, le jet reste assez concentré et la différence entre l'observation et la théorie ne peut s'expliquer par le frottement dans l'air. La configuration très particulière des vannes équipant l'évacuateur de crues de surface et la configuration du seuil ne se prêtent pas à l'approche théorique : le couteau des vannes est situé bien en amont de la crête de seuil, donnant lieu à une ouverture oblique plus importante que celle calculée verticalement, et un angle de sortie du jet différent.



Figure 6 : Trajectoires et points d'impact du jet pour un débit de 10 m³/s (comparaison entre observations in situ et calculs numériques) et pour un débit de 120 m³/s

5. NIVEAUX D'EAU EN AVAL DE LA FOSSE

La loi hauteur d'eau – débit en aval de la fosse a été calculée au niveau du seuil de mesure du débit réservé situé 150 m plus en aval dans la rivière et adaptée au niveau du pied aval du barrage.



Figure 7. Courbe niveau d'eau-débit en aval du barrage

6. PARAMÈTRES GÉOMÉCANIQUES

Les différents paramètres géomécaniques ont été estimés sur la base d'investigations de surface et des reconnaissances géologiques et géotechniques conduites en 2013 au pied du barrage. Les visites ont notamment permis de relever le réseau de fissures en surface et de déterminer la forme typique des blocs de rocher au voisinage de la fosse. Il en résulte les observations suivantes pour le massif rocheux :

- type de rocher : migmatite,
- résistance à la compression uniaxiale : dans la plage 100-150 MPa,
- fissuration : 3 familles quasi-verticales, 1 famille pseudo-horizontale depuis les rives vers le centre dont la profondeur est inconnue, espacement moyen des fissures 1-2 m,
- type de fissures : planes, fermées, sans remplissage, du type « single- edge » (2D)
- persistance des fissures : complètement formées en surface, non-connues en profondeur (probablement partiellement formées),
- desquamation: pendages 20° vers le centre, visible en surface, profondeur de 2 m en rive droite, 5-6 m en rive gauche selon les observations effectuées dans les fouilles, joints absents ou espacés à des profondeurs de plus de 5 m,
- forme des blocs: aplatie, ratio 1:4 environ.

Les sondages effectués en 2013 face aux plots 3 et 4 ont permis de réaliser des essais de résistance à la compression et à la traction en laboratoire sur échantillons. Pour les autres sondages, la lithologie a été décrite (distances entre les fissures dans la fosse). La résistance à la compression est estimée à 150-200 MPa en rive droite et à 100 MPa en rive gauche, avec une zone de transition 100-150 MPa au centre. La résistance augmente légèrement en profondeur. En revanche, la rive droite est bien plus fissurée et donc finalement moins résistante à l'affouillement.

Le rocher au droit de la fosse en rive droite (singularité) se caractérise par une fissuration très prononcée (pourcentage de fissuration entre 50 % et 60 % de la fissuration maximale possible) et des fissures planes 2D (préexistantes en grande partie, plus faciles à propager). Le rocher au centre droit, pour les mêmes caractéristiques géomécaniques, a une fissuration maximale possible. C'est une zone de transition. Le rocher au centre gauche, pour les mêmes caractéristiques faible, entre 1 et 10% de la fissuration maximale possible. C'est une zone de transition. Le rocher au centre gauche, pour les mêmes caractéristiques géomécaniques, a une fissuration initiale très faible, entre 1 et 10% de la fissuration maximale possible, pour des fissures elliptiques 3D (locales, plus difficiles à propager). Le rocher en rive gauche, pour les mêmes caractéristiques géomécaniques, a une fissuration initiale très faible, entre 1 et 10 % de la fissuration maximale possible, pour des fissures elliptiques 3D. Le rocher a donc une résistance plus importante en rive gauche qu'en rive droite, avec une zone de transition au centre, cette transition est bien marquée dans le terrain par la forme de la fosse fortement asymétrique et abrupte.

7. HYDROGRAMMES DE CRUE

Les hydrogrammes de crue pour des temps de retour de 10 ans, 100 ans et 1 000 ans ont été considérés (avec une ouverture homogène des 3 vannes). Ces hydrogrammes ont été simplifiés par une succession de paliers à débit constant (figure suivante). Cette discrétisation n'a aucune influence significative sur les résultats, notamment sur la forme, la position et la profondeur maximale des fosses calculées.



Figure 8 : Hydrogramme de crue millénale déversé après laminage tel qu'introduit dans le modèle numérique (discrétisation fine en rouge et discrétisation plus grossière en vert en paliers de débits).

8. CLOUAGE DU MASSIF ROCHEUX

L'influence du clouage du rocher par des ancrages passifs, réalisé en 2007, sur le potentiel d'affouillement a été analysé au regard des caractéristiques suivantes :

- distance entre les ancrages environ égale 1.5 m (densité 1 ancrage tous les 2.25 m²),
- limite élastique acier égale à 500 N/mm²,
- barres de diamètre égal à 32 mm et 6 m de scellement effectif au terrain,
- limite élastique acier de 402 kN par barre,
- pression supplémentaire sur le massif rocheux ~ 0.18 MPa (~ 180 kN/m²).

La pression supplémentaire exercée par le clouage de manière passive est prise en compte dans le calcul de la résistance à la fracturation. L'effet de cette pression supplémentaire reste très faible, voire négligeable, par rapport à la résistance sans clouage. En ce qui concerne le soulèvement des blocs de rocher, l'effet passif des ancrages est introduit sous forme d'une force stabilisatrice supplémentaire, soit par simple bloc soit en comptant tous les blocs solidarisés par l'ancrage (figure suivante). Chaque fois que l'ancrage est mis à contribution pour maintenir le simple bloc ou le multi-bloc en place, une vérification est faite de la contrainte maximale induite dans l'acier. Si cette contrainte dépasse la limite élastique, le bloc/multi-bloc est considéré soulevé. Les ancrages sont supposés répartis sur toute la surface de la fosse.



Figure 9 : Influence du clouage sur le soulèvement de blocs.

9. RÉSULTATS OBTENUS SELON LA MÉTHODE CSM DÉVELOPPÉE PAR É. BOLLAERT

La méthode CSM développée par E. Bollaert permet d'évaluer le profil de l'affouillement du rocher par impact de jets plongeants à haute vitesse en fonction du temps de déversement. Le potentiel d'affouillement au pied du barrage de Laouzas est différent entre les rives gauche et droite de la fosse. Les détails (paramètres hydrodynamiques et géomécaniques, calage des modules de calcul, ...) figurent dans l'article [1].

Rive gauche

Le potentiel d'affouillement devient important à partir d'une crue d'un temps de retour centennal ou supérieur. Sans considérer l'influence favorable du clouage, une régression significative de l'affouillement se produit vers le pied aval du barrage. En l'état actuel de la fosse (depuis 2007), le clouage du massif rocheux réduit de manière significative le potentiel d'affouillement en limitant le soulèvement et l'éjection de blocs de rocher de la fosse. La régression vers le pied du barrage est fortement diminuée pour tous les hydrogrammes testés (figure suivante).



Figure 10 : Résumé du potentiel d'affouillement en rive gauche – état actuel depuis 2007.

Rive droite

Le clouage du rocher réduit de manière significative le potentiel d'affouillement en limitant fortement le potentiel de soulèvement et d'éjection de blocs de rocher. L'approfondissement de la fosse à 15 m du pied aval du barrage est fortement diminué pour tous les hydrogrammes testés (figure suivante).



Figure 11 : Résumé du potentiel d'affouillement en rive droite – état actuel depuis 2007.

Le clouage ne permet pas toutefois d'arrêter le processus de fracturation du massif. Selon le retour d'expérience relatif à d'autres aménagements, des blocs de rocher peuvent progressivement se fracturer en plusieurs morceaux et ainsi se détacher des ancrages. Les ancrages agissent ainsi plutôt comme « retardateurs » du processus d'affouillement progressif de la fosse au fil des crues. Des opérations de maintenance corrective peuvent donc s'avérer nécessaires après le transit de la crue.

10. VÉRIFICATION DES RÉSULTATS OBTENUS SELON LA MÉTHODE EIM DE G. ANNADALE

L'intensité turbulente initiale, la longueur de désintégration théorique, l'empreinte du jet à l'impact et les coefficients de pressions dynamiques dans le bassin sont évalués selon les formules de Castillo (2015).



Figure 12 : Coefficient de pression dynamique moyenne et fluctuante en fonction de la profondeur Y, de l'empreinte du jet Bj et du degré de désintégration.

La puissance en fond de fosse à différentes altitudes de creusement peut alors être estimée.



Figure 13 : Puissance surfacique à dissiper en fond de fosse pour une hauteur de chute de 44.25 m.

La puissance est maximale pour une profondeur de fosse à 720 m et non en surface du bassin.

Les indices d'érodabilité obtenus (granite K = 2140 puis nébulite K = 4780) permettent d'estimer les puissances (seuils) d'érodabilité correspondants (granite 315 kW/m² puis nébulite 575 kW/m²) selon l'approche semi-empirique développée par G. Annandale (1995). La puissance induite par la lame déversante est inférieure au seuil d'érodabilité dès l'atteinte de la nébulite en profondeur, qui a un plus fort seuil d'érodabilité que le granite, à la profondeur 720.6 m ou 713.6 m selon que l'on se trouve en rive droite ou rive gauche.



Figure 14 : Seuil d'érosion de G. Annandale.

11. CONCLUSION

En l'état actuel de la fosse (depuis 2007), le clouage du massif rocheux réduit de manière significative le potentiel d'affouillement en réduisant le soulèvement et l'éjection de blocs de rocher de la fosse. La régression vers le pied du barrage est fortement diminuée pour tous les hydrogrammes testés, de même que l'approfondissement de la fosse en rive droite à 15 m du pied aval du barrage. Les ancrages agissent comme des « retardateurs » du processus d'affouillement progressif de la fosse au fil des crues. Sans connaître en détail l'importance et la longévité de cet effet stabilisateur, les ancrages devraient permettre de réduire l'étendue des dommages susceptibles de survenir durant une crue prise individuellement.

RÉFÉRENCES ET CITATIONS

- [1] Annandale, G.W. (1994). Taking the scour out of water power, IWP
- [2] Annandale, G.W. (1995). Erodibility, JHR
- [3] Annandale, G.W. (1998). Prototype validation of erodibility index for scour, ASCE
- [4] Annandale, G.W. (2007). Predicting rock scour, IWP
- [5] Annandale, G.W. (2011). Wall jet scour in rock, ICSE
- [6] Bollaert, E. (2003). Scour of rock due to the impact of plunging high velocity Jets, JHR
- [7] Bollaert, E. (2004). A comprehensive model to evaluate scour formation in plunge pools, Hydropower & Dams
- [8] Bollaert, E. (2004). Dynamic pressure fluctuations at real-life plunge pool bottoms
- [9] Bollaert, E. (2005). Physically based model for evaluation of rock scour, JHE
- [10] Bollaert, E. (2012). Wall jet rock scour in plunge pools A quasi-3D prediction model, Hydropower & Dams
- [11] Bollaert, E. (2014). Spillway rock scour experience and analysis, ISHS
- [12] Bollaert, E. (2016). Simplified comprehensive scour model compared to erodibility index method, ISCE
- [13] Bollaert, E. (2016). Scour potential at Laouzas dam, ICSE.
- [14] Castillo. (2002). Parametrical analysis of the ultimate scour, IWRSHVJ
- [15] Castillo. (2006). Aerated jets and pressure fluctuation in plunge pools, ICHE
- [16] Castillo. (2007). Pressures characterization of undevelopped and developed jets, IAHR
- [17] Castillo. (2012). Hydrodynamics characterization in plunge pools
- [18] Castillo. (2013). Analysis of the scale ratio in nappe flow case by means of CFD, IAHR
- [19] Castillo. (2015). Plunge pool dynamic pressures A temporal analysis in the nappe flow, JHR
- [20] Castillo. (2016). Pressure and velocity distributions in plunge pools, ISDPAO
- [21] Castillo. (2016). Scour, velocities and pressures evaluations produced by spillways, MDPI
- [22] Castillo. (2017). Distribution of mean flow and turbulence statistics in plunge pools, JH