

Mobilisation mécanique des ancrages passifs utilisés pour la stabilisation des barrages-poids

Mechanical mobilisation of passive rockbolts stabilising gravity dams

Elise LE GUIDE^{1*}, Marion BOST^{1,2}, Yannick FARGIER¹

1 Univ Gustave Eiffel, Univ Lyon, GERS-RRO, F-69675 Lyon, France

2 CEREMA, DTecITM, F-69500 Bron, France

**elise.le-guidec@developpement-durable.gouv.fr*

RESUME : Considérant les évolutions climatiques, techniques et réglementaires, la stabilité théorique de certains barrages-poids et ouvrages assimilés n'est plus justifiée en situation de crue. Parmi les solutions alors envisageables, la mise en place d'ancrages passifs scellés sur toute leur longueur est encore peu utilisée en France, en l'absence de recommandations consensuelles. Dans le cadre de travaux du CFBR, un recensement de plusieurs méthodes de dimensionnement issues de retours d'expérience ou relevant de domaines d'application différents (renforcement de discontinuités rocheuses, dispositions constructives pour ouvrages neufs, ...) a été réalisé. Les spécificités du chargement hydraulique et de la géométrie des barrages-poids conduisent à une double sollicitation, en traction et en cisaillement, des ancrages et de l'interface barrage-fondation. Leurs effets sont encore peu documentés car sortant du cadre d'application usuel des méthodes de dimensionnement en mécanique des roches.

L'objectif de la présente étude est donc d'analyser le comportement d'un ancrage passif en renforcement d'un petit barrage-poids, sollicité horizontalement par la poussée hydrostatique du réservoir, et verticalement par les sous-pressions.

Cette analyse s'appuie sur un modèle aux éléments finis. Un barrage-poids renforcé par un ancrage passif est simulé numériquement. Ce modèle s'appuie sur les ordres de grandeurs des caractéristiques géométriques et des niveaux de chargements d'un ouvrage existant, renforcé par une rangée d'ancrages passifs verticaux.

Les résultats de la modélisation numérique sont comparés aux modèles analytiques existants afin d'évaluer la pertinence de leurs hypothèses au contexte des barrages-poids de petite taille. En particulier, les mobilisations des contraintes le long de l'ancrage et à l'interface béton-roche sont discutées ainsi que les limites des modèles existants (analytique, numérique). Ces conclusions devraient permettre le développement d'un programme de recherche (modélisation numérique, validation expérimentale) adapté aux phénomènes mécaniques identifiés.

ABSTRACT: Considering climatic, technical and regulatory developments, the theoretical stability of certain gravity dams and similar structures is no longer justified in flood situations. Among the possible solutions, passive fully grouted rockbolts are still rarely installed in France, in the absence of consensus recommendations. As part of a work supervised by CFBR (French Committee on Dams and Reservoirs), a survey of several design methods based on international feedback or relating to different fields of application (reinforcement of rock discontinuities, construction provisions for new structures, etc.) has been carried out. The specific characteristics of hydraulic load and the geometry of gravity dams lead to double stress, in tension and shear, on the bolts and the dam-foundation interface. Their effects are still poorly documented as they fall outside the usual scope of application of rock mechanics design methods.

The objective of this study is therefore to analyse the behaviour of a passive rockbolt reinforcing a small gravity dam, subjected to horizontal stresses from the hydrostatic thrust of the reservoir and vertical stresses from uplift pressures.

This analysis is based on a finite element model. A gravity dam reinforced by a passive bolt is numerically simulated. This model is based on the orders of magnitude of the geometric characteristics and load levels of an existing reinforced structure. The results of the numerical modelling are compared with existing analytical models in order to assess the relevance of their assumptions in the context of small gravity dams. In particular, the mobilisation of stresses along the bolt and at the concrete-rock interface are discussed, as well as the limitations of existing models (analytical, numerical). These conclusions should enable the development of a research programme (numerical modelling, experimental validation) adapted to the mechanical phenomena identified.

Mots-clefs: Barrages poids ; Fondations ; Mécanique des roches ; Ancrages passifs.

1 INTRODUCTION

Afin d'adapter de petits barrages poids et ouvrages assimilés existants à des situations exceptionnelles et extrêmes pour lesquelles leur stabilité théorique n'est plus justifiée, des confortements par ancrages passifs sont envisagés (CFBR-GT, 2020).

1.1 Sollicitations des barrages poids et assimilés

Un barrage poids est un ouvrage en béton qui résiste aux actions hydrauliques grâce à son poids propre.

Schématiquement dans une section, l'ouvrage est sollicité principalement selon les deux directions du plan (CFBR 2012), comme indiqué sur la Figure 1.

Horizontalement, la poussée hydrostatique du réservoir amont entraîne un mécanisme limite de glissement du barrage, auquel s'oppose principalement le frottement au niveau des zones comprimées de la surface de rupture potentielle.

Verticalement, le poids du béton au-dessus de la surface de rupture potentielle s'oppose aux sous-pressions hydrauliques. Celles-ci sont les résultantes des pressions interstitielles au niveau du contact béton-rocher de fondation qui dépendent de la fissuration théorique causée par le mécanisme limite de soulèvement/basculement (équilibres des forces verticales et des moments). Plusieurs modèles de sous-pressions existent (CFBR 2012) : on prendra ici l'hypothèse simplificatrice d'une évolution linéaire entre les points amont et aval de la partie comprimée de la surface de rupture.

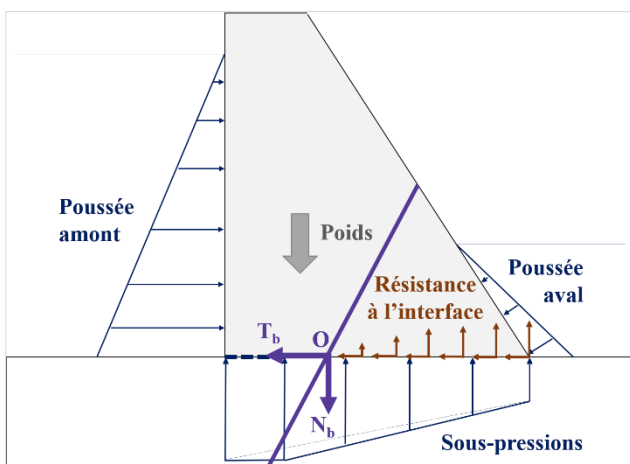


Figure 1. Schéma des sollicitations d'une section renforcée par un ancrage (bleu) - schéma non à l'échelle

D'autres chargements sont négligés : poussée des sédiments, pression de la glace, séismes...

Par ailleurs, on considère ici comme seule surface de rupture potentielle l'interface béton-rocher. Celle-

ci est donc sollicitée à la fois en cisaillement et en traction-compression.

1.2 Ancrages passifs – configuration réelle

Les configurations envisagées à ce jour par les travaux du groupe technique du CFBR considèrent des ancrages constitués d'armatures scellées sur toute leur longueur par un coulis de ciment (Figure 2). Ils sont mis en place après que le barrage a déjà été exploité et ne sont pas précontraints. Leur mobilisation (N_b, T_b , Figure 1) est donc considérée ici provenir uniquement de la transmission des contraintes issues de la mobilisation du barrage.

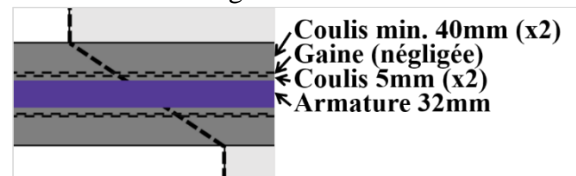


Figure 2. Détail de la géométrie d'un ancrage passif

2 METHODES ANALYTIQUES

Trois principales méthodes analytiques de dimensionnement ont été recensées (CFBR-GT, 2023) : deux méthodes issues de la mécanique des roches (calculs à la rupture et en déplacements), la troisième issue de la mécanique des structures (calcul en efforts). Le but est de calculer les efforts N_b et T_b dans l'armature à l'intersection avec l'interface béton-rocher. On considère O le point d'intersection entre l'armature assimilée à un élément linéique et la discontinuité, (N_O, Q_O) les efforts dans l'axe et perpendiculaire à l'armature en O, et (N_b, T_b) leurs projections sur les axes vertical et horizontal.

2.1 Calcul à la rupture

La méthode de calcul à la rupture (Cerema, 2017) est adaptée d'après le multicritère (Clouterre, 1991) utilisé pour le clouage des sols. La construction de l'enveloppe de rupture du multicritère repose sur l'intersection de quatre critères de rupture : arrachement du clou, plastification du sol, plastification du clou par cisaillement, plastification du clou par flexion composée. Cette méthode fait l'hypothèse que le critère de plastification par cisaillement de l'armature est dans le milieu rocheux plus pénalisant que les autres critères (Serratrice, 2011). Le critère de rupture se limite donc à un critère elliptique dans le plan (N_O [N], Q_O [N]) : avec Von-Mises, il existe un réel λ tel que les limites élastiques de l'armature sont proportionnelles : $N_e = \lambda Q_e$ (Figure 3).

L'équilibre de stabilité du massif est calculé en considérant la translation d'un bloc monolithique (barrage) sur la discontinuité rocheuse (interface béton-rocher) sous l'effet de la résultante des efforts extérieurs (poussée hydrostatique, poids, sous-pressions) et de la réaction du massif (résistance à l'interface). En supposant un renforcement de la discontinuité par des ancrages parallèles orientés dans une direction préférentielle, on peut calculer l'effort résultant à la rupture dans une armature au point d'intersection de l'ancrage avec la discontinuité (norme G [N] et direction \vec{g} reliées par projection au couple d'efforts en O à la limite élastique $N_{O,el}$, $Q_{O,el}$ [N]). La déformation de l'ancrage n'est pas considérée : sa mobilisation est supposée identique à celle de son milieu environnant (bloc, massif rigides), l'effort d'ancrage est ainsi un effort intérieur (Serratrice, 2011).

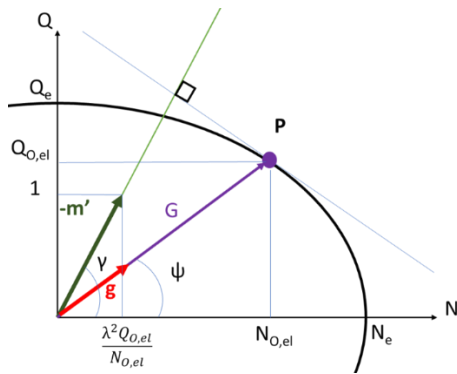


Figure 3. Représentation du calcul de la mobilisation de l'ancrage dans la méthode à la rupture

Afin de résoudre l'équilibre des efforts (forces extérieures, résistance du massif, mobilisation de l'ancrage) à la limite élastique, une méthode graphique est employée (Cerema, 2017) (Figure 3). D'après la règle de normalité issue du principe du travail maximum (Serratrice, 2011 ; Salençon, 2002), le taux de déformation à la limite d'élasticité est orienté selon une normale sortante au critère. Cette propriété est transposable dans l'espace des efforts (N_O , Q_O) (Serratrice, 2011) : on note P le point du critère représentant l'effort à la limite d'élasticité (Figure 3). La direction du déplacement plastique de l'ancrage est donc normale à l'ellipse en ce point. Or, on a supposé que l'ancrage était solidaire du bloc, d'un côté, et du massif, de l'autre. Par conséquent, le déplacement plastique de l'ancrage est parallèle au déplacement du bloc, représentée par un vecteur directeur \vec{m}' . Les coordonnées du point P peuvent donc être calculées : le point P correspond au point de l'ellipse dont la tangente est perpendiculaire à la direction du mouvement (Figure 3). Le vecteur directeur de la tangente au point P donc le vecteur \vec{m}' sont

exprimables en fonction de ($N_{O,el}$, $Q_{O,el}$) ; en exprimant l'angle γ [°] entre les directions de déplacement et de l'effort axial dans l'ancrage, on peut alors retrouver la norme G [N] et la direction de l'effort (angle ψ [°] avec la direction de l'ancrage) dans l'armature à la limite élastique (Cerema, 2017) :

$$\tan(\psi) = \frac{\tan(\gamma)}{\lambda^2} \quad (1)$$

$$G = \sqrt{N_{O,el}^2 + Q_{O,el}^2} = N_e \sqrt{\frac{1 + \left(\frac{\tan(\gamma)}{\lambda^2}\right)^2}{1 + \left(\frac{\tan(\gamma)}{\lambda}\right)^2}} \quad (2)$$

où $N_{O,el}$ [N] et $Q_{O,el}$ [N] sont les projection sur l'axe de l'ancrage et sa perpendiculaire de l'effort G [N] dans l'ancrage à l'intersection avec le plan de l'interface, et λ [-] tel que $N_e = \lambda Q_e$ avec N_e (resp. Q_e) [N] l'effort normal (resp. tranchant) à la limite d'élasticité en traction pure (resp. cisaillement pur).

2.2 Méthode en déplacements

La méthode en déplacements (Pellet, 1993) estime (N_b , T_b) en prenant pour hypothèse l'allure de la déformée de l'ancrage, d'abord élastique puis plastique. On considère A la rotule supposée ponctuelle et distincte de O. On suppose par ailleurs que l'armature se déforme de manière symétrique de part et d'autre de la discontinuité.

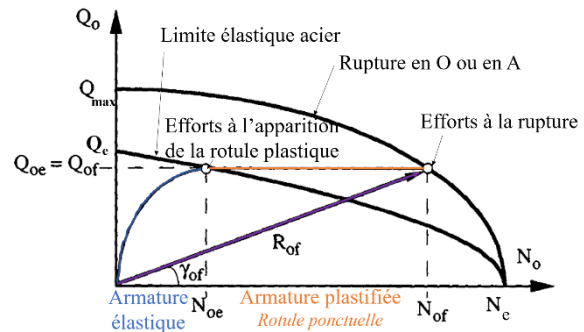


Figure 4. Chemin de mobilisation de l'ancrage dans la méthode en efforts - d'après Pellet (1993)

Lorsque l'armature est élastique, l'allure des déplacements tangentiels le long de l'armature est assimilée à la déformée d'une poutre de Bernoulli en flexion pure sur un support élastique. Celle des déplacements axiaux est supposée varier linéairement le long de l'ancrage. Leur amplitude est adaptée en calculant les déplacements en O par application du principe de l'énergie potentielle minimale, considérant un support plastifié entre O et A (pression maximale de réaction du support $p_u \approx 1\sigma_c D_b$ [Pa] avec σ_c [Pa] la résistance à la compression du milieu et D_b [m] le diamètre de l'ancrage (Pellet, 1993)). Ces

déplacements en O dépendent de N_O et Q_O [N] et par analyse cinématique, leur rapport est exprimable en fonction de la direction imposée du cisaillement. La mobilisation de l'ancrage est ainsi décrite au cours de son chargement élastique, avec β [°] l'angle entre la direction du cisaillement et l'axe de l'armature (Pellet, 1993) :

$$N_O = \frac{1024 Q_O^3 \left(1 - \frac{4}{\pi} \left(\frac{1}{2} + \frac{\sqrt{2}e^{-\pi/4} - 2e^{-\pi/2}}{\pi} \right) \right)}{3p_u^2 \pi^3 \tan(\beta) D_b^2} \quad (3)$$

La limite élastique est atteinte lorsque la contrainte normale maximale de l'armature en flexion composée atteint la limite élastique f_y [Pa] (Pellet, 1993) :

$$Q_{o,el} = \frac{1}{2} \sqrt{p_u D_b \left(\frac{\pi D_b^2 f_y}{4} - N_{o,el} \right)} \quad (4)$$

où $Q_{o,el}$ (resp. $N_{o,el}$) [N] est l'effort perpendiculaire à (resp. dans) l'axe de l'armature à la limite élastique.

Toutes les équations de la phase élastique sont alors résolues : le calcul des efforts à la limite élastique permet de tracer, au fur et à mesure de la mobilisation élastique, les efforts et les déplacements.

En phase plastique c'est-à-dire après la formation de la rotule en A, il est supposé que seule la partie OA n'est pas fixe : elle subit une elongation et une rotation (manivelle). L'effort tangentiel Q_O est alors pris constant égal à $Q_{o,el}$ donc à la rupture $Q_{o,f} = Q_{o,el}$ [N]. La rupture se produisant soit en A, soit en O, l'effort normal à la rupture N_{of} [N] est lié à cet effort tangentiel $Q_{o,f}$ en fonction du critère le plus critique (Pellet, 1993) avec p_u [Pa] la pression maximale de réaction du support ainsi que N_f [N], Q_f [N], M_f [N.m] les limites de rupture des efforts pris séparément, liés à la limite d'écoulement f_y [Pa] (Dight, 1985 ; Panet, 1987) :

$$\text{En A : } \left(\frac{N_{of}}{N_f} \right)^2 + \left(\frac{Q_{of}}{\sqrt{2p_u M_f}} \right)^2 = 1 \quad (5a)$$

$$Q_{of} = \sqrt{p_u \frac{D_b^3}{3} f_y \left(1 - 16 \left(\frac{N_{of}}{\pi D_b^2 f_y} \right)^2 \right)} \quad (5b)$$

$$\text{En O : } \left(\frac{N_{of}}{N_f} \right)^2 + \left(\frac{Q_{of}}{Q_f} \right)^2 = 1 \quad (6a)$$

$$Q_{of} = \frac{\pi D_b^2}{8} f_y \sqrt{1 - 16 \left(\frac{N_{of}}{\pi D_b^2 f_y} \right)^2} \quad (6b)$$

L'évolution de l'allongement plastique peut alors si nécessaire être reliée à l'incrément d'effort normal en prenant des hypothèses sur la variation de la rigidité

axiale de l'armature. Cette étude se limitera cependant au calcul des efforts dans la barre.

2.3 Méthode en efforts

La méthode en efforts (Léger et Stefan, 2010) est une méthode itérative considérant l'ensemble barrage-fondation comme une poutre en flexion composée dont l'interface béton-rocher est une section (Figure 5a.). Une armature perpendiculaire à la section la renforce : on ne peut représenter que des ancrages verticaux en traction/compression dans ce modèle. Dans ce cas, les couples (N_O, Q_O) et (N_b, T_b) sont confondus.

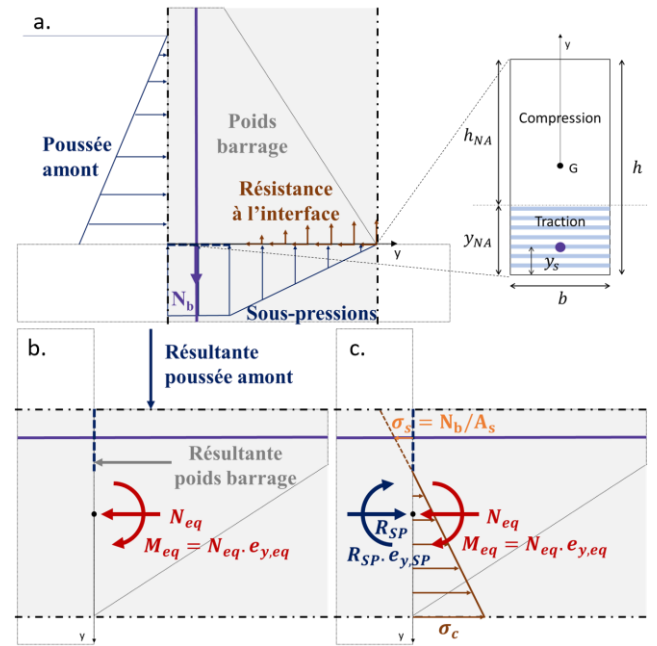


Figure 5. Représentation du processus de calcul de la contrainte de traction dans l'armature - méthode en efforts

La flexion composée est induite par l'effort normal N_{eq} [N], ici le poids du béton au-dessus de l'interface, et par le moment par rapport au centre de masse de l'interface M_{eq} [N.m], résultant de la poussée hydrostatique amont et du poids (Figure 5b.). Si l'excentrement $e_{y,eq} = M_{eq}/N_{eq}$ [m] par rapport au centre de masse est supérieur au sixième de la largeur de l'interface, alors il y a fissuration et on rentre dans les itérations (Leclerc et al., 2003). L'hypothèse d'une longueur de fissuration y_{NA} [m] permet d'une part d'adapter les sous-pressions en considérant la pleine sous-pression sur la longueur fissurée (Figure 5a.), et d'autre part de relier la contrainte de traction dans l'ancrage σ_s à la contrainte de compression maximale σ_c [Pa] (Figure 5c.). Les équilibres des efforts normaux (N_{eq} [N], résultante des sous-pressions R_{SP} [N], résultante de la compression de la fondation, résultante de la traction dans l'ancrage N_b [N]) et des moments (efforts normaux avec les excentremets

réels ou équivalents) (Figure 5c.) sont alors tous deux exprimables en fonction de la compression maximale σ_c [Pa]. Deux expressions de σ_c sont alors obtenues, avec A_s [m²], l'aire d'une section de l'armature ainsi que les termes définis ci-dessus et dans la Figure 5 :

$$\sigma_{c,N}(y_{NA}) = \frac{2h_{NA}(R_{SP} - N_{eq})}{2A_s(y_s - y_{NA}) - bh_{NA}^2} \quad (7)$$

$$\sigma_{c,M}(y_{NA}) = \frac{6h_{NA}(M_{eq} + R_{SP} \cdot e_{y,SP})}{bh_{NA}^2(\frac{h}{2} + y_{NA}) + 6A_s(y_s - y_{NA})(\frac{h}{2} - y_s)} \quad (8)$$

Si l'hypothèse sur la longueur de fissuration est correcte, alors $\sigma_{c,N}$ [Pa] calculée d'après l'équilibre des efforts normaux sera égale à $\sigma_{c,M}$ [Pa] calculée d'après l'équilibre des moments (Leclerc et al., 2003 ; Stefan et Leger, 2010). Dans le cas contraire, une nouvelle itération modifiant l'hypothèse de longueur de fissuration est nécessaire. Lorsque l'intersection est trouvée, le couple longueur de fissuration - contrainte de compression est validé, permettant de calculer la contrainte de traction dans l'armature σ_s donc l'effort N_b [N] (Stefan et Leger, 2010 ; CFBR-GT, 2023) (Figure 5a,c.) :

$$N_b = A_s \sigma_c \frac{y_s - y_{NA}}{h - y_{NA}} \quad (9)$$

La mobilisation en cisaillement de l'ancrage vertical T_b n'est pas calculée, on prendra l'écart entre la sollicitation tangentielle du barrage et le frottement de l'interface (CFBR-GT, 2023). Celle-ci ne doit pas dépasser $T_{b,max} = 0,5A_s f_y$ (Leger et Stefan, 2010).

2.4 Paramétrage des modèles analytiques

Tableau 1. Paramétrisation des modèles

Paramètre	Valeur	Méthode
(Module d'Young [GPa] ; coeff. Poisson [-]) béton	(38 ; 0,2)	Déplacements Efforts
Résistance compression béton [MPa] (Mouzannar, 2016)	20	Déplacements
Frottement interface [°]	45	toutes
Cohésion interface [Pa]	0	toutes
(Module d'Young [GPa] ; coeff. Poisson [-]) acier	(200 ; 0,2)	Déplacements Efforts
Limite d'élasticité acier [MPa]	500	toutes
Déformation armatures à la rupture [-]	10%	Déplacements
Diamètre armatures [mm]	32	toutes
Inclinaison armatures [°]	90	Rupture Déplacements
Distance au parement amont [m]	0,85	Efforts
Espacement armatures [m]	2	toutes

3 MODELE NUMERIQUE SIMPLIFIE

Un modèle numérique a été implémenté en éléments finis sous CesarLCPC-Cleo3D v.2025.0.0.3.

3.1 Géométrie et maillage

La géométrie du modèle numérique est inspirée de celle d'un déversoir évacuateur de crues réel, renforcé par une rangée d'ancrages passifs verticaux espacés de 2 m. L'épaisseur (X) du modèle est donc de 2 m. L'ancrage est représenté par sa seule armature. Cette simplification de la géométrie est considérée négligeable compte tenu de la simplicité des lois de comportement envisagées dans ces premiers modèles.

La géométrie comporte donc quatre blocs volumiques : un parallélépipède rectangle « fondation » de dimensions Y;Z 55 m;25 m ; un prisme à base trapézoïdale rectangle « barrage » de dimensions 5 m/1,2 m;6 m ; et enfin deux cylindres « armature haut » et « armature bas » de diamètre 32 mm et hauteur 6 m dont l'axe parallèle à l'axe Z est positionné à 0,85 m du parement amont du barrage.

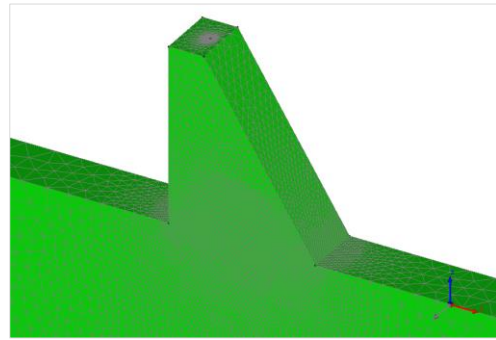


Figure 6. Maillage de la partie supérieure du modèle

Le maillage en éléments quadratiques tétraédriques (Figure 6) est généré avec NETGEN contraint par les tailles d'éléments : au niveau de l'interface béton-rocher 0,1 m ; autour de l'armature dans le plan XY 0,01 m ; en crête du barrage 0,4 m ; aux bords de la fondation à distance du barrage 4 m dans le plan YZ et 1m dans le plan XZ. Le maillage final comporte 137 531 éléments volumiques.

3.2 Lois de comportement

Les premiers modèles considèrent adhérentes les interfaces béton-rocher et armature-environnement, aucun élément joint n'étant implémenté aux interfaces.

Les blocs volumiques se comportent selon des lois élastiques linéaires isotropes avec les matériaux définis dans le Tableau 1, avec des masses volumiques de 2370 kg/m³ pour le béton et 7800 kg/m³ pour l'acier. Afin de faciliter la comparaison avec les méthodes analytiques, le même matériau (béton) a été implémenté sur les blocs fondation et barrage.

3.3 Conditions aux limites

Les déplacements ont été annulés dans les directions normales aux surfaces extérieures du modèle.

Trois chargements sont appliqués (Figure 7) :

- Le poids ;
- La pression hydrostatique $\rho_{eau}gZ$ appliquée sur le parement amont avec une intensité et une hauteur équivalentes au niveau de remplissage considéré ;
- Les sous-pressions, d'évolution linéaire entre les pieds amont et aval, appliquées au niveau de la surface inférieure du barrage.

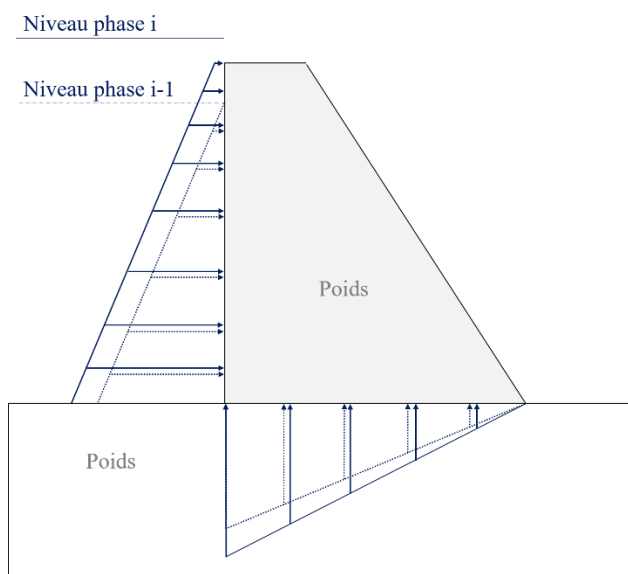


Figure 7. Chargements au cours du phasage

Le phasage a été choisi de manière à pouvoir suivre le comportement de l'ancrage au cours du remplissage du réservoir. Le chargement final considéré est la hauteur des plus hautes eaux (PHE) à 8 m au-dessus du pied amont du barrage, ce qui correspond à une pression hydraulique de 78 kPa. Le réservoir aval est considéré vide. Après les phases préliminaires d'application de la gravité sur la fondation puis le barrage, on adapte la pression hydrostatique et la surface d'application des chargements hydrauliques en 10 phases successives i (10*i*% du niveau PHE à chaque phase hydraulique).

4 RESULTATS

4.1 Contraintes dans l'ancrage

L'évolution des contraintes le long de l'axe de l'armature du modèle numérique est présentée Figure 8 : normales (Figure 8a.), tangentielles (Figure 8b.), cisaillement (Figure 8c.). Les contraintes sont présentées en fonction de l'évolution du remplissage

du réservoir amont : de 0,8 m (bleu) à 8 m (PHE, rouge).

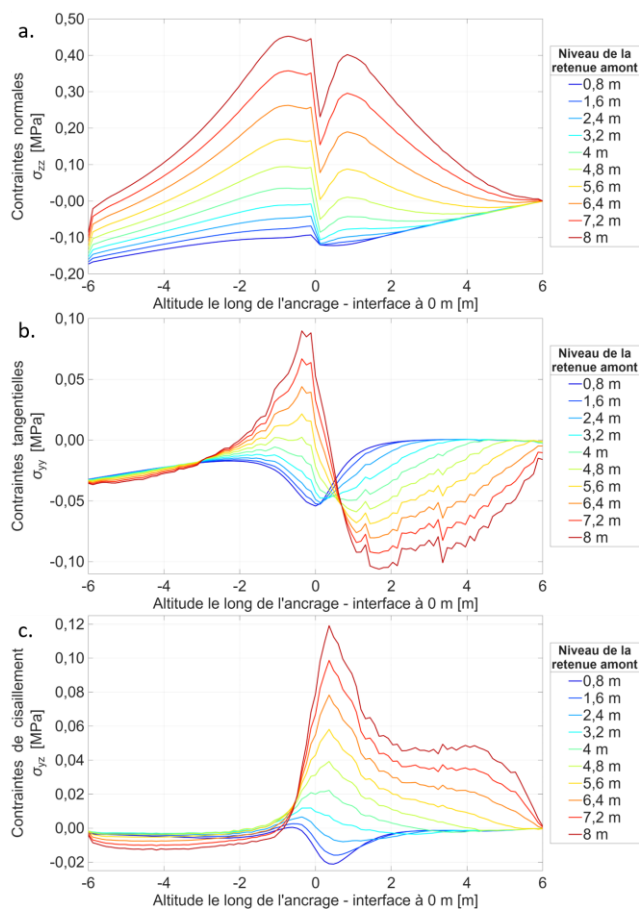


Figure 8. Résultats numériques des contraintes [MPa] le long de l'axe de l'armature :

a. normales σ_{zz} / b. tangentielles σ_{yy} / c. cisaillement σ_{yz}

Dans ce modèle élastique à interfaces adhérentes, l'armature semble très faiblement mobilisée ($<0,5$ MPa) en regard de sa limite élastique de 500 MPa (Figure 8a.). Par ailleurs, les contraintes ne sont pas symétriques de part et d'autre de l'interface, notamment celles de cisaillement, qui sont beaucoup plus élevées dans le barrage que dans la fondation en fin de remplissage (Figure 8c.). Enfin, le signe des contraintes tangentielles et de cisaillement à proximité de l'interface change au cours du remplissage du réservoir (Figure 8b. et c.).

4.2 Déformée de l'ancrage

Les déplacements horizontaux de l'axe de l'armature restent inférieurs à 0,1 mm dans ce modèle élastique avec interfaces adhérentes (Figure 9a.).

L'allure de la déformée de l'ancrage change au cours du remplissage du réservoir : à bas niveau de retenue (Figure 9b.), deux inflexions sont visibles de part et d'autre de l'interface ; à haut niveau (Figure 9a.), seule une inflexion côté fondation est visible.

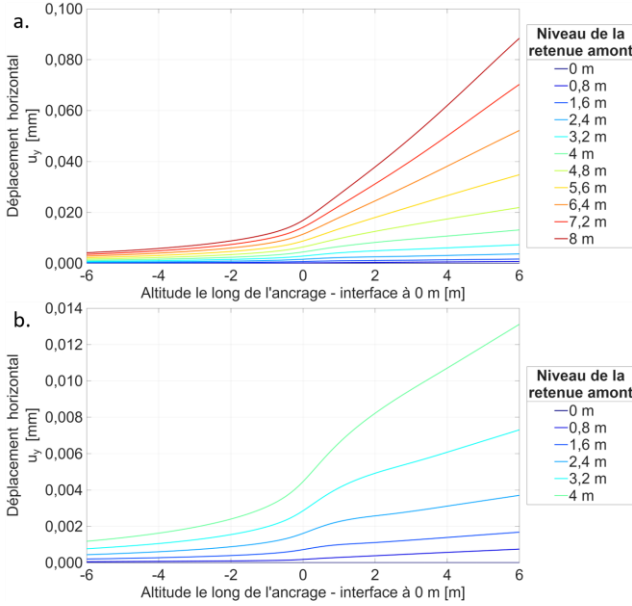


Figure 9. Résultats numériques des déplacements horizontaux de l'axe de l'armature
a. à toutes les phases / b. en début de remplissage

5 DISCUSSION

5.1 Mobilisation de l'ancrage

Afin de comparer le modèle numérique avec les méthodes analytiques, les efforts correspondant aux contraintes à l'intersection entre l'ancrage et l'armature (point O sur un modèle linéique) à PHE (8 m) sont calculés (Tableau 2) en approchant les variations des contraintes dans la section (Figure 10).

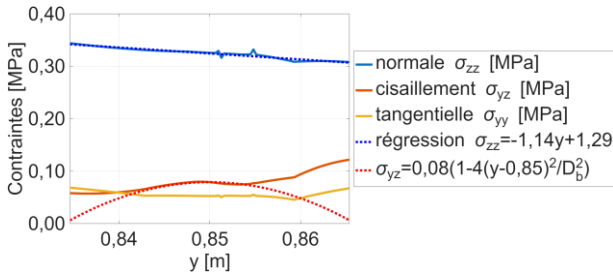


Figure 10. Résultats numériques des contraintes au milieu de la section intersectant le plan de l'interface

L'allure de la contrainte normale à l'intersection entre l'armature et l'interface σ_{zz} est similaire à celle trouvée pour une poutre de Bernoulli en flexion composée, avec N [N] l'effort normal, M [N.m] le moment fléchissant, A_s [m²] l'aire de l'armature, I_y [m⁴] le moment d'inertie, $y' = y - 0,85$ l'axe dans la direction du cisaillement ayant pour origine le centre de la section :

$$\sigma_{zz} = \frac{N}{A_s} \pm \frac{M}{I_y} y' \quad (11)$$

Pour retrouver l'effort tranchant V [N], on suppose que la contrainte de cisaillement a l'expression suivante de maximum $\sigma_{yz}(y = 0,85)$, conformément aux hypothèses de la résistance des matériaux, et bien que l'allure ne corresponde pas à la Figure 10 :

$$\sigma_{yz}(y) = \frac{4V}{3A_s} \left(1 - \frac{4(y-0,85)^2}{D_b^2} \right) \quad (12)$$

Tableau 2. Efforts équivalents aux contraintes dans la section intersectant le plan de l'interface pour PHE = 8 m

Modèle	N [N]	M [N.m]	V [N]
Numérique	260	0,001	48

Les modèles analytiques présentés ci-dessus donnent eux les résultats suivants (CFBR-GT, 2023) :

Tableau 3. Résultats analytiques des efforts

Modèle	N_b [kN]	T_b [kN]
Calcul à la rupture interface adhérente	0	116
Méthode en déplacements	33	26
Méthode en efforts	109	138
Calcul à la rupture interface fissurée	Hors critère	Hors critère
Déplacements interface fissurée	157	92

La méthode en efforts donne une mobilisation plus grande que les autres, qui considèrent une interface adhérente, grâce à l'hypothèse de fissuration (4,84 m) donc d'introduction des sous-pressions sur cette longueur. Si l'hypothèse de fissuration complète avait été choisie pour toutes les méthodes, la méthode en efforts aurait été moins conservatrice que la méthode inspirée du calcul à la rupture (CFBR-GT, 2023). La considération d'une introduction des sous-pressions le long de la fissure calculée modifie fortement les résultats (Tableau 3), soulignant l'importance de cette hypothèse.

On remarque que la méthode inspirée du calcul à la rupture conduit à un effort normal nul, contrairement à la méthode en déplacements. Cela souligne la non considération de la mise en manivelle : l'ancrage étant considéré solidaire du bloc barrage rigide, l'intégralité des sollicitations est reprise en cisaillement. Par ailleurs, cette méthode est plus conservatrice avec une pleine sous-pression, car le seul critère de rupture considéré est la limite d'élasticité, tandis que la méthode en déplacement modélise également la déformation plastique de l'ancrage.

Enfin, les résultats de la modélisation numérique en petites déformations sont peu comparables à ceux des méthodes analytiques, considérant la fissuration voire un déplacement de la base du barrage. Il paraît

nécessaire d'améliorer cette modélisation en considérant la fissuration et l'introduction des sous-pressions, le comportement des interfaces béton-rocher et armature-milieu, voire en considérant le comportement du coulis à proximité de l'ancrage.

5.2 Comportement au cours du phasage

La double inflexion de l'ancrage retrouvée au début du remplissage du réservoir amont (Figure 9) est proche de l'hypothèse sur l'allure des déplacements tangentiels de l'axe de l'armature dans la méthode en déplacements. Néanmoins, lorsque le niveau d'eau augmente, l'inflexion située côté barrage s'atténue. On peut émettre l'hypothèse qu'à haut niveau d'eau, en cas de non-fissuration de l'interface, la partie supérieure du barrage alors mobilisée impose sa déformée à l'ancrage. Le barrage ne peut alors pas être considéré comme un bloc rigide au déplacement uniforme. Cette hypothèse pourrait être une piste pour expliquer la dissymétrie observée dans les distributions de contraintes le long de l'ancrage (Figure 8). Elle doit être vérifiée par des modèles numériques modélisant plus fidèlement le comportement de l'interface béton-rocher.

Si cette hypothèse était avérée, le seul modèle analytique approchant l'effet de la mobilisation globale du barrage sur l'armature est la méthode en efforts. Elle a également l'avantage de proposer une approche intégrant la traction de l'interface béton-rocher. Cependant, l'impossibilité actuelle de suivre la mobilisation de l'ancrage sur toute sa longueur et/ou de considérer l'inclinaison de l'ancrage, voire sa déformée en cas de glissement à l'interface, rend les méthodes en déplacements et inspirée du calcul à la rupture complémentaires de cette approche structurelle.

6 CONCLUSIONS

Cette analyse compare un modèle numérique élémentaire à trois méthodes analytiques envisagées pour le dimensionnement d'un ancrage passif en renforcement de l'interface béton-rocher d'un barrage poids : calcul à la rupture, analyse en déplacements et analyse en efforts. Les trois méthodes analytiques restent complémentaires pour le dimensionnement d'une situation réelle dépassant le cadre de cette étude, en particulier avec un ancrage incliné ou une interface béton-rocher dilatante.

La modélisation numérique dans l'hypothèse d'interfaces adhérentes, sans introduction des sous-pressions ni fissuration, montre une dissymétrie de la mobilisation de l'ancrage de part et d'autre de l'interface, avec une mobilisation plus forte côté

barrage, notamment à haut niveau de réservoir amont. Elle induit une modification de l'allure de la déformée de l'armature au cours du remplissage. La prise en compte de la mobilisation du barrage selon le double mécanisme cisaillement - basculement évoque la méthode analytique en efforts. Cependant, celle-ci est limitée pour des études plus poussées, par exemple sur l'effet de groupe, par le non-suivi de la mobilisation tout au long de l'ancrage et l'impossibilité de considérer son inclinaison, modélisée notamment par la méthode en déplacements.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- Cerema (2017). *Protection contre les instabilités rocheuses : Dimensionnement et exécution des boulons*.
- CFBR (2012). *Recommandations pour la stabilité des barrages poids*.
- CFBR-GT (2020). *Recommandations sur la prise en compte des ancrages passifs pour la justification de la stabilité des barrages – Termes de référence du groupe technique*.
- CFBR-GT (2023). *Recommandations sur la prise en compte des ancrages passifs pour la justification de la stabilité des barrages – Synthèse du benchmark (analyse comparative) des méthodes de justification de l'apport des ancrages passifs*.
- Clouterre (1991). *Recommandations Clouterre 1991. Pour la conception, le calcul, l'exécution et le contrôle des soutènements réalisés par clouage des sols*, Presses de l'ENPC, Paris, France.
- Dight, P. (1985). The theoretical behaviour of full contact bolts subject to shear and tension, dans : *The role of rock mechanics in excavations for mining and civil works – ISRM*, Zacatecas, Mexico.
- Leclerc, M., Léger, P., Tinawi, R. (2003). Computer aided stability analysis of gravity dams – CADAM, *Advances in Engineering Software*, 34, pp.403-420, [https://doi.org/10.1016/S0965-9978\(03\)00040-1](https://doi.org/10.1016/S0965-9978(03)00040-1).
- Léger, P. et Stefan, L. (2010). Cracked section analysis of gravity dams including passive reinforcement and uplift pressures, *CDA 2010 Annual conference*, Niagara Falls, ON, Canada.
- Mouzannar, H. (2016). *Caractérisation de la résistance au cisaillement et comportement des interfaces entre béton et fondation rocheuse des structures hydrauliques*, Thèse de doctorat, Université de Lyon, Bron, France.
- Panet, M. (1987). Reinforcement of rock foundations and slopes by active or passive anchors, dans : *Sixth international congress on rock mechanics – Theme 2 Rock foundations and slopes*, Montreal, Canada, pp.1411-1424.
- Pellet, F. (1993). *Résistance et déformabilité des massifs rocheux stratifiés renforcés par ancrages passifs*, Thèse de doctorat, EPFL, Lausanne, Suisse.
- Salençon, J. (2002). *De l'élastoplasticité au calcul à la rupture*, Les éditions de l'École Polytechnique.
- Serratrice, J.F. (2011). *Calcul des ancrages passifs*, LRPC, Aix-en-Provence, France, Rep. 116000172.