

JUSTIFICATION DE LA STABILITE DES BARRAGES-POIDS : PRATIQUES ACTUELLES

Gravity dams stability assessment : current practices

Luc DEROO

ISL

deroo@isl.fr

MOTS CLEFS

Barrage-poids. Recommandations françaises. Accidentologie. Calculs de stabilité.

KEY WORDS

Gravity dams. French recommendations. Past accidents. Stability computations.

RÉSUMÉ

Le calcul standard des barrages-poids postule un fonctionnement en corps rigide, et un schéma de rupture strictement amont-aval sur des plans horizontaux. Cela permet des calculs d'une grande simplicité. L'histoire a montré la robustesse de ces calculs et des critères associés : les ruptures sont peu nombreuses, surtout depuis que les barrages-poids sont construits en béton. Pourtant, cette évaluation de la stabilité des barrages-poids cache de nombreuses subtilités. André Coyne écrivait ainsi en 1958, « Il est bien plus raisonnable d'assurer la résistance d'un ouvrage plutôt par ses formes que par son poids [...] pas de glissement ou de culbute possible [...] ».

Ces subtilités sont bien connues, depuis longtemps, mais restent difficiles à toujours bien appréhender. On peut citer en particulier les trois questions suivantes :

- Les ruptures passées se sont pour la plupart produites le long de surfaces de rupture différentes de celles utilisées dans le calcul standard. Le calcul standard est-il toujours bien adapté ?*
- Dans le calcul standard, le principal facteur d'incertitude réside dans l'évaluation des paramètres de résistance (cohésion, angle de frottement, voire résistance à la traction). Quelles sont les méthodes pour les évaluer au mieux ? Dans quelle mesure peut-on compter sur une résistance à la traction ?*
- Au séisme, la stabilité des barrages-poids est difficile à démontrer par le calcul. Le parc existant a pourtant bien résisté. Quelles sont les approches actuelles dans ce contexte ?*

L'exposé présente la méthode recommandée par le CFBR pour la Justification des barrages-poids et montre que ces méthodes sont analogues à celles adoptées presque partout dans le monde. Pourtant, le retour d'expérience (des accidents, des non-accidents, des essais de laboratoire, des méthodes de calcul) montre bien les limites de cette méthode, très prudente pour beaucoup de barrages, mais peut-être pas assez pour d'autres.

Entre autres choses, ce panorama met en évidence le fait que le comportement des barrages-poids est loin d'être uniforme : la hauteur des barrages, la géologie de la fondation, l'orientation des joints, la nature des matériaux constitutifs (maçonnerie, béton, BCR) amènent des différences fondamentales, dont les justifications doivent tenir compte. L'application du calcul standard, référence incontournable, doit être accompagné d'une expertise sur sa mise en œuvre et ses résultats. Et, lorsqu'il s'agit d'explorer les marges de sécurité ultimes, il n'est probablement pas très bien adapté.

ABSTRACT

The standard calculation of gravity dams considers a rigid-body analysis, and a strictly upstream-downstream failure surface on horizontal planes. This makes calculations very simple. History has shown the robustness of these calculations and the associated criteria: ruptures are rare, especially since gravity dams are built in concrete. However, this assessment of the stability of gravity dams hides many subtleties. André Coyne wrote in 1958, "It is much more reasonable to ensure the resistance of a structure by its shape rather than by its weight [...] impossible sliding or tilting [...]".

These subtleties have been well known for a long time, but are still difficult to entirely capture. In particular, the following three questions can be mentioned:

- Past failures have mostly occurred along failure surfaces different from those used in the standard calculation. Is the standard calculation always well adapted?*
- In the standard calculation, the main uncertainty factor is the evaluation of the resistance parameters (cohesion, angle of friction, or even tensile strength). What are the methods to best evaluate them? To what extent can we count on a tensile strength?*

- In case of an earthquake, the stability of gravity dams is difficult to demonstrate by calculation. However, the existing fleet has held up well. What are the current approaches in this context?

The paper presents the method recommended by the CFBR for the justification of gravity dams and shows that these methods are similar to those adopted almost everywhere in the world. However, the feedback from experience (accidents, non-accidents, laboratory tests, calculation methods) clearly shows the limits of this method, which is very conservative for many dams, but perhaps not enough for others.

Among other things, this panorama highlights the fact that the behaviour of gravity dams is far from uniform: the height of the dams, the geology of the foundation, the orientation of the joints, the nature of the constituent materials (masonry, concrete, RCC) lead to fundamental differences, which must be taken into account in the justification. The application of the standard calculation, an essential reference, must be accompanied by an expertise on its implementation and results. And when it comes to exploring ultimate safety margins, it is probably not very well suited.

1. INTRODUCTION

Cet article présente la méthode de calcul standard des barrages-poids, au sens des Recommandations de 2012 (chapitre 1). Y sont exposés les principes généraux de calcul, ainsi que des considérations sur les points-clé de la méthode. La méthode recommandée par le CFBR est celle qui est pratiquée, avec quelques variations de détails, dans le monde entier.

Pourtant, on peut constater que la méthode ne correspond pas tout à fait au retour d'expérience (chapitre 2) : retour d'expérience des accidents, des non accidents, des essais de laboratoire, et des méthodes d'ingénierie. Il y a sans doute une part importante de prudence la plupart du temps, mais pas pour tous les cas.

L'objet du chapitre 3 est d'explorer plus en détail les limites de la méthode standard, que ce soit en termes de méthodes de calcul, ou en termes d'évaluation des résistances mécaniques. Cette analyse est complétée au chapitre 4 par la question de la résistance au séisme.

Cet article concerne les barrages-poids classiques, en maçonnerie, béton cyclopéen, béton, BCR ou remblai dur. Il ne s'applique pas directement aux barrages-poids à profil variable (barrages à contreforts, barrages-poids évidés, barrages mobiles en rivière), même si les approches usuelles sont fondamentalement les mêmes. Il s'applique en théorie seulement aux barrages dont la crête est rectiligne, mais est régulièrement utilisé pour les barrages faiblement arqués lorsque cet effet d'arc n'est pas pris en compte pour optimiser les volumes de matière.

2. LE CALCUL STANDARD, SELON LES RECOMMANDATIONS DE 2012

2.1. Les Recommandations du CFBR

Les Recommandations du CFBR ([CFBR, 2012]) ont fait l'objet d'une première rédaction en 2006, et d'une version définitive en 2012. Sur le fond, si elles n'ont pas bouleversé les pratiques antérieures, elles ont permis d'homogénéiser les approches. Sur la forme, elles ont été écrites en utilisant le canevas des Eurocodes, ce qui a permis une clarification de la démarche, en quatre temps : définition des situations de projet, calcul des actions, évaluation des résistances, calcul des états-limites. Ces recommandations sont complétées par [DGPR, 2014] pour la justification au séisme.

2.2. Le principe de calcul

Le calcul standard des barrages-poids est un calcul en 2D. Trois vérifications sont habituellement faites :

- Vérification de la stabilité au glissement,
- Vérification de la maîtrise des fissures en parement amont,
- Vérification des contraintes maximales de compression.

Ces vérifications sont conduites le long de surface de calcul horizontales (1) sur toute la hauteur du barrage et (2) à l'interface entre le barrage et sa fondation. Le calcul « à l'interface » est censé représenter le comportement à plusieurs altitudes : dans le corps du barrage juste au dessus de l'interface / à l'interface proprement dite / dans la fondation juste en dessous de l'interface. Le cas échéant, un calcul est également conduit le long de surfaces spécifiques de faiblesse en fondation. La géométrie du barrage est représentée de manière simplifiée, notamment à l'interface avec la fondation.

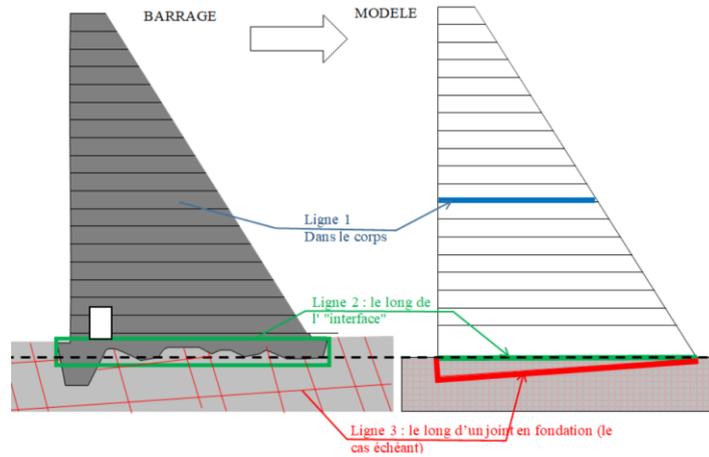


Figure 1 : Principe du calcul standard : évaluation des efforts et des contraintes le long d'une surface horizontale

Les principales actions à l'œuvre sont : le poids du barrage, la poussée de l'eau sur les parements amont et aval, et la résultante des pressions interstitielles. Historiquement, l'évaluation des efforts liés aux pressions interstitielles a beaucoup fait débat ; dans le calcul standard, un principe désormais largement admis est que les pressions interstitielles (dont l'intensité est calculée après abattement éventuel par le drainage) s'appliquent à 100% de la surface de calcul. D'autres efforts sont parfois à considérer : la poussée de la glace, les interactions avec des sédiments côté amont ou des sols côté aval.

S'y ajoutent les effets des séismes.

La résultante des efforts qui s'applique aux différentes surfaces horizontales de calcul est facile à déterminer (sauf pour le cas sismique, qui est discuté séparément, cf. §5). Cependant, connaître la résultante ne donne pas directement accès à la répartition des contraintes le long de ces surfaces. Pour cela, deux nouvelles hypothèses sont faites :

1/ le barrage se comporte comme un solide rigide indéformable ; c'est une simplification, comme l'illustrent les deux exemples de la Figure 2 extraits du dernier benchmark CIGB consacré aux calculs de stabilité des barrages-poids à crête rectiligne en 1999 [USCOLD, 1999].

2/ les matériaux du barrage et les matériaux de la fondation sont homogènes ; ce n'est pas toujours vrai, par exemple lorsque la fondation contient des alternances de marnes (souples) et de calcaire (rigide).

Sous ces deux hypothèses, la répartition des contraintes le long de la surface horizontale est linéaire.

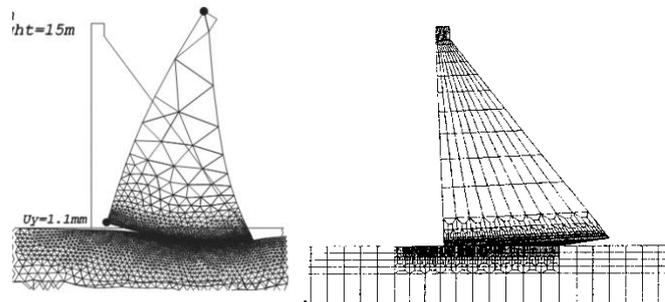
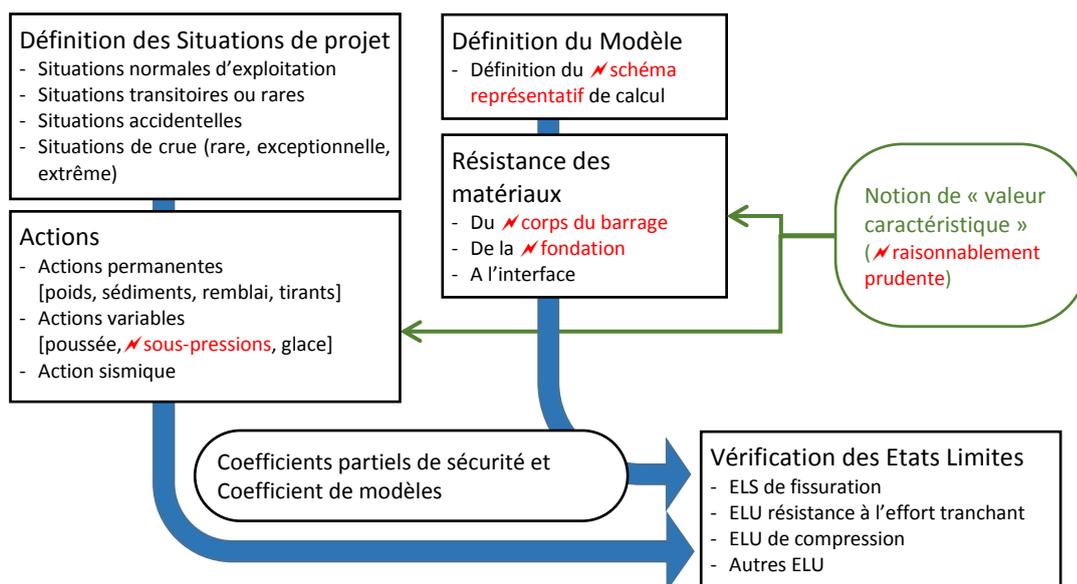


Figure 2 : les barrages-poids ne sont pas toujours des « corps rigides » : deux calculs présentés à [USCOLD 1999]

Quelques points saillants des Recommandations, ou de l'application des Recommandations, sont discutés ici.

2.3. Le canevas de justification

Le canevas de justification est illustré ci-dessous, avec la mise en exergue des principaux enjeux.



2.4. L'évaluation des actions

L'expérience montre que l'évaluation du poids du barrage n'est pas toujours facile, pour les barrages en maçonnerie ou en béton cyclopéen : il peut y avoir une tendance à sous-estimer le poids. En effet, le calcul d'une densité à partir du poids des carottes extraites est perturbé par la méthode de prélèvement et de conservation (cf. [Lapeyre, 2013]) : le carottage ne récupère pas toujours 100% du matériau ; les carottes peuvent perdre de la densité par assèchement. Enfin, dans l'évaluation « raisonnablement prudente » du poids du barrage, il ne faut pas considérer la densité des carottes les plus légères, mais bien la valeur moyenne des mesures, éventuellement un peu diminuée comme l'expliquent les Recommandations, §1.2.1.2. Au total, l'expérience montre de manière récurrente des études dans lesquelles le poids du barrage a pu être sous-estimé de 5 à 10%.

L'effet de l'eau sur les parements amont et aval ne pose pas de difficultés particulière. Deux points particuliers peuvent être mentionnés. 1/ Une montée du niveau d'eau aval a un impact défavorable sur la stabilité : jusqu'à des hauteurs d'eau significatives, l'effet stabilisateur apporté par la poussée sur le parement aval est moins fort que l'effet défavorable de l'augmentation des sous-pressions. 2/ En crue, une lame d'eau par-dessus un seuil déversant génère une pression hydrostatique amont supplémentaire, mais très peu de poids stabilisateur ; il peut même y avoir dépression sous la lame.

Le calcul des sous-pressions est le sujet le plus délicat. Les Recommandations mentionnent « Les incertitudes sur l'intensité de l'action des sous-pressions sont importantes et sont liées essentiellement aux propriétés intrinsèques du site, des matériaux et des dispositifs visant à réduire les sous-pressions (stratification de la roche de fondation, perméabilité des matériaux, qualité du voile d'injection, conception du système de drainage, etc.). Pour tenir compte de ces incertitudes, on adopte des hypothèses de répartition des sous-pressions plus ou moins sécuritaires, qui ont une influence considérable sur le dimensionnement global de l'ouvrage et sur sa sécurité. ». La méthode de calcul des sous-pressions est détaillée au §1.2.2.4 des Recommandations. Un point de vigilance : la prise en compte de l'ensemble des subtilités de calcul (altitude de la galerie de drainage, effet de la fissuration) fait que le calcul n'est pas trivial. Par ailleurs, les Recommandations proposent des valeurs guide pour la réduction des sous-pressions apportée par les dispositifs d'étanchéité et de drainage. Ces valeurs-guide sont bien ajustées, mais il importe de ne pas les appliquer aveuglément, pour diverses raisons exposées ci-dessous.

Pour ce qui concerne les fondations, un article de synthèse concernant le parc EDF ([Sausse, 2015]) dresse l'inventaire des facteurs qui influencent le régime des sous-pressions, et montre à quel point les piézométries sont variables, dans l'espace et dans le temps. Il montre aussi (cf. Figure 3) que, sauf exceptions, un profil triangulaire est bien la borne supérieure et que, pour la grande majorité des barrages, les niveaux piézométriques sont en-dessous des valeurs-guide « avec drainage » recommandées par le CFBR. Les résultats à l'échelle du parc EDF ne peuvent pas être directement extrapolés à l'ensemble des barrages-poids. Mais ils permettent de tirer deux conclusions :

- A l'échelle des 48 barrages examinés, les Recommandations du CFBR sont bien raisonnablement prudentes,
- Les pressions effectives sont souvent nettement plus basses : au-delà des nécessités de sûreté, il y a un intérêt économique à bien évaluer les pressions effectives, pour ne pas prendre en compte des sous-pressions trop élevées dans les calculs.

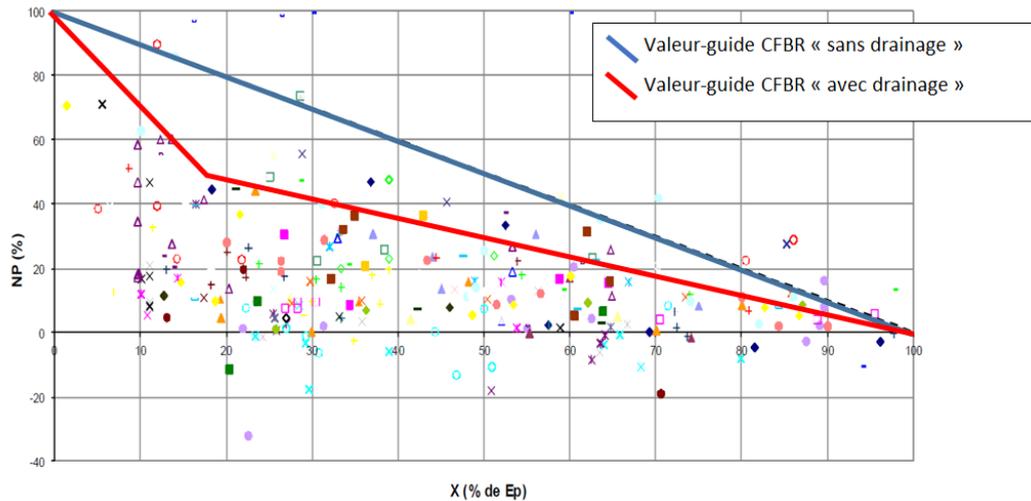


Figure 3 : les sous-pressions mesurées sur le parc EDF (données et illustration issues de [Sausse, 2015] et complétées) ; en abscisse distance au parement amont, en % de la longueur de la base ; en ordonnée niveau piézométrique, en % de (charge amont – charge aval supposée)

Sur ce sujet de l'évaluation des sous-pressions, les acquis du groupe de travail EURCOLD [Ruggeri, 2004] restent vrais, 15 ans après. Ce rapport conclut que la modélisation numérique ne permet pas d'évaluer les pressions en fondation. Il conclut également que l'on peut constater, sur un site donné, des variations spatiales importantes des sous-pressions. Ainsi, l'évaluation des sous-pressions à considérer dans les calculs résulte *nécessairement* de la combinaison des mesures sur site et d'une évaluation argumentée des conditions de circulation de l'eau en fondation et entre le barrage et la fondation.

Dans le corps du barrage, la situation dépend étroitement du type de matériau. Les pressions interstitielles sont un enjeu pour les barrages en maçonnerie et les barrages en béton de qualité moyenne ; mais pas pour les béton de haute qualité. *Dans le cas des barrages en maçonnerie*, la porosité est forte (typiquement 15-20% en moyenne et donc beaucoup plus dans le mortier) et connectée. L'histoire montre d'ailleurs que l'attention portée aux conditions de pression interstitielle doit être aussi grande que pour la fondation. Le régime de pression dépend beaucoup des dispositions de construction qui pilotent la perméabilité relative des parements (amont, aval) et d'un remplissage généralement moins ouvragé. Ce n'est pas le cas des *barrages en béton conventionnels* lorsqu'il n'y a pas de faiblesse constatée aux joints horizontaux. Pour ces ouvrages, des pressions moins fortes que celles proposées par le CFBR sont parfois retenues (Etats-Unis [USACE, 1995], Allemagne [Rissler, 1993], Rapport du groupe européen [EURCOLD, 2004]), au motif que le béton conventionnel est très peu perméable ; l'auscultation du corps des barrages en béton conventionnel est d'ailleurs rare. Le cas des *BCR* est, en théorie, intermédiaire et dépend du parti de construction : le cas « high paste » avec traitement systématique des joints se rapprocherait des BCV et le cas des BCR construits avec moins d'exigences ou de rigueur se rapprocherait des maçonneries.

2.5. La résistance des matériaux

Sauf calculs particuliers, la résistance est exprimée par sa valeur de pointe, et non par sa valeur résiduelle.

En fondation

La résistance de la fondation est largement influencée par l'orientation des plans de faiblesse de cette fondation. Les Recommandations du CFBR, et la pratique, distinguent d'ailleurs deux calculs :

- lorsque la surface de glissement étudiée n'est pas alignée sur une discontinuité, la résistance du rocher de fondation correspond à celle du massif rocheux « homogénéisé », et qui est habituellement caractérisé par les index de qualité de type RMR, GSI. La résistance du rocher est représentée par le modèle de Hoek : cf. première ligne du tableau ci-dessous.
- lorsque la surface de glissement est alignée sur une discontinuité, alors la résistance est celle qui peut être mobilisée le long de cette discontinuité. La formulation de Barton est généralement utilisée : cf. deuxième ligne du tableau ci-dessous.

Le critère de Hoek et Barton : formules	Quelques commentaires
<p>Pour la résistance du massif rocheux, lorsqu'il est suffisamment fracturé pour être isotrope et « homogénéisable »</p> $\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} \left(m_b \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^a$ <p>Les paramètres physiques à mesurer sont : σ_{ci}, la résistance à la compression de l'échantillon intact GSI, qui caractérise l'état de fracturation m_i, pour la nature du rocher D, pour la dégradation générée par les travaux d'excavation Ils permettent de déterminer σ_{ci}, m_b, s et a.</p>	<p>Méthode mise au point progressivement (1970-2003) par Hoek et des collègues : d'abord à partir d'études théoriques et des essais sur modèles ; puis en croisant avec des observations in situ sur de nombreux cas (carrières, tunnels).</p> <p>C'est une approche :</p> <ul style="list-style-type: none"> simplificatrice (tout massif rocheux, incluant ses hétérogénéités, est représenté par une formule universelle à 3 paramètres) subjective (pour un même massif rocheux, l'appréciation du GSI par l'observateur peut largement varier) <p>mais on ne sait pas faire mieux. C'est le meilleur « pont » disponible entre l'appréciation géologique et le calcul de l'ingénieur.</p>
<p>Pour la résistance au cisaillement le long de joints</p> $\tau = \sigma_n \tan(\varphi_b + JRC \log_{10}(\frac{JCS}{\sigma_n}))$ <p>Les paramètres physiques à mesurer sont :</p> <ul style="list-style-type: none"> φ_b, l'angle de frottement de base (à remplacer par φ_r pour être parfaitement conforme, cf. 4.1.1) JRC le coefficient de rugosité JCS la résistance à la compression de l'échantillon intact 	<p>Méthode mise au point progressivement par Barton (depuis 1971, première présentation de sa thèse, à Nancy) : à partir d'essais de laboratoire, puis en incorporant progressivement les effets d'échelle.</p> <p>C'est une approche bien calibrée à l'échelle de l'échantillon de laboratoire, et pour le passage à plus grande échelle lorsque les seules aspérités sont celles de l'échantillon de laboratoire. Un abaque est donné pour intégrer (ou ajouter ?) les aspérités de grande extension ; selon [Barton 2014], cela n'a cependant pas encore été suffisamment étudié.</p> <p>φ_b et JRC sont difficiles à apprécier, car le lien entre l'essai de labo (petite échelle, échantillons spécifique) et le comportement du joint sur site (à grande échelle, avec remplissage) n'est pas direct</p>

Ces formules, très utiles, comportent une grande part d'appréciation dans le choix des paramètres. Pour les utiliser correctement, les Recommandations du CFBR sont explicites (§2.2.1 et 2.2.2) : l'établissement d'un modèle géologique doit précéder le modèle mécanique, ce modèle mécanique doit être basé sur des reconnaissances suffisantes, et mobiliser l'expertise géologique.

Le long des joints de construction des barrages en béton

Les Recommandations du CFBR donnent des indications concernant la résistance le long des **joints de reprise des barrages en béton conventionnel**. Les valeurs fournies résultent de la compilation de résultats d'essais statiques sur des barrages en service (EURCOLD, 2004). La transposition n'est pas immédiate pour les barrages en béton souffrant de pathologies (alcali-réaction, RSI, altération par effets thermiques ou gel-dégel), et pour la résistance sous charges dynamiques (séisme). Les Recommandations reflètent les résultats obtenus sur des essais relativement peu nombreux, mais concordants. La résistance de pic est toujours très élevée y compris pour la traction, la résistance résiduelle sur joints non liés est toujours sensiblement supérieure à $[c=0, \varphi=45^\circ]$.

Concernant le **BCR**, les Recommandations proposent de retenir systématiquement un angle de frottement caractéristique de 45° . La différence entre Reprises froides sans traitement, Reprises froides traitées et « BCR élaborés » intervient dans les valeurs de cohésion (de 0 à 2 MPa) et de résistance à la traction (de 0 à 0,5 MPa).

Dans la maçonnerie (et le béton cyclopéen)

Les Recommandations du CFBR sont prudentes s'agissant de la maçonnerie (et du béton cyclopéen), et ne fournissent pas de valeurs-guide. Cette prudence est doublement justifiée : d'une part, la littérature est beaucoup moins riche en données de synthèse ; d'autre part, la résistance mécanique de la maçonnerie dépend étroitement du type de mortier utilisé (avec de grandes variations dans la composition des chaux et ciments utilisés) et de la qualité de réalisation. Des reconnaissances et le jugement d'expert sont recommandés.

2.6. Maîtrise des fissures en parement amont

Les Recommandations considèrent la maîtrise de la fissuration en parement amont sous deux angles. D'abord comme un *Etat-Limite de Service* : un critère de limitation d'ouverture est fixé, indépendamment des conséquences éventuelles de cette fissuration sur la stabilité du barrage. Puis comme un élément déterminant de l'*Etat Limite Ultime* de résistance à l'effort tranchant : le long de la fissure éventuelle, il y a propagation de la pleine pression, et il y a perte de la résistance de pic.

La contrainte en parement amont, puis l'éventuelle longueur de la fissure sont calculées de manière théorique, dans l'hypothèse du « solide indéformable ». Ainsi, les Recommandations utilisent des critères basés sur un calcul qui ne correspond pas à la réalité du comportement – et qui peut dans certains cas s'en éloigner significativement (cf. discussion au §4.2.4). Et pourtant, ça marche ... (cf. §1.4).

2.7. Résistance au glissement

Le calcul est un calcul d'équilibre des efforts : $C \cdot L' + N' \cdot \tan \varphi > T$. La résistance (cohésion multipliée par longueur non fissurée + effort normal (poids diminué des sous pressions) multiplié par le frottement) doit être supérieure à la sollicitation. Le principe des Recommandations est de faire ce calcul pour la **résistance de pic**, et d'intégrer des facteurs de sécurité pour garantir que l'on se situe assez loin du pic. La résistance résiduelle n'est utilisée que lorsqu'il y a eu fissuration préalable.

Les Recommandations soulignent un des pièges du calcul : dans les **fondations hétérogènes**, une réflexion est nécessaire pour **combinaison des résistances des différentes formations**, par exemple une alternance de marnes et de calcaire (cf. exemple 3, du §2.1.2 des Recommandations). En effet, lorsque les modules d'élasticité des différentes formations sont sensiblement différents, alors les hypothèses simplificatrices sont mises en défaut : les parties raides de la fondation sont plus sollicitées que les parties souples. Pour cette raison, la résistance de pic peut ne pas être disponible sur toute la surface (cf. §4.2.3 pour une discussion sur ce sujet).

2.8. Note sur la Cote de Danger

Les calculs de stabilité des Recommandations permettent de contribuer à l'évaluation de la Cote de Danger, en calculant la plus petite cote de retenue pour laquelle au moins un critère de stabilité n'est plus respecté. Les précautions suivantes doivent être prises dans la conduite des calculs et leur interprétation :

- Pour les cotes « extrêmes » de retenue, il peut y avoir modification de la géométrie de calcul, par érosion à l'aval du barrage (déversements par-dessus la crête, débordement de l'évacuateur ou de sa restitution)
- Pour les cotes « extrêmes » de retenue, il peut y avoir modification des régimes de pressions interstitielles, par exemple par envahissement du réseau de drainage.

A la Cote de Danger ainsi calculée, il subsiste théoriquement quelques marges pour la stabilité globale du barrage, en raison de l'utilisation des valeurs caractéristiques pour les actions et les résistances.

2.9. Les coefficients de sécurité

Il y a une forme de consensus mondial sur la méthode de calcul des barrages-poids, par la méthode standard d'un calcul 2D de type corps rigide. Mais il n'y a pas d'uniformité dans le détail de la mise en œuvre de ces calculs ; et par exemple dans les critères de sécurité à retenir. Quelques exemples sont donnés par le tableau ci-dessous.

Tableau 1 : Quelques standards concernant les coefficients de sécurité pour les calculs de stabilité des barrage-poids

	Ouverture de fissure en pied amont			Résistance à l'effort tranchant		
	Normal	Rare	Accidentel	Normal	Rare	Accidentel
France (2012)	Pas de fissure ; Coef sur Rt : 3	Fissure < 25%base Coef sur Rt : 3	Pas de critère ; Coef sur Rt : 1	c : 3 φ : 1,5	c : 2 φ : 1,2	c : 1 φ : 1
USACE(1995)	Résultante dans le tiers central	Résultante dans la moitié centrale	Résultante passe par la base	c : 2 φ : 2	c : 1,7 φ : 1,7	c : 1,3 φ : 1,3
Suisse (2017)	Résultante dans le tiers central	Résultante dans les 2/3 centraux	Résultante passe par la base	c : 3 φ : 1,5	c : 2 φ : 1,3	c : 1,1 φ : 1,1
USBR (1976)	Compression minimum > $p \cdot u - ft/SF$; u la pression hydrostatique, $p = 1$ sans drains et 0,4 avec drains, ft résistance à la traction, SF = 1 à 3 selon les cas			c, φ : 3	c, φ : 2	c, φ : 1
HydroQuébec (2003)	– sur résistance de pointe (avec / sans essais) – sur résistance résiduelle ($c \sim 0$, $\varphi = 45^\circ$, $R_t = 0$)			c, φ : 2 ou 3 c, φ : 1,5	c, φ : 1,5 ou 2 c, φ : 1,3	c, φ : 1,1 ou 1,3 c, φ : 1,0
Allemagne (1992)	– corps du barrage et interface – sur joint en fondation			c, φ : 1,5 c, φ : 2	c, φ : 1,3 c, φ : 1,5	c, φ : 1,2 c, φ : 1,2

La question de l'**ouverture de fissure en pied amont** est traitée de manière variable. En France, il s'agit essentiellement d'un ELS (Etat Limite de Service : limitation de l'ouverture de fissure, indépendamment des éventuelles conséquences ; pas de vérification en situation accidentelle). Ailleurs, le critère est une combinaison d'ELS (pas de traction en pied amont pour la situation normale) et d'ELU (pas de basculement en situation accidentelle). In fine, elles se rejoignent cependant sur un critère essentiel : en situation normale d'exploitation, sauf justifications particulièrement approfondies, on ne doit pas avoir de contrainte effective de traction sur le pied amont à l'interface entre le barrage et la fondation (ce qui correspond au critère strict de M. Lévy). Exception notable : le critère USBR, plus souple, et qui est à l'origine de la géométrie très tendue du barrage Upper Stillwater.

Les coefficients de sécurité vis-à-vis de la **résistance à l'effort tranchant** varient substantiellement. Même lorsqu'ils sont apparemment concordants, c'est trompeur : les calculs selon les Recommandations françaises sont faites avec la résistance de pic ; les calculs selon les règles suisses sont faites avec les résistances résiduelles ... En réalité, la comparaison est délicate : on ne peut pas dissocier les coefficients de sécurité utilisés des méthodes et pratiques mises en œuvre pour évaluer la cohésion et l'angle de frottement (valeur de pic ou résiduelle ? valeur moyenne ou caractéristique ? avec mesures ou par expertise ?).

Si les règles diffèrent beaucoup dans leur formulation, elles se rejoignent en fait sur deux points clés. 1/ Continuité avec le retour d'expérience du passé : un barrage en maçonnerie sur de bonnes fondations est stable pour un fruit aval de l'ordre de 0,8H/1V. 2/ Exigence de type « Maurice Lévy » : en situation normale d'exploitation, sauf justifications approfondies, on ne doit pas avoir de traction effective en parement amont (exception : USBR).

2.10. Le succès de la méthode

La méthode de calcul recommandée par le CFBR est pratiquée dans le monde entier. Le succès de la méthode tient à deux raisons. D'une part, elle est très simple d'utilisation. D'autre part, elle donne des résultats convaincants : les barrages-poids qui respectent les critères ont – sauf très rares exceptions – bien tenu ; a contrario, des barrages aux profils plus mince ont connu des problèmes et quelques ruptures.

Dans ce contexte, est-ce qu'il y a lieu de poursuivre les discussions sur la ou les méthodes de calcul de la stabilité des barrages-poids ? De l'avis de l'auteur, oui. Pour au moins les raisons suivantes :

- Le comportement et les ruptures passées ne paraissent pas toujours correspondre au calcul standard ; le calcul standard est-il toujours bien adapté ? Que peut-on dire de ses limites ?
- Dans le calcul standard, le principal facteur d'incertitude réside dans l'évaluation des paramètres de résistance (cohésion, angle de frottement, voire résistance à la traction). Quelles sont les méthodes pour les évaluer au mieux ? Dans quelle mesure peut-on compter sur une résistance à la traction ?
- Au séisme, la stabilité des barrages-poids est difficile à démontrer par le calcul. Le parc existant a pourtant bien résisté. Quelles sont les approches actuelles dans ce contexte ?

Le §2 aborde les deux premiers sujets, en examinant les mécanismes de rupture et de résistance (hors séismes), à travers quatre retours d'expérience : les accidents, les non-accidents, les essais, les approches d'ingénierie .

3. LE(S) MECANISME(S) DE RUPTURE & DE RESISTANCE – HORS SEISME

3.1. Retour d'expérience de l'accidentologie

3.1.1. Le cas du barrage de Bouzey

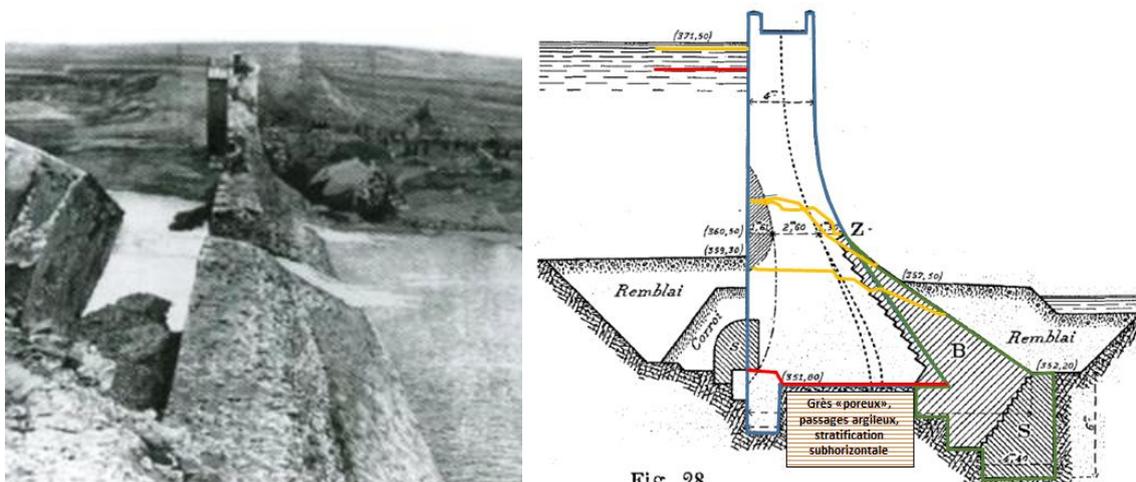


Figure 4 : gauche : le barrage après la deuxième rupture ; droite ; surfaces des deux ruptures tracées sur le profil conforté

Le barrage de Bouzey a connu deux ruptures. La première rupture se produit sur le profil de construction initial, avec fracturation du mur de garde, puis glissement sur la fondation, arrêté par mise en butée du remblai aval (déplacement de 34 cm). La deuxième rupture se produit sur le profil conforté, par fracturation de la maçonnerie.

Ce double accident est intéressant à de nombreux égards. D'abord, il s'agit de l'accident fondateur de la doctrine actuelle concernant les barrages-poids, et établie par Maurice Lévy en 1895 : les sous-pressions s'appliquent sur toute la surface de calcul, et la sécurité est obtenue en garantissant que la contrainte totale amont reste supérieure à la pression de l'eau, sur toute la hauteur du barrage. Ensuite, l'accident lui-même illustre quelques traits importants du comportement :

- Lors de la première rupture, le mur de garde fissure, et sa double fonction (étanchéité / stabilité) est perdue. Cela rejoint la question des contrastes de rigidité en fondation : il y a eu concentration des contraintes de cisaillement à l'interface avec le mur de garde, qui a cédé.
- La première rupture se produit sur des grès à joints argileux, avec pendage subhorizontal : c'est la configuration de fondation la plus accidentogène ([Deroo, 2011])
- La deuxième rupture, dans les maçonneries, se produit le long d'une surface plongeante vers l'aval, résultat régulièrement mis en évidence et déjà calculé par Pigeaud en 1923 (cf. §4.2.1).

3.1.2. Le cas du barrage de Camara

La rupture du barrage en BCR s'est produite au premier remplissage, avec une charge d'eau encore loin de la cote de retenue normale.

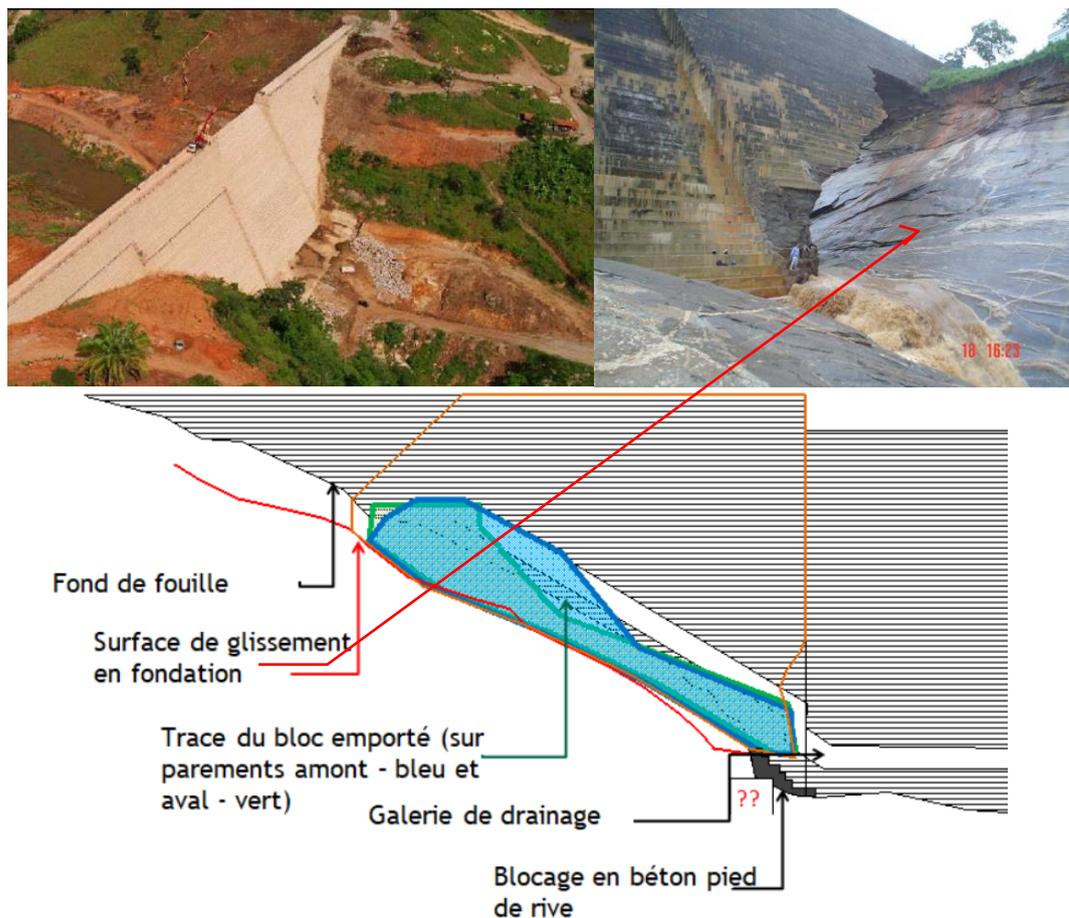


Figure 5 : rupture du barrage de Camara

Cet accident a une importance particulière : c'est la seule rupture d'un barrage-poids en béton, de profil standard (0.8H1V). La cause de la rupture a été généralement attribuée à la présence d'un plan de glissement au sein du rocher (granite-gneiss), à quelques mètres sous la cote de fondation du barrage, mais le mécanisme n'a pas fait l'objet de contre-calculs 3D alors que les mécanismes sont manifestement 3D. Ainsi, les leçons de la rupture restent à entièrement élucider. L'étude des documents publics disponibles permet de tracer quelques pistes [Deroo, 2013]:

- Un lieu commun : le suivi du premier remplissage (surveillance, auscultation) est essentiel ; le Maître d'Ouvrage a été condamné pour ne pas avoir garanti ce suivi « alors même que des indices sérieux de défauts étaient observés », en particulier des fuites importantes
- La stabilité des plots de rive pose problème, lorsqu'il existe un plan de faiblesse en fondation
- La surface de rupture a suivi les particularités géométriques du barrage : la galerie de drainage, et son puits vertical entre plot central et plot de rive. Ces particularités ont pu être un facteur d'initiation de la fracturation.

3.1.3. Synthèse de l'accidentologie

La synthèse des ruptures suffisamment documentées met en évidence le fait que les accidents ne se sont produits que dans des circonstances spécifiques :

- Des cas pour lesquels les conditions de fondation n'étaient pas appropriées : Puentes et ElWha (fondation meuble),
- Des fondations rocheuses avec alternance de grès et intercalations de roches argileuses (marnes, argilites, siltites), à pendage subhorizontal : Tigra, Austin, Bouzey I
- La rupture de plots de rive le long d'une surface inclinée, globalement parallèle à la rive, et profitant d'un plan de faiblesse en fondation (Camara, Xuriguera, Cheurfas I, Saint-Francis)
- Des ruptures dans le corps de la maçonnerie, pour des barrages trop minces ; avec dans tous les cas une fissure plongeante.
- Une rupture en submersion (Zerbino) : surcharge du barrage et affouillement aval.

3.2. REX des non accidents

Le retour d'expérience des non accidents montre que des barrages-poids ont résisté à des sollicitations sensiblement au-delà de ce qu'autorisent les méthodes de calcul et coefficients de sécurité autorisés.

3.2.1. Surverses importantes



Figure 6 : surverses des barrages de La Rouvière (photo Wikibardig), Chute Garneau [Nguyen, 2011], Ho-Ho (@DTINews)

Plusieurs barrages-poids ont connu des surverses importantes et non prévues par la conception. Par exemple : le barrage de la Rouvière (France, 2002, surverse de l'ordre de 1 m au-dessus de la crête), les barrages de la rivière Chicoutimi lors de la crue de Saguenay (Québec, 1996, surverses de 2 à 3 m), le barrage de Ho-Ho (Vietnam, 2010, surverse de 1,70 m). En fait, une seule rupture par surverse est rapportée : celle du barrage de Zerbino.

3.2.2. Pousée de la glace

La poussée de la glace (plus précisément : la poussée occasionnée par la dilatation d'une couche de glace qui se réchauffe) n'a généralement pas été prise en compte à la conception. La littérature donne des indications discordantes sur l'amplitude de cette poussée ; avec 150 kN/m^2 , les recommandations du CFBR correspondent à la partie basse de la littérature. La poussée de la glace peut avoir des effets significatifs. Typiquement, pour une retenue exposée à un englacement significatif (poussée de 150 kN/m) : à 5 m sous la cote de RN, la poussée de la glace double l'effort tranchant et multiplie par quatre le moment de flexion exercés par la poussée de l'eau ; cela suffit pour provoquer des contraintes de traction en parement amont.

Aucune rupture ni accident causé par la poussée de la glace n'est pourtant mentionnée dans la littérature (sauf peut-être Bouzey, qui a connu un hiver inhabituellement froid quelques semaines avant la deuxième rupture).

Une des raisons tient au mode de calcul standard : sous la poussée de la glace, le barrage peut basculer et fléchir ce qui tend à diminuer la poussée elle-même. Une autre raison est sans doute que la résistance des matériaux du corps des barrages est meilleure que ce qui est habituellement retenu dans les calculs.

3.2.3. Barrages minces

La rupture du barrage de Bouzey est intervenue alors que de nombreux barrages en maçonnerie avaient été construits, ou étaient en construction. Ce parc des barrages anciens n'a été que partiellement conforté : il a subsisté, pendant de nombreuses décennies, et encore aujourd'hui, des barrages qui sont « trop minces » à l'aune des méthodes actuelles de calcul.

C'est par exemple le cas de nombreux barrages du massif central (Ternay, Gouffre d'Enfer, La Rive, Pas du Riot, Vérut, Echapre), dont le recalcul indique qu'ils pourraient être trop minces sous la crête en raison de leur profil concave, ou trop minces sur la fondation ; plusieurs de ces barrages ont d'ailleurs été confortés ou font l'objet de projets de confortement. Et il y a deux facteurs aggravants : les mesures de densité des maçonneries semblent donner des valeurs plus basses que les valeurs de calcul considérées à l'origine ; si l'on considère la possibilité de surfaces de glissement plongeantes, les résultats des calculs sont encore moins bons.

Comment alors expliquer que ces barrages aient tenu ? Plusieurs raisons peuvent être avancées. 1/ Une bonne qualité des maçonneries et de très bonnes fondations : la résistance effective est sans doute meilleure que les hypothèses standards. 2/ Une maçonnerie parfois plus drainante que la fondation : dans plusieurs cas, les sous-pressions peuvent rester élevées dans les fissures fines de la fondation, mais se dissipent dans le corps du barrage. 3/ La légère courbure en plan, qui tend à maintenir le parement amont en compression, y compris en cas de refroidissement hivernal de la partie haute du barrage. Sans fissures verticales traversantes, il y a moins d'infiltration d'eau, et il y a monolithisme de la structure dans le sens rive à rive. On remarque que les ces diverses conditions ne valaient pas pour Bouzey.

3.3. REX des essais

Des essais de résistance des bétons conventionnels et de l'interface béton conventionnel - rocher ont été pratiqués à de nombreuses reprises. Une synthèse en a été faite par le Club Européen relatif aux barrages-poids [EURCOLD, 2004]. Les résistances de pic mesurées sont sensiblement supérieures aux valeurs guide recommandées par le CFBR. Les essais plus récents, en provenance du Canada [Nguyen, 2011] puis dernièrement, par les travaux du groupe de travail EDF consacré à ce sujet (deux thèses, synthétisées par [Coubard, 2018], confirment cette tendance.

Quelques chiffres synthétisent ces résultats, pour le contact béton-béton et le contact rocher-béton :

Tableau 2 : Barrage-poids en béton conventionnel, Mesures de résistances aux interfaces

Réf.	Ouvrages	Eprouvette	Rt_pic	C_pic	φ _pic	φ _rés (*)
EPRI (USA)	17 barrages, en service	Carottes	BB : 80-90% (moy) BR : 0,3 – 1,3 MPa	BB : 1 MPa (car) BR : 0,3 MPa – 1 MPa (0 pour marnes) (car)	BB : 57° (car) BR : 53-68 (car)	BB : 48° (car) BR : 13-32° (car)
Pacelli et al. (Brésil)	6 barrages pendant travaux	Reconstituée 50 / 1600 cm ²	BB_st : 40-80% BB_t : 50-100%	Rcis : BB_st : 40% (moy ?) BB_t : 50-100% (moy)		
Forrest , Bishoff (USA)	Synthèse essais différentes sources		BB_st : 30-80% BB_t : 50-100%			
Lo et al. (Canada 1994)	30 barrages en service	Carottes	BR : 0,2 – 2,6 MPa	BR : 2,2 MPa (moy ?)	BR : 62°(moy ?)	BR : 32-39° (moy ?)
Hydro-Québec (2011)	6 barrages en service	Carottes avec interfaces non liées			BB : 55-65° BR : 43-55°	BB : 42-55° BR : 39-52°
EDF	Essais labo granite, gneiss, calcaire	Reconstituée 50 / 300 / 15000 cm ²	BR 0,3 – 0,5 MPa si propre et collé BR 0,15-0,23 MPa si sale	BR : 0,6 à 2,5 MPa	BR : 45 à 60°	

Rt_pic : résistance à la traction de pic, *c_pic* : cohésion de pic, φ : angle de frottement (de pic ou résiduel), BR : contact béton-rocher ; BB : reprise béton-béton ; % : résultat exprimé en % de la résistance dans la masse du béton ; moy : valeur moyenne ; car : valeur caractéristique. (*): Attention : la notion de φ _rés peut varier : pour certains auteurs : résistance observée après un grand déplacement ; pour d'autres : résistance de pic sur joint non lié.

3.4. Méthodes d'ingénierie

3.4.1. Le développement progressif du « modèle standard »

Sur notre continent, les barrages-poids en maçonnerie, sont plutôt une tradition de l'Europe du Sud. En Europe du Nord, les barrages anciens ont généralement été construits en remblai. On peut y voir un résultat culturel (l'influence romaine) ... ou de géographie physique (le besoin de passer des crues méditerranéennes).

Le premier modèle de calcul des barrages-poids est publié en 1853 par de Sazilly. Le calcul utilise un critère en contrainte maximale de compression, choisie à 0,6 MPa. Une vérification au glissement / basculement est faite dans un deuxième temps, notamment pour le glissement sur la fondation. Delocre a mis en pratique ces critères pour la conception et la construction du barrage de Gouffre d'Enfer (1866), record du monde et ouvrage de référence pendant plusieurs décennies, avec 55 m de hauteur.

Rankine s'appuie sur les travaux de Sazilly et Delocre et les prolonge, en 1872, essentiellement dans deux directions : un critère plus élevé de résistance en compression (1 MPa) et un critère de contrainte totale positive en parement amont. Avec l'augmentation de la compression maximale autorisée, les profils des barrages en maçonneries s'amincissent.

Maurice Lévy publie ses conclusions en 1895, après l'accident de Bouzey. Il introduit l'idée du calcul des sections selon les principes de la résistance des matériaux ; il précise que les calculs doivent tenir compte de la sous-pression s'appliquant sur 100% de toute surface de calcul, et retient une pression hydraulique linéairement décroissante entre le parement amont et le parement aval. Il retient deux critères : un critère de stabilité au glissement le long des plans horizontaux, et un critère de contrainte positive en parement amont. C'est cette méthode de calcul qui conduit à retenir une section triangulaire pour les barrages poids. C'est cette méthode, plus que centenaire, qui est utilisée dans les recommandations du CFBR.

La circulaire ministérielle de 1923 introduit le principe d'un calcul des contraintes dans les barrages-poids par la théorie de l'élasticité. Cette méthode permet de calculer les contraintes en tout point du barrage triangulaire, en postulant une géométrie 2D « homothétique » (i.e. de hauteur « infinie » : les variations du champ de contraintes à proximité de la fondation ne sont pas traitées). Notons que cette méthode, aujourd'hui oubliée, figure toujours dans les recommandations de l'USBR (1976), et qu'elle permet de retrouver les contraintes principales et la géométrie de la ligne de rupture de Bouzey. Elle est cependant plus difficile à mettre en œuvre que la méthode de Lévy et, dans la pratique, conduit aux mêmes valeurs de contraintes le long des surfaces horizontales.

Hoffman ajoute un autre critère, en 1928. Il s'agit d'un critère en propagation de fissure, qui s'écrit $\frac{\partial \sigma}{\partial l} \leq 0$, avec σ la contrainte normale à la fissure (tractions positives) et l la longueur de fissure. En fond de fissure (de longueur l), la condition est satisfaite si une augmentation de la longueur de fissure conduit à une diminution de la contrainte. C'est un critère de « non-fragilité » : si une fissure est amorcée, alors elle a une tendance à se stabiliser. Ce critère n'est que rarement considéré de nos jours.

Les critères inspirés de Maurice Lévy ont été progressivement adoptés dans le monde entier : calcul en corps rigide, pleine application des sous-pressions. Il est intéressant de souligner que cela n'a pas été sans débats ; ainsi, en Allemagne, les méthodes de calcul de Intze (pas de sous-pression : la conception doit assurer étanchéité amont et drainage immédiatement en arrière) et Lieckfeldt/Link (on admet l'ouverture de la fissure amont y compris en situation normale, et on vérifie la stabilité sur la partie non fissurée) n'ont été abandonnées qu'en 1966 et 1992.

En parallèle, la sollicitation maximale admise en compression a été progressivement augmentée, et n'est généralement plus dimensionnante.

L'adoption des critères et méthodes de calcul de Maurice Lévy laissent cependant plusieurs questions en suspens, notamment : prise en compte des effets du drainage, calculs au séisme, coefficients de sécurité sur c et ϕ dans les différentes situations de crue et de séisme. En France, une tradition s'est installée avec les critères généraux suivants : prise en compte du drainage dans les calculs par un coefficient de rabatement des sous-pressions (au cas par cas) ; critère de stabilité : $H/V < 0,75$ pour la situation normale d'exploitation.

Les Recommandations provisoires de 2010 ont été motivé par le constat d'une hétérogénéité des pratiques entre les différents intervenants. La confrontation des pratiques et l'effort de synthèse ont été l'occasion d'une clarification de l'utilisation du modèle standard, et de la sélection de facteurs de sécurité. Elles ont limité le critères strict de Lévy à la seule situation normale d'exploitation et introduit la possibilité d'une fissuration du parement amont pour les situations rares et accidentelles. Les Recommandations de 2012 consacrent le passage en version définitive du rapport de 2010, en l'étoffant sur certains sujets.

3.4.2. Au-delà du modèle standard : modélisation numérique

Des approches par modélisation numérique ont été entreprises, avec plusieurs objectifs. Dans certains cas, il s'est agi de prendre en compte les effets 3D, dans des vallées suffisamment étroites ou lorsque le barrage est suffisamment arqué pour générer des contraintes d'arc significatives, et diminuer les sollicitations d'effort tranchant amont-aval à la base des plots. Dans d'autres cas, le but était de mieux prendre en compte le comportement du barrage et de la fondation : déformabilité des matériaux, couplage hydro-mécanique (milieux poreux), comportement non linéaire post-fissuration.

En France, la thèse de Bertrand Fauchet [Fauchet, 1991] a été une étape marquante. Un modèle aux éléments finis a pris en compte le couplage poro-mécanique sur modèle non linéaire, intégrant donc le développement de la fissuration. Le modèle a été appliqué au barrage en maçonnerie de Ternay. Les résultats sont sensiblement plus convaincants que le modèle standard : prise en compte de la dissipation des pressions interstitielles (pas de pleine pression dans la fissure), mise en évidence du rôle de la résistance à la traction ; les calculs concluent au développement de la fissuration sur surfaces plongeantes, comme dans le retour d'expérience des accidents de barrages en maçonnerie. Ce modèle n'a pourtant pas été beaucoup utilisé ; probablement en raison de la difficulté qu'il y a à caler/valider les paramètres relatifs au comportement poro-plastique des maçonneries.

En 1999, le workshop CIGB de Denver a exploré les capacités des modèles numériques à pousser les calculs des barrages en béton jusqu'à la rupture. La question posée était celle de la détermination de la cote de danger (« Imminent Failure Flood ») d'un barrage en béton fondé au rocher, en considérant un seul mécanisme de rupture : la fissuration au contact béton/fondation. Les conclusions du workshop n'ont pas été encourageantes. Les différentes équipes sont arrivées à des résultats sensiblement différents, et ce pour au moins trois raisons : le détail des lois de comportement de la zone fissurée, l'intégration des pressions interstitielles dans la fissure, des problèmes de convergence numérique.

Des progrès ont été faits ces dernières années dans différents domaines de la modélisation numérique des barrages-poids : modèles thermo-mécaniques pour le calcul des températures et contraintes de construction, modèles de comportement au séisme mieux calés (cf. §5), modèles numériques non linéaires pour les bétons fissurés – développés et utilisés pour les barrages voûtes, mais applicables aux barrages-poids en béton.

Ces progrès récents n'ont cependant pas permis de progresser dans la question de la résistance ultime des barrages-poids, et n'ont que très peu exploré la question des barrages en maçonnerie. Ainsi, aujourd'hui, le modèle de référence pour le calcul des barrages-poids demeure le modèle standard, dont les principales hypothèses ont été établies il y a plus d'un siècle. Et il reste difficile d'apprécier les marges de sécurité de ce modèle standard.

3.5. Les calculs sont-ils trop prudents ?

Pour la situation classique d'un barrage en béton sur de bonnes fondations, les calculs contiennent des marges de sécurité. Cela est démontré par une série de facteurs convergents :

- Le REX des accidents : pas une seule rupture de barrage en béton sur bonne fondation
- Le REX des non accidents : de nombreux barrages ont subi des sollicitations sensiblement supérieures à celles qui ont été prises en considération dans les calculs, sans dommages.
- Le comportement historique de plusieurs barrages qui ont tenu avec un parement amont vertical et un fruit aval raide (par exemple : Upper Stillwater : 9 m en crête, pente moyenne du parement aval 0,53H/1V, 87 m de hauteur).
- Les résultats des essais sur la résistance sur les joints en béton et à l'interface entre le béton et le rocher

La prudence provient :

- De l'histoire de la construction. Nous sommes passés des barrages en maçonnerie (densité généralement de l'ordre de 2,1 à 2,3 ; mortier de qualité variable, ce qui limite la résistance à la traction) aux barrages en béton (densité plutôt de l'ordre de 2,4 ; résistance significative à la traction, notamment en dehors des joints). Et cette transition s'est faite le plus souvent sans raidir les parements des barrages.
- Des valeurs traditionnellement retenues pour R_t , c et φ : des valeurs plutôt basses. Ces valeurs plutôt basses ont été choisies par prudence, et en cohérence avec les profils-type retenus (le choix des profils types a précédé le choix des valeurs caractéristiques de calcul). Et aujourd'hui, lorsque la cohésion est réintroduite dans les calculs, c'est avec un coefficient de sécurité élevé, pris égal à 3 pour la situation normale d'exploitation.

Pour autant, **il n'est pas possible d'affirmer que les calculs sont systématiquement trop prudents**, et cela pour les raisons suivantes :

- Les résultats ci-dessus ne concernent que le béton conventionnel, et pas les maçonneries ou le BCR.
- La résistance à la traction et la résistance au cisaillement à l'interface ne peuvent être mobilisés que si une résistance au moins équivalente est disponible en fondation
- Les résultats sont obtenus au laboratoire : l'impact des effets d'échelle doit être évalué pour pouvoir les transposer aux cas des barrages,
- Le modèle de calcul est un modèle simplifié, qui n'est pas nécessairement conservatif et qui ne prend pas en compte tous les modes de rupture.
- L'écart très fort entre résistance de pic et résistance résiduelle impose la prudence. Cet écart pose la question du risque de rupture progressive & fragile.

Ces différentes questions sont examinées plus avant dans la suite de ce rapport.

4. SUJETS D'APPROFONDISSEMENT

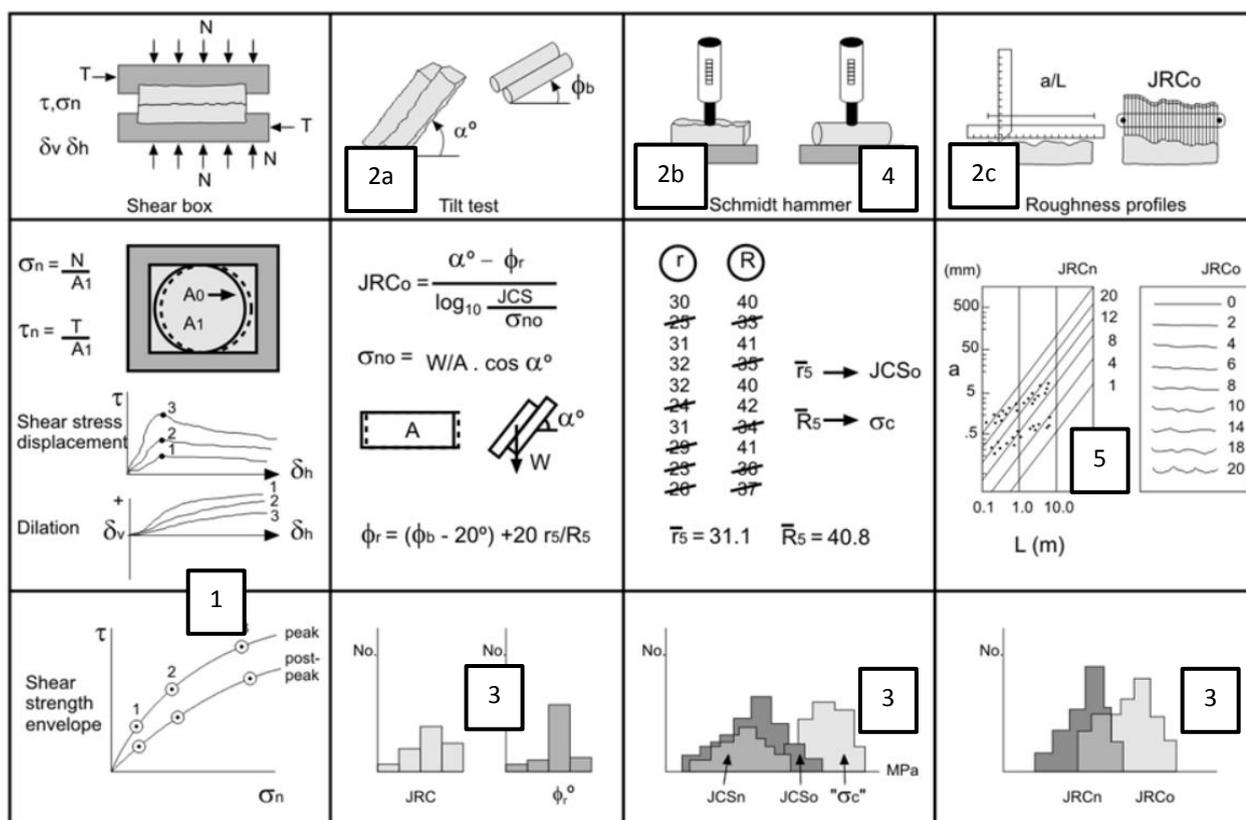
4.1. Résistance des matériaux

4.1.1. Résistance en Fondation – cas des plans de faiblesse

Les Recommandations font nettement la distinction entre deux mécanismes de rupture : à travers le rocher « homogénéisé », et le long des plans de faiblesse du rocher. L'accidentologie montre que les instabilités en fondation se sont produites sur des plans de faiblesse. L'instabilité se produit alors par glissement (Bouzey I, Tigra, Austin), selon une cinématique qui est bien représentée par le modèle standard, 2D de corps rigide, pour les plots de la partie centrale du

barrage. La représentativité du modèle standard étant bonne, la question posée est l'évaluation de la résistance au cisaillement le joint des plans de faiblesses du rocher ; le modèle généralement utilisé est celui de Barton.

Le schéma ci-dessous, extrait de [Barton, 2014] illustre les points clés de la méthode :



Barton indique une méthode calibrée pour obtenir les paramètres de son équation ; il a été vérifié que cela était validé par comparaison à des essais de cisaillement sur joint (1). ϕ_b est mesuré sur carottes placées sur un plan incliné ; JRC_0 est obtenu directement à partir des mesures géométriques (2c) et indirectement à partir d'essais sur joints placés sur plan incliné (2a). JCS_0 est obtenu à partir de mesures au marteau de Schmidt sur le joint (2b) ; l'effet de l'altération sur les joints est pris en compte à partir de la comparaison des mesures au marteau de Schmidt sur joints et sur les bords de la carotte (4), puis par un facteur de correction sur ϕ_r . Tous ces essais sont effectués sur un nombre importants d'échantillons pour être représentatifs (3). Il faut ensuite prendre en compte les effets d'échelle, sur JCS , et sur JRC . Concernant JRC , Barton recommande désormais d'utiliser son diagramme (5) plutôt que les formules d'abattement.

Figure 7 : méthode de Barton, exposée par [Barton, 2014]

Dans l'utilisation de la méthode de Barton, quelques points de vigilance méritent d'être soulignés.

D'abord, (un lieu commun !) il est nécessaire de mettre en œuvre une expertise géologique, de sorte à être certain d'avoir identifié les plans de faiblesse potentiels, caractérisé leur persistance à l'échelle du site, évalué l'amplitude des « aspérités » à l'échelle du site et repéré les échantillons représentatifs en carottes.

Ensuite, il faut réussir à mettre en œuvre une approche « raisonnablement » conservative : il y a parfois une tendance à sous-estimer la résistance sur joint. Si la résistance résiduelle est toujours basse (de 20° si très altéré à 35°), l'angle ajouté pour tenir compte des effets d'imbrication et de dilatance géométrique peut parfois être très élevé. Par exemple, un joint horizontal, sans altération, avec des ondulations d'amplitude 50 cm sous la base d'un grand barrage ($L=100$ m), sur un gneiss de $R_c=50$ MPa, correspond à $JRC_n=15$ et un angle de dilatance géométrique de 25°, qui s'ajoute à l'angle de base (typiquement 30°). De manière générale, il faut se référer au détail des articles de Barton pour mettre en œuvre la méthode, car plusieurs conseils importants sont donnés pour la mise en œuvre des essais (notamment de plan incliné) et l'interprétation des résultats (notamment au marteau de Schmidt).

Il est également utile de mettre en œuvre des essais de cisaillement sur joints de roche, désormais placés sous norme expérimentale XP P 94-424. Ces essais permettent de tester la résistance avec des chargements qui correspondent à ceux du barrage. Ils fournissent une mesure directe de l'angle de pic et de l'angle résiduel (plateau post-pic), à l'échelle de l'échantillon. L'effet d'échelle reste à prendre en compte : avec l'effet favorable des ondulations de grande longueur d'onde, et l'effet défavorable de la diminution des effets des aspérités. En ordre de grandeur, ces effets peuvent être corrigés par l'approche de Barton.

Enfin, le choix des paramètres de calcul ne doit pas être strictement repris des résultats des différents essais : l'expertise, prenant également en compte d'autres aspects (l'allure des joints, les résultats des essais Lugeon, etc....) et les résultats d'auscultation pour les barrages en service, est nécessaire.

4.1.2. Résistance à l'interface

L'ensemble des essais rassemblés au §3.3 montre que, lorsque le contact entre béton conventionnel et fondation est lié, alors la résistance de pic (R_t , c) est forte. Ce résultat peut généralement être étendu aux barrages en BCR et en maçonneries, car la préparation du fond de fouille se fait de la même manière. Par ailleurs, l'interface a généralement une géométrie irrégulière, ce qui lui confère un fort angle de frottement de pic – même sans liaison. Ainsi, l'interface proprement dite (le contact barrage-rocher) ne peut être une zone de faiblesse que dans des circonstances bien spécifiques :

- Surface régulière sans aspérités – ce qui peut se rencontrer sur des roches résistantes ayant subi un poli glaciaire, ou un rocher à stratification horizontale sur lequel on n'aurait pas pris le soin de pratiquer des indentations pour rendre la surface rugueuse.
- En cas de travaux mal réalisés, notamment maçonnerie ou béton coulés sur des roches argileuses qu'on a laissé s'altérer en surface.

Une rupture se produira plus probablement le long d'une surface proche de l'interface, empruntant le chemin de plus faible résistance : au sein du rocher de fondation s'il comporte plusieurs familles de joints, dans le corps du barrage si au contraire le rocher est très bon.

Pour rendre compte de cela, le calcul est géométriquement fait « à l'interface », avec des caractéristiques mécaniques qui ne sont pas celles de l'interface, mais celles de la plus faible des trois parties (corps du barrage, interface, rocher de fondation). Cela fait que, même si les essais montrent l'existence d'une résistance à la traction sur les échantillons d'interface, il n'est pas possible d'en tenir compte dans les calculs lorsque le rocher comporte plusieurs familles de joints.

4.1.3. Résistance en fondation

Dans la fondation, le consensus actuel consiste à utiliser la notation GSI et la formule de Hoek&Brown. L'évaluation du GSI est souvent subjective : il est recommandé de croiser deux évaluations : via les diagrammes publiés par Hoek, et via le calcul du RMR'89 (RMR89 « sec » au sens de la version 2002 du GSI = $A1+A2+A3+A4+15$). Des évaluations indépendantes du GSI par plusieurs spécialistes peuvent être utiles.

Notons par ailleurs que la méthode de Hoek n'a pas été mise au point spécifiquement pour les barrages ; une discussion utile est proposée à ce sujet par [Romana, 2003].

4.1.4. Caractérisation des maçonneries

Par « maçonnerie », on entend ici les mélanges hétérogènes composés de moellons & pierres d'une part ; et de mortier d'autre part – le mortier pouvant être de chaux ou de ciment ; l'ensemble étant construit par des moyens essentiellement manuels : mise en œuvre des pierres et remplissage des vides au mortier. La densité et la résistance des maçonneries sont pilotées par le mortier, matériau sensiblement moins dense et plus faible que le béton, en raison de sa composition et en raison des conditions de mise en œuvre. Le « béton cyclopéen » (mélange de blocs et de béton) est davantage apparenté au béton conventionnel.

La caractérisation des maçonneries est un problème ouvert.

Le premier sujet concerne la densité. Mesurer la densité in situ est plus difficile qu'il n'y paraît. Nous avons pu observer, sur certains barrages, des écarts supérieurs à 10% entre les estimations ; l'impact sur les calculs de stabilité est important. Plusieurs méthodes peuvent être employées, et il est recommandé de les croiser lorsqu'une évaluation affinée est nécessaire ;

- Pesée des caisses, obligatoirement corrigée pour tenir compte des pertes de matériau lors du carottage ; les corrections sont légitimes lorsque l'imagerie en paroi est pratiquée, et permet de vérifier qu'il n'y a pas de vides – ou pour évaluer le volume de ces vides. Un carottage très soigné permet d'obtenir un taux de récupération proche de 100%, ce qui rend la méthode par pesée plus fiable.
- Mesures de densité au laboratoire ; moyennées pour tenir compte de la variabilité des teneurs respectives du liant et des moellons ; corrigées pour tenir compte des éventuels vides.
- Lorsque c'est possible, détermination des proportions respectives des moellons / liant / vides, et des poids volumiques respectifs.
- Et corriger par la teneur en eau, en particulier en dessous de la ligne de saturation.
- Mesures indirectes in-situ, par exemple gamma-densimétrie, pour apprécier la variabilité de densité.

L'appréciation des paramètres mécaniques (R_t , c , φ) est plus délicate encore. Les essais de laboratoire fournissent des valeurs de résistance à la traction et à la compression, ce qui permet de tracer des courbes intrinsèques représentatives de l'échantillon. Mais il y a deux difficultés : d'abord, le diamètre des échantillons est plus petit que celui des moellons, ce qui rend la mesure peu représentative ; ensuite, il faut passer de l'échantillon à l'échelle du massif. Les pistes suivantes ont pu être utilisées pour approcher la résistance au cisaillement des maçonneries :

- A l'échelle de l'échantillon intact, réaliser les essais en nombre suffisant pour couvrir différentes situations d'agencements moellons / liant ; observer les photographies avant-après essais pour sélectionner celles qui paraissent fournir les résultats les plus pertinents ; procéder à la fois à des essais de compression et des essais de traction par fendage, sur échantillons secs et saturés,
- Sur échantillon fissuré, réaliser des essais en cisaillement, idéalement par les essais normalisés XP P 94-424 – et a minima selon la méthode de Barton,
- Pour passer à l'échelle du massif, on peut – faute de mieux – employer les méthodes de Hoek&Brown et de Barton, en assimilant la maçonnerie à un rocher de type conglomérat.

Le retour d'expérience tiré d'autres domaines est également utile. Des recherches importantes ont été menées sur la résistance des maçonneries anciennes, en particulier pour la réévaluation de monuments historiques au séisme, en Italie, au Portugal. L'essai généralement pratiqué est un essai de compression diagonal (Figure 8), qui donne accès à une résistance sur un échantillon de dimensions adéquates, utile à comparer à la résistance à la traction et à la cohésion.

Les résultats disponibles correspondent à des résistances à la traction de l'ordre de quelques centaines de kPa (200-300 kPa), pouvant descendre à quelques dizaines de kPa pour les liants à la chaux aérienne.



Figure 8 : Essai de compression diagonal [Milosevic, 2012]

4.1.5. Caractérisation du BCR

Le bulletin 177 de la CIGB, d'octobre 2018 et en cours de publication fournit de nouvelles indications sur les performances des joints de BCR, pour des barrages en service, et pour des barrages récemment construits avec les standards de qualité les plus modernes (formulation, mortier de reprise, maîtrise du compactage).

Ce bulletin ne présente pas de synthèse qui permettrait de fournir de nouvelles valeurs-guide. On peut cependant en tirer quelques indications : des cohésions toujours supérieures à 1 MPa, et plutôt de l'ordre de 2 MPa pour les « high paste » ou « low paste » avec mortier de reprise, des résistances à la traction de plus de 1 MPa pour les « high paste » ou « low paste » avec mortier de reprise, et des angles de frottement autour de 45° pour les joints non liés.

Ces résultats valent pour les BCR de bonne qualité.

Selon le bulletin 177, le compactage a un effet décisif sur la résistance au cisaillement. Des essais de laboratoire ont été pratiqués sur des joints non liés (carottes prélevées sur les barrages, avec joints cassés au carottage ou au labo). Trois catégories de surface ont été comparées : surface rugueuse bien fermée ; 15% max de petits vides (<5 mm) ; à peu près 50% de vides (« rock pockets »). On constate que l'hypothèse standard de 45° n'est pas toujours atteinte (Figure 9).

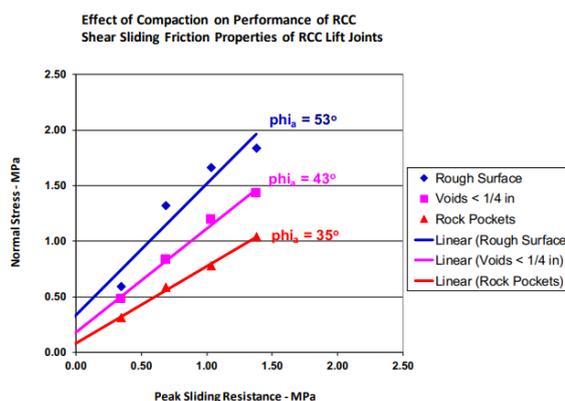


Figure 9 : Effet de la qualité du compactage du BCR sur la résistance au cisaillement

Ainsi, la résistance au cisaillement des barrages en BCR varie grandement en fonction de la qualité de réalisation. Les barrages modernes réalisés avec les standards d'aujourd'hui ont des cohésions et des résistances au cisaillement qui peuvent sensiblement dépasser les valeurs-guide du CFBR. Les barrages les plus anciens, ou les barrages actuels réalisés dans de moins bonnes conditions peuvent parfois présenter des caractéristiques inférieures, et éventuellement en dessous des hypothèses standards des calculs de stabilité.

Le bulletin 177 présente le résultat du carottage comme indicateur principal : « *The performance of layer joints is directly related to the percentage of bonded layer joints intercepted in drilled coring programmes* » : bon au-dessus de 90%, satisfaisant au-dessus de 70%, moins bon que les barrages classiques en béton en dessous de 70%, insatisfaisant en dessous de 50%.

4.1.6. Effets des injections

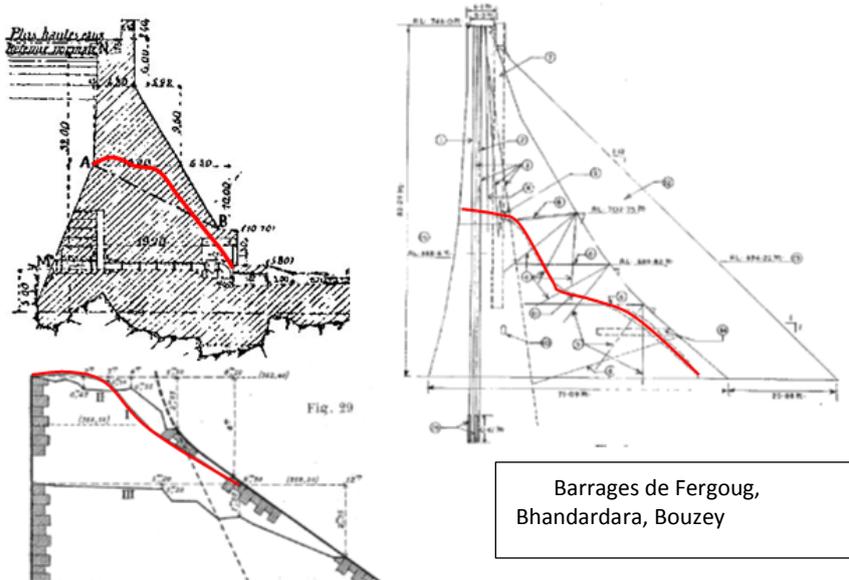
Les injections de consolidation, en particulier si elles sont conduites avec des pressions significatives dans un rocher fissuré injectable (ce qui n'est pas le cas du rocher dont les joints sont comblés par des produits d'altération), contribuent à l'amélioration des caractéristiques mécaniques du rocher.

Faute de réussir à le quantifier, ce gain n'est généralement pas intégré dans les calculs.

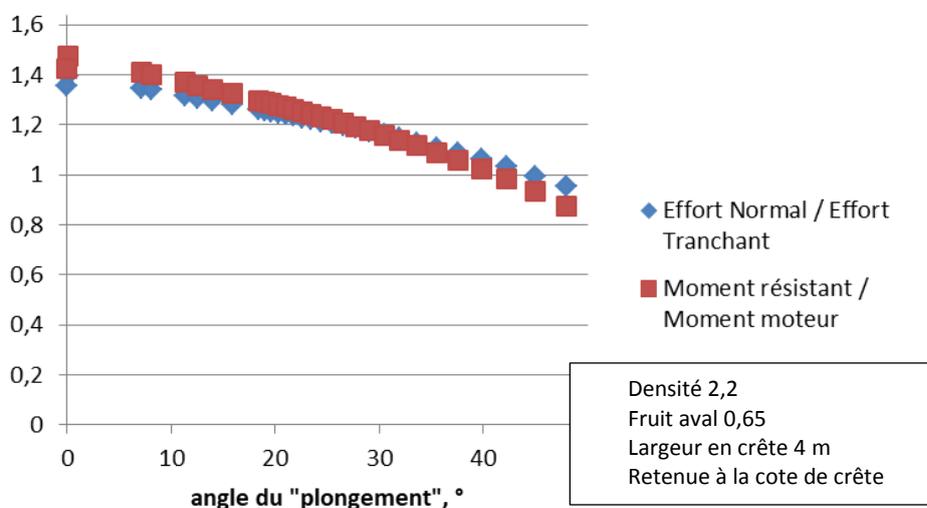
4.2. Modèle de calcul

4.2.1. La géométrie de la surface de rupture : barrages en maçonnerie

Un constat récurrent est que la géométrie de la surface de rupture dans le corps des barrages en maçonnerie ne correspond pas à la surface horizontale considérée dans les calculs.



Ce résultat paraît logique : en supposant que la maçonnerie est un matériau isotrope, alors un calcul au glissement ou au renversement, donne des facteurs de sécurité plus faibles en considérant un plan plongeant vers l'aval, plutôt qu'un plan horizontal.



La géométrie de rupture ne se fait pas sur un plan, mais le long d'une surface courbe. Ce résultat est conforme à ce que donnent les calculs « en élasticité linéaire » de la circulaire de 1923 en considérant un matériau homogène et isotrope. La géométrie de la rupture est encore compliquée par l'anisotropie (construction par couches globalement horizontales) et l'effet des parements amont et aval appareillés, plus rigides (donc plus comprimés) et plus résistants.

Cependant, on voit bien qu'il faudrait, pour mieux coller à la réalité :

1/ mener les calculs sur des géométries plus réalistes – ou sur des géométries non fixées à l'avance

2/ augmenter les résistances de calcul, pour les parements (résistance à la traction, cohésion) et pour le corps de la maçonnerie ; et peut-être diminuer les pressions interstitielles dans la fissure.

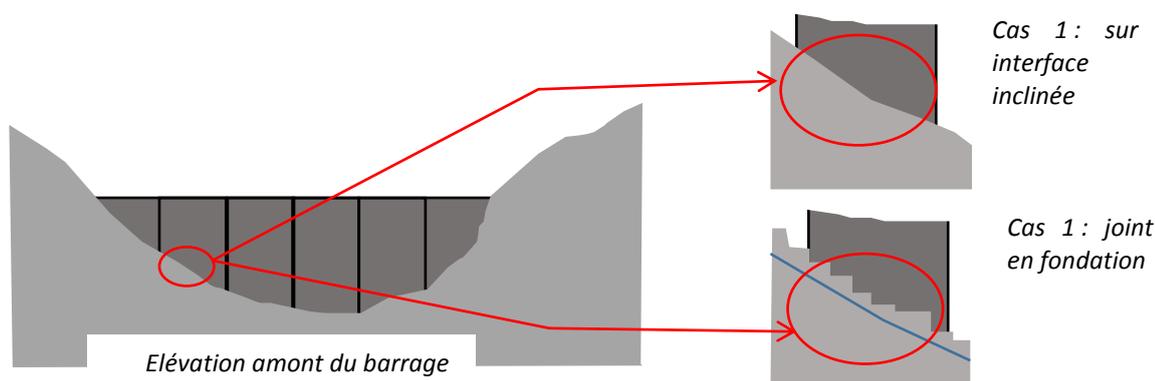
A défaut de réaliser ces avancées, le modèle de calcul classique, mené sans résistance à la traction dans les maçonneries, le long d'une surface horizontale, et avec les coefficients de sécurité des Recommandations, a prouvé par l'expérience qu'il était conservatif. Il serait en revanche dangereux de conserver le modèle géométrique des Recommandations en introduisant de la résistance à la traction dans les maçonneries, même si cette résistance était avérée.

Cette question de la géométrie de la surface de rupture se pose dans les mêmes termes pour les barrages en béton, notamment lorsque la résistance des joints est presque aussi bonne que la résistance dans la masse (ce qui est parfois atteint dans les barrages récents). Mais, dans ces circonstances, et tant que la géométrie n'est pas fortement amincie, la résistance est tellement haute que les marges de sécurité sont suffisantes.

4.2.2. La géométrie de la surface de rupture : plots de rive avec fondation sur plan incliné

Plot de rive isolé

Par « plot de rive », on entend un plot de barrage fondé sur une rive de la vallée, avec un plan de glissement parallèle au terrain naturel, à faible profondeur.



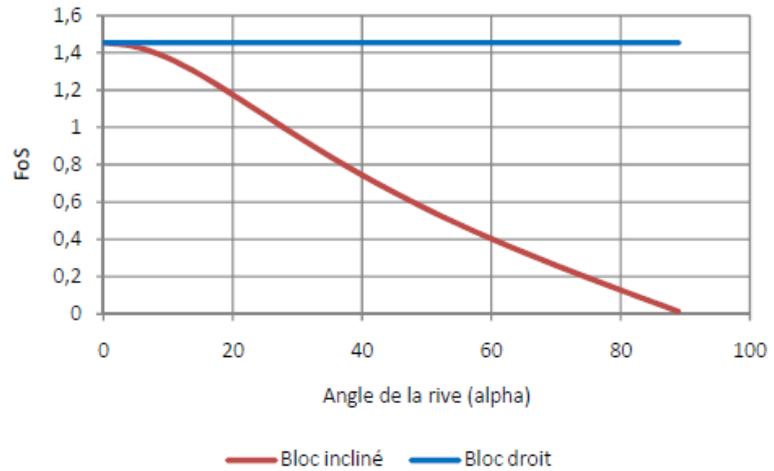
Le calcul en barrage-poids sur un plot sur fondation inclinée conduit à deux modifications par rapport à la fondation horizontale :

- le poids du barrage, projeté sur la surface inclinée, présente deux composantes : une composante parallèle (dirigée vers la vallée) et une composante perpendiculaire (qui pilote la résistance au glissement). La composante résistante est plus faible que dans le schéma standard ;
- Les sous-pressions sont exercées sur une surface plus importante.

Ces deux différences vont dans le même sens, d'une augmentation des sollicitations et d'une diminution de la résistance. Les résultats sont donnés ici, en termes de facteur de sécurité (FoS), pour un angle de frottement de 40° , un rabattement des sous pressions (β) de $\frac{2}{3}$, un plot théorique de largeur 1 m, et un profil simple pour la formulation analytique : triangulaire, pente de 1H/1V, hauteur 15 m.

L'évolution du facteur de sécurité est donnée en fonction de l'inclinaison, vers la vallée, du plan de glissement [Deroo, Jimenez, 2013].

φ (°)	40
β	0,67
b	1
H	15
γ (°)	45



Le monolithisme peut compenser l'effet de l'inclinaison

Dans l'évaluation de la stabilité, il faut tenir compte de l'interaction entre plots adjacents. Le « plot de rive » peut trouver également à s'appuyer sur le plot adjacent immédiatement en dessous. La composante « vers la vallée » du poids propre crée une compression à l'interface ; cette compression entre les deux plots confère une résistance au cisaillement.

Dans le cas où cette transmission d'effort est possible, la stabilité d'ensemble du barrage est identique, que l'on considère des plots de rive sur fondation inclinée ou en gradins. Le calcul habituel 2D est applicable, et l'effet de l'inclinaison des rives ne joue pas.

La transmission d'effort ne se fait pas si la composante « vers la vallée » du poids propre est équilibrée par cisaillement sur la fondation plutôt que par appui sur le plot voisin. En pratique, la transmission des efforts ne peut pas se faire si le monolithisme du barrage n'est pas assuré. C'est le cas de plots disjoints, ou d'un barrage avec fissures verticales amont-aval.

Synthèse

La rupture sur plots de rives devrait être systématiquement examinée, pour les projets neufs, et pour l'évaluation des cotes de danger des barrages en service, lorsque ces deux conditions sont réunies :

- possible existence d'un plan de faiblesse en rive, globalement parallèle à la rive.
- le monolithisme rive-à-rive du barrage n'est pas assuré.

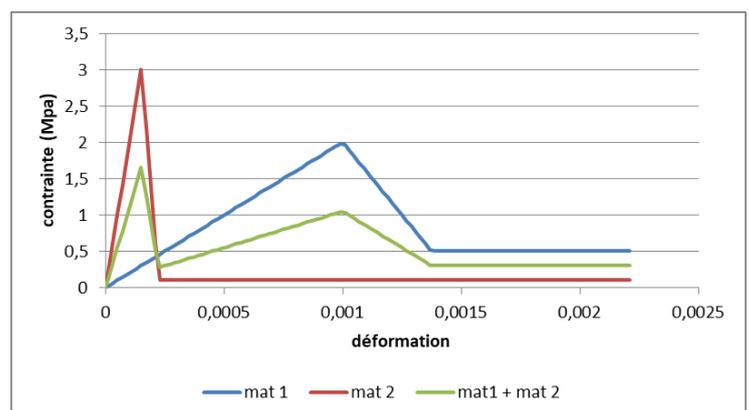
4.2.3. Le calcul sur résistance de pic, la rupture fragile

Les Recommandations prévoient que le calcul se fait sur les résistances de pic. La sécurité est obtenue d'une part par le travail avec des valeurs caractéristiques (« raisonnablement prudentes ») et par des coefficients de sécurité qui garantissent que l'on se trouve suffisamment loin du pic. Dans la pratique historique, des calculs de vérification étaient faits sur résistance résiduelle ; ce n'est pas demandé par les Recommandations.

Dimensionner en référence aux résistances de pic est légitime ; c'est d'ailleurs ce qui est fait pour toutes les structures en béton (BAEL, Eurocode, ...). Cela comporte cependant quelques inconvénients.

Le premier inconvénient est que **le modèle de calcul standard, qui est un modèle de corps rigide, ne tient pas compte des contrastes de rigidité**. La résistance de pic d'une combinaison de deux matériaux de raideurs différentes peut tout à fait être inférieure à la résistance de pic de chacun des matériaux pris indépendamment.

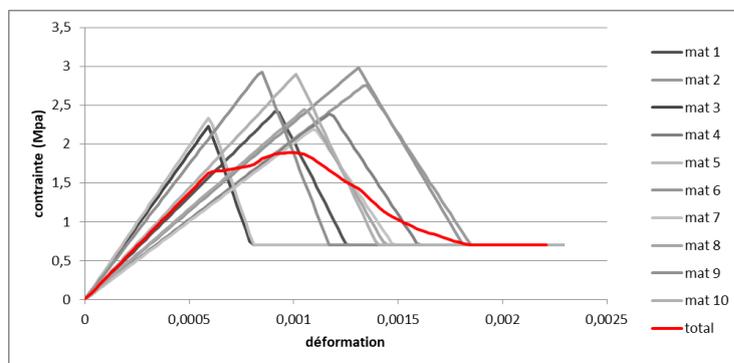
Cela est illustré par le graphique ci-contre, dans lequel un barrage est fondé pour moitié sur mat1 et pour moitié sur mat 2, avec dans les deux cas une résistance de pic élevée, et une résistance résiduelle faible. La contrainte totale est, à déformation donnée, $50\% \cdot \text{mat1} + 50\% \cdot \text{mat2}$. Sur l'exemple ci-dessous, le pic de contrainte moyenne que peut reprendre la fondation est 1,5 MPa, alors que mat1 peut reprendre 3 MPa et mat2 peut reprendre 2 MPa ...



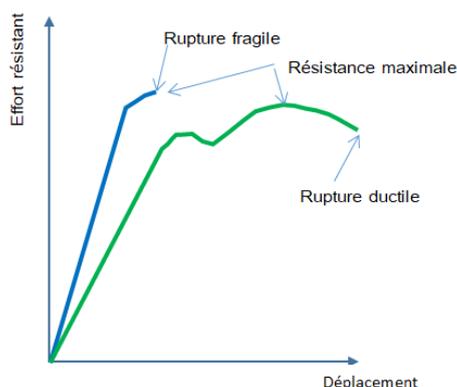
Une fondation n'est jamais complètement homogène, et ce problème se pose toujours.

Par exemple ci-contre, avec une fondation dans laquelle il y a une certaine variabilité spatiale de la résistance de pointe et du module de cisaillement.

La moyenne des résistances de pic est 2,5 MPa. La résistance moyenne de la fondation est 1,9 MPa, en dessous des 10 résistances de pic ...



Ce résultat vient du fait que la fondation n'est pas uniformément sollicitée : les sollicitations sont d'abord reprises par les bancs les plus durs, qui dépassent leur pic, puis par des bancs plus souples.



Le deuxième inconvénient est qu'une rupture par dépassement de la résistance de pic peut causer une rupture fragile : lorsque le pic est atteint, il y a une rupture complète, sans position d'équilibre de repli. Et, avant le pic, les déformations ne sont pas nécessairement assez fortes pour constituer une alerte claire.

La rupture Bouzey II est une rupture fragile.

Les instabilités des barrages poids n'ont pas toujours été fragiles. Bouzey I et le glissement de Grosbois sont des instabilités des barrages, mais qui ont été arrêtées, après un déplacement important, par une résistance ultime : la mise en butée des terrains à l'aval.

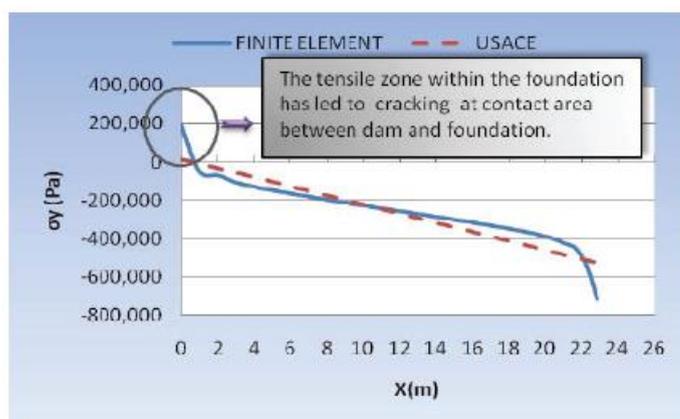
Le mécanisme de rupture était ductile.

Les mécanismes ductiles ont un avantage important sur les mécanismes fragiles : ils préviennent. Le dépassement du premier seuil est un incident grave, qui conduit à des travaux lourds de confortement, mais il ne met pas en danger les populations à l'aval.

4.2.4. L'hypothèse de corps rigide

Les limitations de l'hypothèse de corps rigide ont été évoquées ci-dessus, à propos de la prise en compte des hétérogénéités des raideurs des différents matériaux.

Une autre limitation provient de l'hypothèse de linéarité des contraintes. En réalité, la répartition des contraintes (par exemple à l'interface barrage-fondation) n'est pas linéaire. C'est ce qu'illustre la comparaison ci-contre, entre l'hypothèse standard et le résultat d'un calcul aux éléments finis en élasticité linéaire.



4.2.5. Situations mal appréciées par un modèle standard

Les particularités des barrages-poids s'écartent du modèle simplifié en plusieurs autres circonstances. Par exemple :

- Présence d'un remblai aval de hauteur significative, contribuant à la stabilité d'ensemble, dans des proportions pas faciles à évaluer, en raison du comportement d'interface,
- Géométrie du parement aval avec des variations d'inertie, qui peuvent engendrer des concentrations de contraintes (sous séisme, cf. Koyna plus bas dans ce rapport, mais pas seulement),
- Présence de galeries et de puits, qui peuvent initier de la fissuration (cf. Camara)
- Effets thermiques,

- Effets des réactions de type alcali-réaction ou RSI,
- Corps du barrage comportant des matériaux de raideurs différentes (parements différents ou surélévations)
- Effets locaux d'une éventuelle précontrainte,
- Effets 3D en vallée étroites ; effets 3D provenant de la courbure,
- Fondation hétérogène en grand.

Le modèle standard permet une (indispensable !) première justification de la stabilité dans ces différents cas, mais peut ignorer des traits importants du comportement. Seuls des modèles de simulation plus complets, par exemple aux éléments finis, permettent alors de porter un jugement précis.

4.3. Evaluation de la cote de danger : Les marges de sécurité

Dans l'évaluation de la cote de danger, les barrages-poids disposent parfois de marges de sécurité au-delà des deux critères habituellement retenus. Les critères d'évaluation de la cote de danger les plus fréquemment retenus sont :

- Critère calcul : le calcul de stabilité, sans coefficient partiel sur les résistances des matériaux, avec un facteur de sécurité égal à 1
- Critère submersion : la pratique consiste souvent à retenir la cote de crête comme borne supérieure de la cote de danger
- Avec parfois des critères supplémentaires, pour tenir compte de configurations ou pathologies spécifiques : parapet, contournement des rives, inondation des dispositifs de drainage, ...

Les marges au-delà de ces critères peuvent provenir :

- De valeurs de résistance des matériaux supérieures à celles retenues pour le calcul, notamment résistance à la traction dans le corps du barrage, résistance à la traction et cohésion à l'interface avec la fondation,
- D'efforts de sous-pression moins grands que ceux pris en compte par les calculs,
- D'effets 3D avec report d'une partie du chargement sur les rives,
- De la mobilisation de résistances ultimes, non prises en compte par les calculs, en particulier la butée aval,
- De la résistance du rocher à la l'érosion en cas de submersion.

La mobilisation de ces marges dans l'évaluation quantitative de la cote de danger n'est pas facile dans le cadre des connaissances actuelles. Pourtant, des progrès dans cette direction paraissent nécessaires, pour faire le tri, dans le parc des barrages en service, entre ceux qui ont toutes chances de résister sans rupture à une crue extrême (au sens des Recommandations du CFBR de 2013), et ceux qui présentent davantage de risque.

Quelques pistes de réflexion sont tracées ci-dessous.

Il y a de la résistance à la traction dans le corps des barrages, et il y a souvent une (petite) résistance à la traction à l'interface avec la fondation. Il pourrait être envisagé de davantage en tenir compte dans les calculs, ce qui peut changer fondamentalement l'analyse de stabilité notamment pour les barrages petits et moyens. Mais cela nécessite de prendre deux précautions : 1/ le modèle de corps rigide ne peut pas être conservé, car il sous-estime les tractions en parement amont ; 2/ en raison de la chute de résistance post-pic, il peut y avoir des effets de seuil : il faut s'assurer qu'une perte locale de résistance à la traction ne conduit pas à la rupture. Par ailleurs, un modèle qui repose sur la résistance à la traction est « fragile » au sens du §3.2.3 ; il est plus facilement acceptable s'il est accompagné de dispositions qui offrent une résistance ultime : butée aval, ancrages passifs.

La butée aval, sur les terrains de remblaiement des fouilles, ou sur des remblais de stabilisation, peut offrir un surcroît de résistance. Ce surcroît de résistance (la différence entre la simple « poussée des terres au repos » et la « mise en butée ») peut atteindre des valeurs très élevées¹. Mais ce surcroît de résistance n'est mobilisable qu'au prix de déplacements importants, en centimètres ou dizaines de centimètres – ce qui au passage fait perdre la résistance de pic sur la surface de glissement. Et la mobilisation de cette butée en circonstances extrêmes est perdue si la circonstance extrême correspond à une submersion du barrage, qui viendrait éroder les terrains aval (comme à Zerbino).

Les ancrages passifs ont également joué un rôle en limitant les conséquences dans un accident passé, à Austin (USA), ou en assurant la stabilité de barrages très minces ou très sollicités (Rassise, Pinet). Ils pourraient être plus souvent considérés comme moyen d'assurer, ou d'améliorer, à un coût raisonnable, la résistance ultime de barrages petits et moyens. Des développements sont présentés à ce sujet dans un des articles de la conférence. Il paraît utile de poursuivre les échanges et études à ce sujet.

¹ A titre d'illustration, et en ordre de grandeur : l'effort horizontal apportée par la mise en butée d'un remblai de remplissage de fouille ($c=0$ kPa, $\varphi=30^\circ$), sous nappe, semi-infini, de hauteur 10 m, apporte 1250 kN/ml ; ce qui est équivalent à l'effort horizontal apporté par une surcharge hydrostatique de 5 m sur un barrage de 50 m de hauteur.

La résistance des terrains et du rocher à l'aval des barrages-poids demeure un sujet insuffisamment documenté. L'approche la plus utilisée est celle d'Annandale, qui permet, par des calculs simples, de calculer une profondeur d'affouillement. [Laugier 2015] donne un retour d'expérience de l'application de cette méthode sur le parc EDF. Même si certains cas particuliers sont apparus mal représentés, la méthode donne des résultats que l'article a qualifiés de « robustes ».

Mais la méthode permet ne permet que d'évaluer la profondeur stabilisée de la fosse. Elle ne donne pas accès à la cinétique de l'érosion, c'est-à-dire la profondeur de l'affouillement que l'on pourrait obtenir à l'occasion d'un unique déversement, en quelques heures. Il s'agit donc d'une borne supérieure de la profondeur d'affouillement.

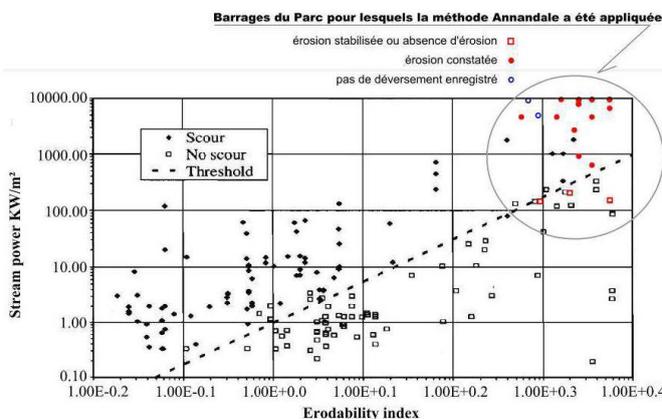
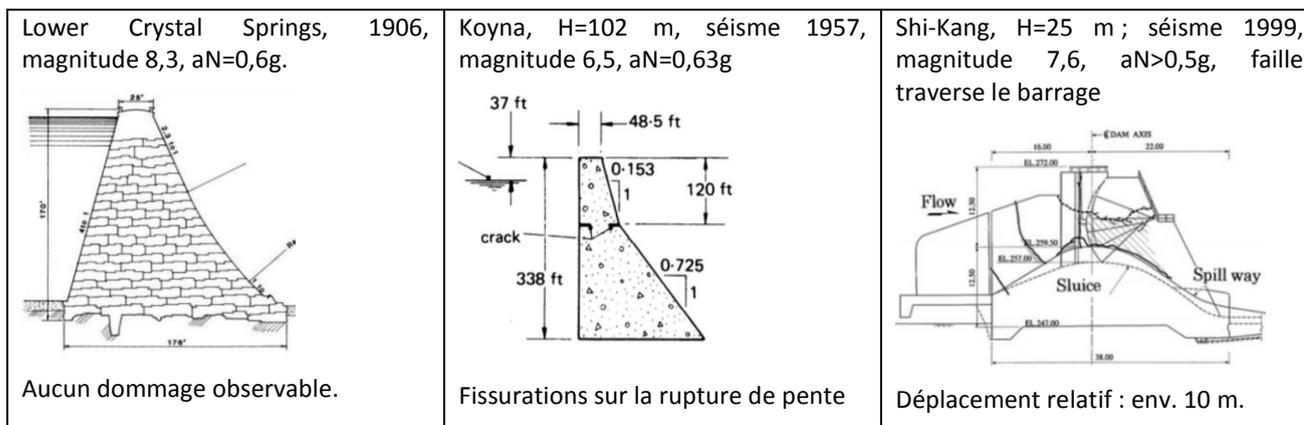


Figure extraite de [Laugier 2015], illustrant les résultats de Annandale, et complétés par ceux obtenus sur le parc EDF

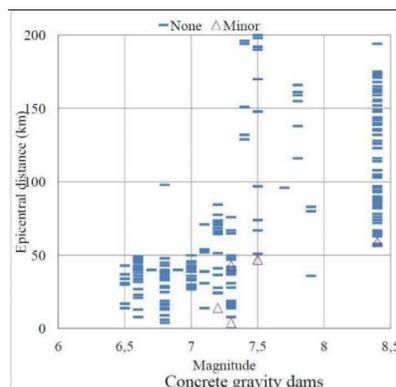
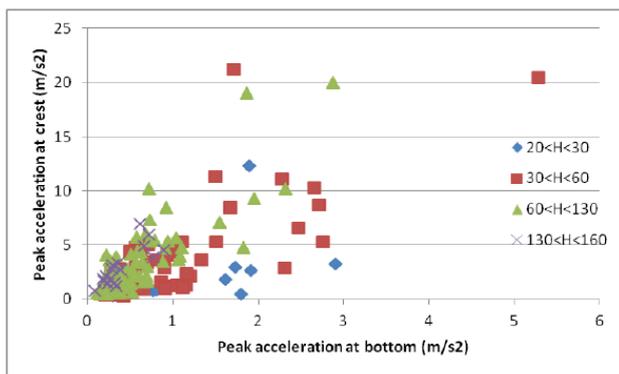
5. NOTES SUR LA STABILITE AU SEISME

5.1. Le retour d'expérience du comportement des barrages au séisme

Il n'y a pas de cas documenté de rupture de barrage-poids en cas de séisme, alors que plusieurs dizaines de barrages ont été soumis à des séismes importants. Les schémas ci-dessous viennent de [USSD, 2017], qui a rassemblé de la documentation sur une dizaine de barrages poids ayant subi plus de 0,3g.



Le retour d'expérience japonais est particulièrement riche, avec de nombreux barrages bien instrumentés, ayant subi de forts séismes [Fry & Matsumoto, 2016]. Les enregistrements disponibles fournissent des accélérogrammes à la base et en crête pour plusieurs barrages. Les barrages-poids japonais ont subi très peu de dégradation sous séisme.



REX des barrages japonais : fortes amplifications (avec forte dispersion ...) [Robbe, 2016]

REX des barrages japonais : très bonne résistance : seuls quelques dommages mineurs (Matsumoto, 2010)

5.2. Les méthodes de calcul

5.2.1. Contexte historique

La prise en compte des sollicitations sismiques provient essentiellement de travaux américains, pays aux nombreux barrages-poids et soumis dans certains Etats à des sollicitations sismiques sévères. Les premiers calculs ont été faits par une approche pseudo-statique très simple, qui consiste à imposer un effort horizontal supplémentaire sur le profil standard : il est calculé comme étant la force d'inertie imposée par une accélération égale à l'accélération maximale au rocher affleurant ; un facteur d'abattement (2/3) est considéré pour tenir compte du caractère transitoire de cette accélération. Des améliorations ont été proposées ultérieurement : prise en compte de la poussée hydrodynamique sous une forme pseudo-statique (Westergaard, 1933), intégration simplifiée des effets de l'amplification (Chopra, 1991), tolérance sur un possible déplacement irréversible (Chopra, 1991, à partir de la méthode de Newmark, 1965).

5.2.2. Recommandations du CFBR

Les Recommandations du CFBR font référence aux conclusions du groupe de travail « barrages et séismes » (version définitive octobre 2014). Ce groupe de travail propose des études graduées, selon le schéma suivant :

Phase 0 : Vérification de la « bonne construction » (conformité aux règles standards)	Zone de sismicité	Classe D	Classe C	Classe B	Classe A
Phase 1 : méthodes pseudo-statiques ou dynamiques simplifiées	1	α	α	α	β
Phase 2 : Modélisation linéaire, par simulation d'un accélérogramme	2	α	α	β	β
Phase 3 : Modélisation linéaire, par simulation d'un accélérogramme, et analyse post-élastique par la méthode simplifiée de Newmark	3	α	β	β	β
Phase 4 : Modélisation non linéaire	4	β	β	β	γ
	5	β	β	γ	γ

Tableau 7-13 - Recommandations pour les études graduées - barrages-poids

α : vérification « phase 0 »
 β : vérification au moins « phase 1 »
 γ : vérification au moins « phase 2 »
 Quand une vérification à une phase donnée ne permet pas de conclure, passage à la phase suivante

En Phase 1, la vérification pseudo-statique consiste à considérer l'accélération au rocher, et à lui appliquer un coefficient sismique de 0,67 pour l'accélération horizontale pseudo-statique et 0,20 pour l'accélération verticale pseudo-statique (on peut rappeler que ces deux coefficients n'ont pas de justification particulière).

Des améliorations ont été proposées par Chopra (1979), et Tardieu (1993), pour prendre en compte le caractère dynamique de la sollicitation (effets d'amplification et amortissement). Ce sont les méthodes « dynamiques simplifiées ». Principale différence avec la méthode pseudo-statique : elles permettent de calculer l'amplification de l'accélération tout le long de la hauteur du barrage. De ce fait, les calculs faits avec les méthodes de Chopra et Tardieu sont plus réalistes. Mais bien plus défavorables : les accélérations en crête sont souvent 2 à 3 fois plus fortes que les accélérations au sol.

Le calcul Phase 2 permet quelques raffinements par rapport à l'analyse dynamique simplifiée : il n'y a plus besoin de prédéfinir le modèle de comportement du barrage ; on peut examiner le comportement de géométries plus complexes ; et on peut, en simulant plusieurs accélérogrammes, repérer les parties d'ouvrages où se forment les tractions et compressions maximales, et déterminer la durée de ces dépassements. On peut également intégrer plus complètement l'interaction avec la fondation et l'interaction avec la retenue. Une limitation : le modèle est élastique linéaire (ou linéaire équivalent) : les effets de la plastification ou de la fissuration ne sont pas modélisés.

Le calcul Phase 3 est simplement un post-traitement du calcul phase 2. Lorsque la résistance à l'effort tranchant (du barrage sur sa fondation) est dépassée, le barrage amorce un glissement. Mais ce glissement s'interrompt dès lors que l'accélération redescend en dessous d'un certain seuil. L'approche de Newmark consiste à constater les durées de dépassement du seuil de glissement, et à calculer le déplacement cumulé en fin de séisme.

Les calculs précédents présentent l'inconvénient de ne pas tenir compte des effets de la dégradation pendant le séisme (ou de n'en tenir compte que de manière simplifiée, par la méthode de l'équivalent linéaire). La modélisation non linéaire permet en théorie d'en tenir compte. Mais, comme cela a été exposé au §3.4, ces modèles sont complexes, ce qui fait que les principes de modélisation restent aujourd'hui difficiles à calibrer/valider.

5.3. Faire converger méthodes de calcul et retour d'expérience

Il n'y a pas aujourd'hui convergence entre les méthodes de calcul et le retour d'expérience. La méthode pseudo-statique est la méthode de référence pour presque la totalité des barrages (sauf classe A zones 4 et 5 et classe B zone 5). Or cette méthode est tellement simplifiée qu'elle peine à convaincre ; en particulier, elle n'intègre pas l'amplification. Les autres méthodes permettent de calculer l'amplification, avec des ordres de grandeur qui correspondent bien à ce qui est mesuré. Mais l'application directe de ces amplifications aux modèles classiques de calcul conduit souvent à des facteurs de sécurité nettement en dessous de 1, ce qui ne correspond pas au retour d'expérience.

Les pistes actuellement explorées pour mettre au point des modèles plus adaptés sont les suivantes :

- Intégration plus complète, dans les modèles aux éléments finis linéaires, de l'interaction avec la fondation et avec la retenue ; cela permet de tenir compte de l'amortissement radiatif (par évacuation à l'infini des ondes), de l'amortissement matériel en fondation, et de ne pas systématiquement superposer les pics d'accélération du barrage avec les pics de pression hydrodynamiques ; cf. par exemple [Robbe, 2016]
- Mise au point de modèles simplifiés plus complets, qui permettraient de rendre compte de ces phénomènes sans recourir à une modélisation systématique ; cf. par exemple [Mevel, 2016]. Si cela aboutit, ils pourraient remplacer à terme le calcul pseudo-statique. Ils pourraient également accompagner les modèles numériques complets : vérification/calibrage, études de sensibilité.
- Poursuivre les méthodes d'évaluation des conséquences « post-pic », par exemple pour évaluer l'impact d'un déplacement de quelques centimètres sur la sécurité du barrage ; cf. par exemple [Tardieu, 2016]

Les deux premières pistes peuvent bénéficier de l'ensemble des données mesurées sur site (fréquences propres, accélérations). En revanche, les données manquent pour pouvoir calibrer des modèles de résistance des matériaux sous sollicitation dynamique (y compris fissuration) et pour pouvoir évaluer les conséquences post-pic.

6. CONCLUSIONS

Les Recommandations du CFBR de 2013 offrent un cadre complet et cohérent pour calculer la stabilité des barrages-poids, à l'aide d'un modèle standard simple et généralement conservatif.

La simplicité du modèle ne doit pas occulter le fait que la stabilité de ces barrages relève de mécanismes complexes :

- Plusieurs ruptures et accidents du passé (dont le dernier accident important) se sont produits car la géologie de la fondation avait été mal interprétée ; une bonne compréhension de la structure géologique du site est essentielle pour en détecter les pièges et pour mettre au point le modèle standard.
- La détermination des paramètres de résistance des matériaux demeure un sujet délicat, et comportant une part de subjectivité. En ce qui concerne le corps du barrage, la résistance dépend étroitement de la qualité de construction (et peut-être du vieillissement), et il n'existe pas de méthode simple pour caractériser la résistance des joints de BCR ou de la résistance des maçonneries. En ce qui concerne la fondation, la résistance dépend beaucoup de la géométrie des plans de faiblesse, et de la résistance au cisaillement le long de ces plans ; une seule approche opérationnelle est disponible (Barton), qui n'est bien calibrée qu'à l'échelle du laboratoire.

En dépit de ces réserves, le modèle standard a fait ses preuves. Le Retour d'expérience et les expérimentations mécaniques tendent à faire penser qu'il est conservatif dans les cas standards, et que – sauf faiblesse particulière en fondation ou mauvaise réalisation – les barrages-poids postérieurs à la circulaire de 1923 disposent de marges de sécurité substantielles. Cela provient du fait que, pour un barrage bien construit avec des matériaux de qualité sur une fondation de qualité, les résistances disponibles sont significativement plus fortes que les résistances utilisées dans les calculs.

Il existe cependant au moins un cas pour lequel le modèle standard décrit par les Recommandations peut ne pas suffire pour se placer du côté de la sécurité. Lorsque des plots de rive reposent sur une fondation dans laquelle se trouve un plan de faiblesse à peu près parallèle au terrain naturel, et que les plots concernés ne sont pas stabilisés par monolithisme du barrage, l'équilibre en corps rigide est sensiblement dégradé. Les diagnostics de stabilité devraient intégrer ce sujet.

On relève par ailleurs un point de vigilance. Le modèle standard n'est pas intrinsèquement conservatif, car il ne considère pas toutes les géométries et tous les mécanismes possibles de rupture. Il n'est conservatif que dans la pratique historique et actuelle, qui retient des paramètres usuels et un peu arbitraires pour les résistances des matériaux du corps du barrage. En particulier une résistance à la traction nulle (hors situation accidentelle sismique). Or, le progrès des connaissances fait que le caractère prudent des valeurs usuelles de résistance des matériaux apparaît de plus en plus clairement. Assez logiquement, on peut s'attendre à une tendance au relèvement des valeurs considérées dans les calculs, permis par l'accumulation des connaissances. Il y a là un piège : le modèle standard n'est pas un modèle intrinsèquement conservatif ; il n'est conservatif que parce qu'il a toujours été associé à des valeurs inférieures à la réalité. Utiliser des valeurs supérieures, notamment pour la résistance à la traction, impose de recourir à des modèles plus réalistes.

Il est probablement temps d'utiliser plus fréquemment une approche double, combinant le modèle standard et un modèle de simulation plus réaliste et nécessairement plus complexe. Cela est déjà nécessaire pour des configurations assez nombreuses, pour lesquelles le modèle standard seul ne suffit pas. Cela permettra également de progressivement mieux appréhender les lois de comportement et critères à faire figurer dans ces modèles plus complexes, et ainsi de mieux cerner les marges de sécurité disponibles. Le modèle standard, par sa simplicité et sa validation historique, demeure indispensable : du fait de sa validation par l'histoire et pour les besoins de vérification des résultats des modèles plus complexes.

REMERCIEMENTS

Cet article a bénéficié de relectures attentives, commentaires éclairés et améliorations utiles : pour ces contributions, mes remerciements à Alain Carrère, Arnaud Chapuis, Michel Guérinet, Thibaut Guillemot, Marc Hoonakker et Frédéric Laugier.

BIBLIOGRAPHIE

Des ouvrages de synthèse, qu'il est important de parcourir

Pour bien saisir l'importance de la « géologie de l'ingénieur »

- [1] E. Hoek. Practical Rock engineering, 2007
- [2] M. Gignoux et R. Barbier, Géologie des barrages et des aménagements hydrauliques, 1955 ; une lecture indispensable pour mesurer l'étendue des situations et des pièges géologiques

Pour toute étude de stabilité des barrages-poids

- [3] CFBR. Recommandations pour la justification de la stabilité des barrages-poids, 2012.
- [4] DGPR – Risque sismique et sécurité des ouvrages hydrauliques, 2014

Sources documentaires citées dans l'article

Concernant la méthode de calcul

- [5] Bourgin, Cours de calcul des Barrages, Eyrolles, 1955
- [6] M. Lino, Modélisation des barrages-poids, CFGB- Colloque technique 2001
- [7] L. Deroo, B. Jimenez, Notes sur l'accidentologie des barrages-poids, colloque CFBR-AFEID novembre 2011
- [8] G. Ruggeri, Sliding Safety of Existing Gravity Dams - Final Report, EWG 2004
- [9] G. Lombardi, 3D analysis of gravity dams, Hydropower & Dams, Issue one, 2007
- [10] USCOLD Proceedings Fifth Benchmark Workshop on Numerical Analysis of Dams, Denver (CO), 1999
- [11] EURCOLD, Working Group on Uplift Pressures under Concrete Dams, Final Report, 2004
- [12] B. Fauchet, O. Coussy, A. Carrère, B. Tardieu, " Poroplastic analysis of concrete dams and their foundations. " Dam Engineering, Vol. 11, Issue 3, pp. 165-192. 1991
- [13] P. Léger et al, Failure mechanisms of gravity dams subjected to hydrostatic overload : Influence of weak joints, XIX Congrès des Grands Barrages, 1997, 11-35

Concernant les barrages en maçonnerie

- [14] N. Rosin-Corre, A.S. Prost, X. Molin, X. Bancal, Assessing and maintaining the safety level of dams, feedback on a set of large masonry dams in France, 26ème congrès CIGB, 2018.
- [15] O. Lapeyre, M.H. Prost, Caractérisation des maçonneries dans les barrages poids, 2013
- [16] P. Rissler, Les barrages en maçonnerie de type Intze en Allemagne : évaluation récente de la sécurité, modifications et réparations, colloque technique CFGB, 1993
- [17] P. Royet, C. Noret, C. Brunet, D. Cochet, M. Lino, 2003 - Synthèse sur le vieillissement et la réhabilitation des barrages français en maçonnerie - CIGB, Montréal, Q82-R41.
- [18] J. Milosevic et al, IST, Technical University of Lisbon, Portugal, *Rubble stone masonry walls – Evaluation of shear strength by diagonal compression tests* ; SAHC2012, Poland

Concernant les barrages en béton conventionnel

- [19] Phuong Nguyen, Barrages-poids en béton, Expérience vécue chez Hydro-Québec, Présentation du 08 avril 2011 à CFBR
- [20] Grégory Coubard, Guilhem Deveze, Christophe Vergnialt, Amélioration de la caractérisation de l'interface barrage-fondation, Colloque CFBR 2018

Concernant les barrages en BCR

- [21] CIGB, Roller-Compacted Concrete Dams, Bulletin n°177, octobre 2018

Concernant le rocher de fondation

- [22] Romana, Manuel. Universidad Politécnica de Valencia, Spain. ; *DMR (an adaptation of RMR), a new geomechanics classification for use in dams foundations.*, 9º Congresso Luso de Geotecnia. Aveiro, 2004
- [23] N.R. Barton, Shear strength of rock, rock joints and rock masses – problemes and some solutions, Marsal lecture, SMIG, Mexico, 2014
- [24] Frédéric Laugier, Thierry Leturcq, Benoit Blancher, Stabilité des barrages en crue : méthodes d'estimation du risque d'érodabilité aval des fondations soumises à déversement par-dessus la crête

Concernant les sous-pressions

[25] Jérôme Sausse, Jean-Paul Fabre, EDF-DTG, Retour d'expérience sur les sous-pressions de 48 barrages poids à EDF, colloque Fondations des barrages, CFBR, 2015

Concernant les pratiques étrangères

[26] USBR, Design of Gravity Dams, 1976

[27] USACE, Gravity Dam Design, 1995

[28] OFEN, Directive sur la sécurité des ouvrages d'accumulation, Partie C1 : Dimensionnement et construction, 2017
Concernant la résistance aux séismes

[29] JJ Fry & N Matsumoto, Qualification of dynamic analyses of dams, Saint-Malo workshop, 2016

[30] Emmanuel Robbe, Seismic analyses of concrete dams : comparison between FE analyses and records

[31] Bernard Tardieu, Prediction of gravity dam behaviour under strong earthquakes, 2016

[32] Sadri Mevel, simplified dynamic analysis of two dams, 2016

Autres références

[33] CFBR, Recommandations pour le dimensionnement des évacuateurs de crues de barrages – 2013