JUSTIFICATION DES BARRAGES État de l'Art et Perspectives



Colloque CFBR 2019 Chambéry 27 & 28 Nov. 2019



Edition CFBR -2019 www.barrages-cfbr.eu

Justification des barrages : État de l'Art et Perspectives

ISBN 979-10-96371-09-9 – dépôt légal 4^{ème} trimestre 2019



Cette œuvre est sous licence Creative Commons Attribution - Pas d'Utilisation Commerciale - Partage dans les Mêmes Conditions 3.0 France. Pour accéder à une copie de cette licence, merci de vous rendre à l'adresse suivante https://creativecommons.org/licenses/by-nc-nd/3.0/fr.

En couverture : Barrage de Roselend

Modèle en caoutchouc (1953) et modèles numériques (2019). Crédit : E. Robbe, EDF HYDRO Modèle en plâtre (1953). Crédit : TRACTEBEL ENGIE

En quatrième de couverture : Barrage des Monts d'Orb Modèle physique de conception. Crédit BRL.



Justification des barrages : État de l'Art et Perspectives

Chambéry, Centre de Congrès Le Manège 27 et 28 Novembre 2019

INTRODUCTION

« JUSTIFICATION DES BARRAGES : ETAT DE L'ART ET PERSPECTIVES »

Colloque technique CFBR 27 et 28 novembre 2019 CHAMBERY Centre de Congrès Le Manège http://www.barrages-cfbr.eu/2019-Justification.html

OBJET DU COLLOQUE

La stabilité des barrages constitue un aspect essentiel de l'évaluation des risques liés à ces ouvrages. Elle doit être appréciée vis-à-vis des différentes situations pouvant être rencontrées au cours de la vie de l'ouvrage, qu'elles correspondent à l'exploitation courante, à des phénomènes plus rares, ou à des aléas d'occurrence très faible, en particulier les crues rares et extrêmes et les séismes.

Depuis une dizaine d'années la profession a entrepris la rédaction de recommandations permettant de justifier la stabilité des principaux types de barrages (remblais, poids, voûtes) et pour les principales sollicitations (chargement hydrostatique normal, effets thermiques, crues, séismes). Dans ce contexte, la justification des structures pour des événements rares ou extrêmes nécessite d'explorer les marges de sécurité résiduelles à l'aide de modélisations adaptées. Ces dernières années ont justement vu émerger de nouvelles approches, par exemple dans le domaine sismique dans le cadre de la collaboration franco-japonaise, ou encore dans le domaine de l'érosion interne dynamisé par le projet ERINOH.

En particulier l'évaluation de la cote de danger d'un ouvrage, et plus généralement de toute situation de danger, n'est pas triviale. Elle fait intervenir la résistance intrinsèque de l'ouvrage (structure, fondation, contact structure/fondation) mais questionne aussi la résistance du rocher aval si un déversement sur la crête est rendu possible. Il parait intéressant de promouvoir des évaluations qui ne soient plus forfaitaires, mais fondées sur des approches physiques pour pouvoir estimer la marge de sécurité disponible d'un ouvrage.

Le sujet concerne les barrages neufs mais surtout le parc des barrages existants et parfois anciens, souvent difficiles à justifier au regard des pratiques actuelles de vérification, de la méconnaissance des matériaux en place et de leurs conditions de vieillissement.

Le colloque sera donc l'occasion de partager l'état de l'art et les perspectives des méthodes de justification (numérique ou expérimentale), leur application sur des cas concrets et d'explorer la notion de résistance ultime des différents types de barrages.

THEMES PROPOSES

Thème A : Concepts de résistance et d'états-limites ultimes :

- Exposé d'introduction,
- Méthodologie et approches permettant d'aborder les notions de cote de danger, facteurs / marges de sécurité, approches probabilistes, méthodes observationnelles,
- Méthodes en cours de développement dans les laboratoires de recherche et qui seront les méthodes innovantes de demain.

Thème B : Les barrages rigides (barrages-poids, barrages-voûtes)

- Exposé d'introduction sur les principaux modes de rupture et les méthodes classiques de justification des ouvrages pour des situations rares ou extrêmes selon le type d'ouvrage (poids, voûte),
- Pratiques innovantes, par exemple sur la modélisation du comportement des matériaux (retrait, fluage, gonflement, maçonnerie, fondation), les sujets tels que la caractérisation des surfaces de glissement potentielles au droit du contact barrage-fondation, la prise en compte des incertitudes sur les résistances mécaniques des matériaux, la mécanique des milieux poreux (poroplasticité, endommagement), l'analyse en retour de rupture d'ouvrage.

Thème C : Les barrages en remblai (enrochements, terre, érosion)

- Exposé d'introduction sur les principaux modes de rupture et les méthodes classiques de justification des ouvrages dans des situations rares ou extrêmes pour les barrages en enrochements et pour les barrages en terre,
- Pratiques innovantes, par exemple sur la modélisation du comportement des matériaux (fluage, état de saturation, effets d'échelle, fondation), le domaine de la mécanique des milieux granulaires, la prise en compte des incertitudes sur les résistances mécaniques des matériaux, l'analyse en retour de rupture d'ouvrage, l'érosion interne.

Thème D : Justifications au séisme

• Evolution des méthodes de calculs dynamiques, introduction de la sollicitation dynamique, prise en compte du comportement non linéaire des matériaux (fondation, barrage), sélection des amortissements dans les matériaux.

Thème E : Surverse et érosion aval

• Estimation de l'érosion potentielle de la fondation en pied d'un barrage rigide, estimation de l'érosion sur un barrage en remblai protégé ou non, ...

COMITE D'ORGANISATION/COMITE SCIENTIFIQUE

Il est composé de (par ordre alphabétique):

Lucie ALAZARD – ARTELIA	Moez JELLOULI – ISL
Frédéric ANDRIAN – ARTELIA	Philippe KOLMAYER – EDF CIH
Luc BAZERQUE – ARTELIA	Frédéric LAUGIER – EDF CIH
Olivier BORY – EDF CIH / CFBR	Pierre-Etienne LOISEL – ARTELIA
Alain CARRERE – Expert indépendant	Christine NORET – TRACTEBEL – Co-Présidente
Frédéric DUFOUR – ENSE3	Michel POUPART – Expert indépendant
Jérôme DURIEZ – IRSTEA	Paul ROYET – CTPBOH
Marc HOONAKKER – DGPR/PoNSOH – Co-Président	Eric VUILLERMET – BRLI

Le comité d'organisation remercie chaleureusement tous les auteurs de communications et les orateurs qui ont contribué à présenter à la communauté des barragistes une vision globale de l'état de la pratique française relative à la justification des barrages, et des perspectives issues de la recherche en cours dans ce domaine.

Un grand merci également à Amélie MAURIN-DUMOUCHEL du secrétariat du CFBR pour l'organisation de l'évènement.

Tous les membres du comité de pilotage espèrent que ce colloque suscitera auprès de vous un intérêt particulier, et répondra pleinement à vos attentes.

Le Comité d'Organisation

SOMMAIRE

THEME A – CONCEPTS DE RESISTANCE ET D'ETATS-LIMITES ULTIMES

Communication A.01	page 11
APPLICATION DES METHODES D'ANALYSE DE FIABILITE	POUR L'EVALUATION DE LA SURETE DES BARRAGES
EXISTANTS - Claudio CARVAJAL, Laurent PEYRAS, Anthony MOUY	EAUX (IRSTEA), Pierre BREUL (Univ Clermont Auvergne), Xiangfen
GUO (3SR), Daniel DIAS (ANTEA GROUP	
Communication A.02	page 21
PROPOSITIONS D'APPROCHE PROBABILISTE DANS UN	LOGICIEL DE CALCUL DE STABILITE - Anne BERGERE
(TERRASOL), Xiangfeng GUO (3SR), Daniel DIAS (ANTEA GROUP)	, Olivier BORY, Jean-Jacques FRY, Pierre TACHKER (EDF CIH)
Communication A 03	nage 29
CALCUL PROBABILISTE D'UN BARRAGE POIDS - COM	IMENT ESTIMER ET AMELIORER LA FLABILITE D'UN
OUVRAGE AVEC UN EXEMPLE PRATIOUE DE CALCUL - MO	ez IELLOUILL Adrien IOLIANIOLIE (ISL)
Communication A.04	nage 43
TENIR COMPTE DE L'HISTOIRE DANS LES IUSTIFICATIONS	TO F STABILITE · L'APPROCHE BAYESIENNE - Luc DEBOO
Michel LINO. Sadri MEVEL (ISL), Jean-Jacques FRY (EDF CIH)	
Communication A.05	page 55
RETOUR SUR LES PRATIQUES DE JUSTIFICATION	DE LA SURETE DES BARRAGES PRESENTEES A
L'ADMINISTRATION - Guirec PREVOT, Stéphan AIGOUY, Flo	rent BACCHUS, Thomas CARLIOZ, Florian CHAMPIRE, Marc
HOONAKKER, Tarik OUSSALAH, Laëtitia RIVOLLET, Jean-François	s VILLARD (BETCGB)
Communication A.06	page 65
ETABLIR LA COTE DE DANGER D'UN BARRAGE. QUEST	ONS SOULEVEES ET ELEMENTS METHODOLOGIQUES
POUR Y REPONDRE - Benoît HOUDANT (EDF CIH), Benoît GEH	ANT (OXAND)
Communication A 07	page 75
EVOLUTION DES CALCULS NUMERIQUES AU TRAVERS D	ES ACTIVITES DI L'OMITE A DE LA CICE Vaviar MOUA
(TRACTEREL ENGINEERING)	ES ACTIVITES DU COMITE A DE LA CIGB - XUVIET MIDEIN
Communication A.08	page 85
METHODOLOGIE POUR L'EVALUATION STOCHAST	IQUE DES PERFORMANCES STRUCTURELLE ET
FONCTIONNELLE DES BARRAGES EN BETON SOUS INCERT	TTUDES - Frédéric DUFOUR, David BOUHJITI, Julien BAROTH
(GRENOBLE INP)	
I HEME B – LES BA	RRAGES RIGIDES
SOLIS THEME P1 PARPAGES DOIDS	
SOUS THEME BI - DARRAGES-POIDS	
Communication introductive B1.01	
JUSTIFICATION DE LA STABILITE DES BARRAGES-POIDS : I	PRATIOUES ACTUELLES - Luc DEROO (ISL)
Communication B1.02	page 121
LE DIMENSIONNEMENT DES BARRAGES-POIDS : COND	ITION NECESSAIRE OU SUFFISANTE DE STABILITE?
Thomas CARLIOZ, Tarik OUSSALAH (BETCGB), Ghazi HASSEN (EN	IPC)
	101
Communication B1.03	page 131
QUAND UNE APPROCHE EN COIE DE DANGER PERMI	TOPTIVISER LE PROJET DE SECURISATION D'UN
BARRAGE BCR - Julien GOLETTO, Eric VUILLERMET (BRLI), Nico	las JUANOLA (CD de l'Hérault)
Communication B1 04	nage 1/2
PROPOSITION D'UNE INE LINUU LINUU VAINTE DE JUSTIFIC	ATION - GIEGULY COUDAND, FIEUEIIC LAUGIER (EDF CIH), LUC
DEROO (ISL), IVIULIIEU FERRIERE (LINK)	

<u>Communication B1.05</u> CONFORTEMENT DES BARRAGES EN MAÇONNERIE PAR DES RECHARGES AVAL EN REMBLAI OU EN ENROCHEMENTS - Jean-Rémi LHERBIER, Mathieu ROY (ARTELIA), Sarah DELMAS, Patrick LIGNIER (TRACTEBEL ENGINEERING)
<u>Communication B1.06</u> page 167 ETUDE EXPERIMENTALE DES PARAMETRES D'INFLUENCE DE LA COHESION APPARENTE DES FONDATIONS DE BARRAGE-POIDS - Adrien RULLIERE, Jérôme DURIEZ, Claudio CARVAJAL, Laurent PEYRAS (IRSTEA), Patrice RIVARD (Univ. SHERBROOKE), Pierre BREUL (Univ Clermont Auvergne)
Communication B1.07 page 179 MODELISATION NON-LINEAIRE D'UN BARRAGE SOUMIS A DES MOUVEMENTS GEOLOGIQUES IMPORTANTS - Romain TAJETTI, Jean-Pierre BLAIS, Sébastien DOMITILE, Patrick DIVOUX (EDF CIH)
SOUS-THEME B2 – BARRAGES-VOUTES
Communication introductive B2.01 page 189 JUSTIFICATION DES BARRAGES-VOUTES : ETAT DES CONNAISSANCES - Christine NORET (TRACTEBEL ENGINEERING)
Communication B2.02 page 203 CISAILLEMENT AU CONTACT BETON-ROCHER DES BARRAGES-VOUTES : PREMIER RETOUR SUR LA MISE EN APPLICATION DES RECOMMANDATIONS CFBR - Emmanuel ROBBE, Grégory COUBARD, Willy TSOPMO KEUMEDJIO (EDF CIH)
Communication B2.03 page 211 QUEL CRITERE POUR ANALYSER LES CONTRAINTES DE CISAILLEMENT ENTRE UN BARRAGE ET SA FONDATION ? EXEMPLES MIS EN ŒUVRE SUR DES PROJETS DE CONFORTEMENT - Claire JOUY, Christine NORET, Xavier MOLIN, Patrice ANTHINIAC (TRACTEBEL ENGINEERING)
<u>Communication B2.04</u> JUSTIFICATION DES BARRAGES POIDS-VOUTES EN BCR – DEUX CAS D'APPLICATION - Mathieu ROY, Geoffrey MATHIEU, Frédéric ANDRIAN (ARTELIA), Stéphane FRAY, Vincent BOINAY, Jean-Christophe GIRARD (TRACTEBEL ENGINEERING)
Communication B2.05 APPORTS ET LIMITES DES CALCULS CYCLIQUES POUR L'ANALYSE DU COMPORTEMENT DES BARRAGES-VOUTES Vincent MOUY, Xavier MOLIN, Patrice ANTHINIAC (TRACTEBEL ENGINEERING), Mathieu ROY, Nicolas ULRICH, Frédéric ANDRIAN (ARTELIA)
Communication B2.06 page 247 BARRAGE DE KARIBA : UNE FOSSE D'EROSION UNIQUE, NECESSITANT UNE APPROCHE REMARQUABLE POUR EN APPREHENDER LE COMPORTEMENT - Yanis OUKID, Christine NORET, Xavier MOLIN, Peng ZHOU (TRACTEBEL ENGINEERING)
THEME C – LES BARRAGES EN REMBLAIS
SOUS THEME C1 – BARRAGES EN ENROCHEMENTS
Communication introductive C1.01 page 263 JUSTIFICATION DES BARRAGES EN ENROCHEMENTS A MASQUE D'ETANCHEITE AMONT - Etienne FROSSARD (consultant)
Communication C1.02 page 277 APPORT DE LA MODELISATION NUMERIQUE NON LINEAIRE 3D A LA CONCEPTION ET SUIVI DES BARRAGES CFRD - Cristian NIETO (TRACTEBEL ENGINEERING), Nicolas ULRICH, Mohamed MONKACHI (ARTELIA)
Communication C1.03 page 291 MODELISATION DE LA CONSTRUCTION ET DE LA MISE EN EAU DU BARRAGE EN ENROCHEMENT A NOYAU BITUMINEUX DE LA ROMAINE 2 (QUEBEC, CANADA) - Roland PLASSART, François LAIGLE (EDF CIH), Hugo LONGTIN, Eric PELOQUIN (Hydro-Québec)

Colloque CFBR : « Justification des barrages : Etat de l'art et Perspectives», Chambéry, 27 et 28 novembre 2019 **Communication C1.04** 299 page MODELISATIONS PHYSIQUE ET NUMERIQUE DE LA STABILITE DU PAREMENT AVAL D'UN BARRAGE EN ENROCHEMENT AVEC PERRE - Olivier BORY, Jean-Jacques FRY, François LAIGLE (EDF CIH), Eric VINCENS (Univ. de Lyon -Ecole Centrale de Lyon LTDS) SOUS THEME C2 – BARRAGES EN TERRE – EROSION INTERNE **Communication introductive C2.01** page 313 JUSTIFICATION DES BARRAGES EN REMBLAI ET DE LEUR FONDATION : ETAT DE L'ART ET PERSPECTIVES Jean-Jacques FRY (EDF CIH) **Communication C2.02** page 333 ANALYSE DU RISQUE D'EROSION INTERNE DES BARRAGES EN REMBLAI : METHODOLOGIES OPERATIONNELLE ET EN DEVELOPPEMENT - Jean-Robert COURIVAUD, Jean-Jacques FRY (EDF CIH), Luc DEROO (ISL), Stéphane BONELLI (IRSTEA) Communication C2.03 page 349 LIMITES DES CRITERES DE SUSCEPTIBILITE A LA SUFFUSION VIS-A-VIS DE LA STABILITE MECANIQUE DES **OUVRAGES EN REMBLAI** - Antoine WAUTIER, Stéphane BONELLI, François NICOT (IRSTEA) **Communication C2.04** page 357 JUSTIFICATION DE L'EFFICACITE DES FILTRES GRANULAIRES : DEVELOPPEMENT D'UN CRITERE DE FILTRE AFFINE - Christophe PICAULT (CNR), Feda SEBLANY, Eric VINCENS (Univ. de Lyon - Ecole Centrale de Lyon LTDS) **Communication C2.05** page 365 JUSTIFICATION D'UNE COTE DE DANGER SUPERIEURE AU NIVEAU D'ETANCHEITE D'UN OUVRAGE EN REMBLAI - Eric VUILLERMET (BRLI) **Communication C2.06** page 375 CARACTERISATION DU CRITERE DE RUPTURE POUR UN REMBLAI NON SATURE EN CONDITION NORMALE D'EXPLOITATION - Olivier BORY, Jean-Jacques FRY (EDF CIH), Salima BOUCHEMELLA (Univ. Le Havre Normandie - LOMC, Univ. Mohamed Cherif Messaadia), Said TAIBI (Univ. Le Havre Normandie - LOMC) Thierry DUBREUCQ (IFSTTAR), Jean-Marie FLEUREAU (Univ. Paris-Saclay – Centrale Supélec – MSSMat) **Communication C2.07** 387 page ANALYSE DES BARRAGES EN TERRE AVEC PRISE EN COMPTE DE LA NON SATURATION - Luc BOUTONNIER, Dino MAHMUTOVIC (EGIS), Marc KHAM, Vinicius ALVES FERNANDES (EDF R&D), Philippe KOLMAYER, Jean-Jacques FRY (EDF CIH) **Communication C2.08** 397 page JUSTIFICATION DE LA STABILITE D'UNE RECHARGE GRANULAIRE AVAL SUR LES DIGUES DE CANAUX : DEVELOPPEMENT D'UN CRITERE DE RUPTURE PAR CLAQUAGE - Christophe PICAULT (CNR), Jean-Robert COURIVAUD (EDF CIH), Rémi BEGUIN (GEOPHYCONSULT), Pierre PHILIPPE (IRSTEA)

<u>Communication C.09</u> JUSTIFICATION DE LA STABILITE DES DIGUES ET BARRAGES EN SOLS TRAITES - Pierre AGRESTI, Jean-Rémi LHERBIER (ARTELIA), Nicolas NERINCX, Cédrine ALLEON (ISL), Stéphane BONELLI (IRSTEA), Jean-Jacques FRY (EDF CIH), Pierre COCHET (consultant)

THEME D – JUSTIFICATIONS AU SEISME

Communication D.01 page 425 METHODE DE CALCUL DYNAMIQUE SIMPLIFIEE FR-JP – DEVELOPPEMENT ET QUALIFICATION SUR ETUDES DE CAS - Moez JELLOULI, Antoine des GARETS (ISL), Jean-Jacques FRY (EDF CIH)

Communication D.02 page 437 METHODOLOGIE SIMPLIFIEE POUR LA JUSTIFICATION AU SEISME D'UNE DIGUE SUR FONDATION MEUBLE Capucine DURAND, Emmanuel CHALJUB, Pierre-Yves BARD (ISTERRE, UGA/CNRS/USMB/IRD/IFSTTAR), Jean-Jacques FRY, Philippe KOLMAYER, Pierre TACHKER (EDF CIH), Romain GRANJON (CNR), Florence RENALIER (GEOPHYCONSULT)

Communication D.03 MODELISATION DU COMPORTEMENT AU SEISME DES REMBLAIS SATURES AVEC CODE-ASTER Philippe KOLMAYER, Astrid MONDOLONI (EDF CIH), Marc KHAM, Vinicius ALVES FERNANDES (EDF R&D)	page	451
Communication D.04 MODELISATION NUMERIQUE DE LA STABILITE DU BARRAGE DE MOREAU EN CONDITIONS DYNA BILLAUX, Rima GHAZAL (ITASCA), Patrick SOULAT, Stephen BONNET, Mathieu LE FLOCH (SUEZ CONSULTING)	page MIQUE	461 S Daniel
Communication D.05 APPORTS DE LA PRISE EN COMPTE DES INTERACTIONS DYNAMIQUES AVANCEES DANS LA JUST SEISME DES BARRAGES RIGIDES - Jean-Rémi LHERBIER, Frédéric ANDRIAN, Pierre AGRESTI (ARTELIA)	page FIFICAT	467 ON AU
Communication D.06	page	479
CARACTERISATION EN LABORATOIRE DU COMPORTEMENT DE SOLS RESIDUELS TROPICAUX CON SOLLICITATIONS DYNAMIQUES Lila MOUALI, Daniel DIAS, Christophe POINCLOU, Eric ANTOINET (ANTEA DURIEZ, Guillaume VEYLON, Claudio CARVAJAL, Laurent PEYRAS (IRSTEA)	/IPACTE GROUP),	S SOUS Jérôme
Communication D.07 COMPARAISON DE METHODES LINEAIRES ET NON LINEAIRES POUR LA JUSTIFICATION AU SEISM DE CHANCY-POUGNY - Mathieu FERRIERE, Jean-Pierre PERSON (CNR), Hazem CHARIF (SOLLERTIA), St (SCIA) Discipa (ESTUZZI (EREL ENAC UC MAC)	page E DU BA éphane	485 RRAGE ROSSIER
(SCIA), PIEIIIIO LESI OZZI (EPFL-EINAC-IIC-IIVIAC)		
THÈME E – SURVERSE / ÉROSION AVAL		
COMPUTERING LEST 0221 (EPPL-ENAC-INC-INCAC) THÈME E – SURVERSE / ÉROSION AVAL Communication E.01 EROSION EXTERNE DES BARRAGES ET DES DIGUES Jean-Robert COURIVAUD (EDF CIH), Luc DEROCI BONELLI (IRSTEA)	page) (ISL), S	499 téphane
Communication E.01 EROSION EXTERNE DES BARRAGES ET DES DIGUES Jean-Robert COURIVAUD (EDF CIH), Luc DEROCI BONELLI (IRSTEA) Communication E.02 EVALUATION DU POTENTIEL D'AFFOUILLEMENT DES FOSSES DE DISSIPATION EN AVAL DE RETOURS SUR LA CONCEPTION DU BARRAGE DE JANNEH ET SUR L'EXPLOITATION DU BARRA Thomas PINCHARD, Benoit BLANCHER (EDF CIH), Serge ROUSSIN (ENERCAL), Lucie ALAZARD, Pierre-Etienne I	page (ISL), S page BARR AGE DE	499 téphane 513 AGES – YATE - NRTELIA)
THÈME E – SURVERSE / ÉROSION AVAL Communication E.01 EROSION EXTERNE DES BARRAGES ET DES DIGUES Jean-Robert COURIVAUD (EDF CIH), Luc DEROCC BONELLI (IRSTEA) Communication E.02 EVALUATION DU POTENTIEL D'AFFOUILLEMENT DES FOSSES DE DISSIPATION EN AVAL DE RETOURS SUR LA CONCEPTION DU BARRAGE DE JANNEH ET SUR L'EXPLOITATION DU BARRA Thomas PINCHARD, Benoit BLANCHER (EDF CIH), Serge ROUSSIN (ENERCAL), Lucie ALAZARD, Pierre-Etienne I Communication E.03 ETUDE DU POTENTIEL D'EROSION DU CHENAL EN AVAL DES VANNES DE FOND DU BARRAGE DE P APPLICATION DES CRITERES EGSI ET RMEI - Anaïs FAIVRE, Benoit BLANCHER, Florence LAFON (EDF CIH), (EDF TEGG)	page (ISL), S page BARR/ AGE DE LOISEL (A page ETIT-SA Thierry L	499 téphane 513 AGES – YATE – NRTELIA) 525 UT PAR ETURCQ

MOREL (EDF CIH), Alain FELZINES (EDF UP SO)

THEME A – CONCEPTS DE RESISTANCE ET D'ETATS-LIMITES ULTIMES

Communication A.01	page	11
APPLICATION DES METHODES D'ANALYSE DE FIABILITE POUR L'EVALUATION DE LA SURETE D EXISTANTS - Claudio CARVAJAL, Laurent PEYRAS, Anthony MOUYEAUX (IRSTEA), Pierre BREUL (Univ Clermont Aux GUO (3SR), Daniel DIAS (ANTEA GROUP	ES BAR vergne), X	RAGES (iangfen
<u>Communication A.02</u> PROPOSITIONS D'APPROCHE PROBABILISTE DANS UN LOGICIEL DE CALCUL DE STABILITE - (TERRASOL), Xiangfeng GUO (3SR), Daniel DIAS (ANTEA GROUP), Olivier BORY, Jean-Jacques FRY, Pierre TACH	page Anne Bi HKER (ED	21 ERGERE F CIH)
<u>Communication A.03</u> CALCUL PROBABILISTE D'UN BARRAGE POIDS – COMMENT ESTIMER ET AMELIORER LA FI OUVRAGE AVEC UN EXEMPLE PRATIQUE DE CALCUL - Moez JELLOULI, Adrien JOUANIQUE (ISL)	page I ABILITE	29 D'UN
Communication A.04 TENIR COMPTE DE L'HISTOIRE DANS LES JUSTIFICATIONS DE STABILITE : L'APPROCHE BAYESIENN Michel LINO, Sadri MEVEL (ISL), Jean-Jacques FRY (EDF CIH)	page \E - Luc I	43 DEROO,
<u>Communication A.05</u> RETOUR SUR LES PRATIQUES DE JUSTIFICATION DE LA SURETE DES BARRAGES P L'ADMINISTRATION - Guirec PREVOT, Stéphan AIGOUY, Florent BACCHUS, Thomas CARLIOZ, Florian CA HOONAKKER, Tarik OUSSALAH, Laëtitia RIVOLLET, Jean-François VILLARD (BETCGB)	page RESENT HAMPIRI	55 EES A E, Marc
Communication A.06 ETABLIR LA COTE DE DANGER D'UN BARRAGE. QUESTIONS SOULEVEES ET ELEMENTS METHO POUR Y REPONDRE - Benoît HOUDANT (EDF CIH), Benoît GEHANT (OXAND)	page)DOLOC	65 GIQUES
Communication A.07 EVOLUTION DES CALCULS NUMERIQUES AU TRAVERS DES ACTIVITES DU COMITE A DE LA CIGB (TRACTEBEL ENGINEERING)	page - Xavier	75 MOLIN
Communication A.08 METHODOLOGIE POUR L'EVALUATION STOCHASTIQUE DES PERFORMANCES STRUC FONCTIONNELLE DES BARRAGES EN BETON SOUS INCERTITUDES - Frédéric DUFOUR, David BOUHJITI (GRENOBLE INP)	page CTURELI I, Julien E	85 .E ET BAROTH

APPLICATION DES METHODES D'ANALYSE DE FIABILITE POUR L'EVALUATION DE LA SURETE DES BARRAGES EXISTANTS

Application of reliability analysis methods for safety assessment of existing dams

Claudio CARVAJAL, Laurent PEYRAS, Anthony MOUYEAUX

IRSTEA, UMR RECOVER, 3275 Route de Cézanne, CS 40061, 13182 Aix-en-Provence Cedex 5, France claudio.carvajal@irstea.fr ; laurent.peyras@irstea.fr ; anthony.mouyeaux@irstea.fr

Pierre BREUL

Univ. Clermont Auvergne, Institut Pascal, CNRS, F-63000 Clermont-Ferrand, France pierre.breul@uca.fr

Xiangfeng GUO

Univ. Grenoble Alpes, CNRS, Grenoble INP, 3SR, F-38000 Grenoble, France xiangfeng.guo@3sr-grenoble.fr

Daniel DIAS

Antea Group, Antony, France daniel.dias@anteagroup.com

MOTS CLEFS

Analyse de fiabilité, méthodes probabilistes, variabilité spatiale, Monte-Carlo, modélisation numérique

KEY WORDS

Reliability analysis, probabilistic approach, spatial variability, Monte-Carlo, numerical modelling

RÉSUMÉ

L'évaluation d'une probabilité de défaillance vis-à-vis d'un mécanisme de rupture d'un barrage constitue une difficulté majeure dans la réalisation des études d'analyse de risque de ces ouvrages. Dans la quasi-totalité des études de dangers, l'évaluation d'une telle probabilité de défaillance est effectuée par des méthodes d'analyse des risques basées essentiellement sur le jugement expert. Dans ce cadre, les méthodes d'analyse de fiabilité des structures constituent une démarche intéressante pour l'évaluation probabiliste de la sûreté des barrages. Ces méthodes consistent à modéliser les incertitudes sur les chargements et les propriétés des matériaux d'un ouvrage par des variables aléatoires, lesquelles sont intégrées dans les calculs de stabilité permettant d'évaluer ensuite une probabilité de défaillance vis-à-vis du mécanisme de rupture analysé.

Cette communication présente des applications des méthodes d'analyse de fiabilité sur des cas de barrages existants, en valorisant les données disponibles sur ces ouvrages. Elle synthétise des travaux de recherche et développement à IRSTEA sur ce domaine depuis une dizaine d'années. Après une description des principes d'une analyse de fiabilité, cette communication présente trois exemples d'application de ces méthodes à des barrages existants : la modélisation probabiliste de l'état-limite de glissement avec ouverture de fissure d'un barrage-poids ; la modélisation probabiliste de fondations rocheuses d'un barrage-poids avec un modèle numérique comportant des familles de discontinuités ; et la modélisation probabiliste du mécanisme de glissement d'un barrage en remblai tenant compte de la variabilité spatiale des matériaux.

ABSTRACT

Assessing the probability of dam failure is a major difficulty in conducting a dam risk analysis study. In almost all hazard studies, the assessment of such a probability of failure is carried out by risk analysis methods based mainly on expert judgement. In this context, structural reliability analysis methods are an interesting approach for the probabilistic assessment of dam safety. These methods consist of modelling uncertainties on loads and material properties by random variables, which are integrated into the stability calculations to then assess a failure probability with respect to the failure mechanism of the analyzed dam.

This paper presents applications of reliability analysis methods on cases of existing dams, highlighting the data available on these structures. This article summarizes IRSTEA's research and development work in this field over the past ten years. After a description of the principles of reliability analysis and associated methods, this paper presents three examples of how these methods can be applied to existing dams: probabilistic modelling of the sliding/shear limit-state with crack opening of a gravity dam; probabilistic modelling of rock foundations of a gravity dam with a numerical model including sets of discontinuities; and probabilistic modelling of the slope stability of an embankment dam taking into account the spatial variability of the soils properties.

1. INTRODUCTION

L'évaluation de la sûreté des barrages est un enjeu majeur vis-à-vis des risques que ces ouvrages représentent pour les populations et les enjeux aval. Une des difficultés majeures des études d'analyse de risques de barrages (notamment dans le cadre des études de dangers en France) réside dans l'évaluation d'une probabilité de défaillance associée à une rupture du barrage.

Dans ce cadre, les méthodes d'analyse de fiabilité des structures constituent une démarche intéressante pour l'évaluation probabiliste de la sûreté des barrages, alternative et/ou complémentaire aux démarches semi-quantitatives basées en grande partie sur le jugement expert. Ces méthodes consistent à modéliser les incertitudes sur les chargements et les propriétés des matériaux d'un ouvrage par des variables aléatoires, lesquelles sont intégrées dans les calculs de stabilité permettant d'évaluer ensuite une probabilité de défaillance ou de dépassement de l'état-limite analysé [1].

L'utilisation des méthodes d'analyse de fiabilité dans le domaine des barrages a fait l'objet de nombreux travaux de recherche, comme on peut le constater par exemple dans une revue bibliographique [2] d'application de méthodes probabilistes pour l'évaluation de la sûreté de barrages en béton. Dans un cadre plus opérationnel, les méthodes fiabilistes ont fait l'objet : de trois thèmes des benchmarks proposés par la CIGB [3, 4, 5], de guides ou documents techniques [6, 7], ainsi que d'applications dans des études d'analyse de risques [8, 9].

L'objectif de cette communication est de présenter des applications des méthodes d'analyse de fiabilité sur des cas de barrages existants, en valorisant les données disponibles sur ces ouvrages. Elle synthétise une dizaine d'années de travaux de recherche et développement à IRSTEA sur ce domaine, comprenant 5 thèses dont deux en cours. Cet article constitue ainsi une synthèse de ces travaux, en donnant un aperçu des questions traitées et des résultats obtenus par ces méthodes fiabilistes dans des cas de barrages existants (mais sans rentrer dans des détails méthodologiques déjà publiés par ailleurs). Le corps de l'article comporte une description des principes d'une analyse de fiabilité suivie de trois exemples d'application de ces méthodes à des barrages existants : la modélisation probabiliste de l'état-limite de glissement avec ouverture de fissure d'un barrage-poids ; la modélisation probabiliste des fondations rocheuses d'un barrage-poids avec un modèle numérique comportant des familles de discontinuités ; et la modélisation probabiliste du mécanisme de glissement d'un barrage en remblai en tenant compte de la variabilité spatiale des matériaux.

2. PRINCIPE D'UNE ANALYSE DE FIABILITE

La sûreté des ouvrages de génie civil se situe dans un contexte incertain. En effet, il n'est pas possible de connaître ou prédire avec certitude la valeur des paramètres de calcul entrant dans les méthodes de vérification des ouvrages. Ces paramètres peuvent correspondre à des paramètres géométriques, de résistance ou de sollicitation. Les méthodes d'analyse de fiabilité permettent de prendre en compte dans un contexte probabiliste les incertitudes associées aux données de calcul utilisées dans les justifications de la stabilité structurale des ouvrages. Les méthodes fiabilistes apportent ainsi une information supplémentaire par rapport à une approche déterministe classique [1, 10].

Les méthodes fiabilistes sont constituées classiquement des phases d'analyse suivantes (Figure 1) :

Étape A : Choix du modèle représentatif du système ou de l'ouvrage. Cette étape est analogue à une analyse déterministe classique. Elle consiste à sélectionner et modéliser le ou les états-limites dont on veut évaluer la probabilité de dépassement. Cette modélisation peut être réalisée par des méthodes de stabilité à l'équilibre limite ou par des méthodes numériques aux éléments finis ou différences finies. Une fonction de performance doit être choisie pour définir le critère de défaillance en fonction de la variable de sortie du modèle (par exemple : supposer la défaillance si le facteur de sécurité est inférieur à 1).

Etape B : Quantification des sources d'incertitudes. Cette étape consiste à identifier les variables d'entrée du modèle de l'étape A considérées comme incertaines et leur attacher un modèle probabiliste. Il s'agit d'analyser et caractériser, par des lois de probabilité, les variables aléatoires intervenant dans chacun de ces états-limites (classiquement : les variables de sollicitation et de résistance). Par exemple, pour l'état-limite de résistance à l'effort tranchant d'un barrage-poids, on peut considérer comme incertain et modéliser comme variable aléatoire : le niveau de la retenue en période de crue, le coefficient d'efficacité du dispositif de drainage, le poids volumique et les paramètres de résistance au cisaillement des matériaux.

Étape C : Propagation des incertitudes. Cette étape vise à évaluer l'aléa de la réponse (ou paramètres de sortie) du modèle vis-à-vis du critère de défaillance considéré. Elle consiste à prendre les variables aléatoires déterminées dans l'étape B (variables d'entrée) et les introduire dans le modèle d'évaluation d'état-limite de l'étape A de manière à obtenir une distribution probabiliste de la variable de sortie du modèle d'état-limite (par exemple : une distribution de probabilité du facteur de sécurité). Les méthodes généralement utilisées pour cette étape se basent sur des méthodes de simulations de Monte-Carlo ou sur des méthodes d'approximation de la surface d'état-limite, telles que FORM, SORM, ... [1]. La distribution de la variable de sortie du modèle d'état-limite permet ensuite d'évaluer la probabilité de dépassement de l'état-limite analysé (correspondant par exemple à la probabilité que le facteur de sécurité soit inférieur à 1). Cette étape de propagation des incertitudes peut faire l'objet éventuellement d'études de sensibilité, afin d'identifier par exemple quelles sont les variables aléatoires qui ont le plus de poids dans l'évaluation de la probabilité de défaillance.



Figure 1 : Démarche générale d'une analyse de fiabilité

Il est enfin pertinent de rappeler que tous les modèles de calcul existants pour décrire le fonctionnement mécanique d'une structure sont fondés sur une idéalisation de celle-ci. Ainsi, lorsque l'on parle de l'étude de sûreté d'une structure, on parle en réalité de la sûreté du modèle idéalisé associé à cette structure.

3. APPLICATION SUR UN BARRAGE-POIDS

Ce cas d'application présente la mise en œuvre de méthodes d'analyse de fiabilité pour évaluer la probabilité d'occurrence du mécanisme de glissement d'un barrage-poids. Le lecteur pourra se référer aux articles [11] et [12] présentant plus de détails sur la démarche utilisée.

Les variables d'entrée (les propriétés des matériaux ainsi que les actions variables de l'eau) sont modélisées comme des variables aléatoires définies par une distribution de probabilité, pour tenir compte de la variabilité et des incertitudes associées aux variables d'entrée.

Le barrage étudié correspond à un barrage-poids en Béton Compacté au Rouleau (BCR) situé dans la zone centrale de la France. Il possède une hauteur maximale de 46 m, un parement aval de fruit 0,73 (H/V) et une épaisseur en crête de 4 m.

3.1. Etat-limite et variables aléatoires d'entrée

L'état-limite analysé correspond au mécanisme de glissement ou de dépassement de l'effort tranchant dans une section du corps du barrage, sur une couche de BCR située au niveau du terrain naturel.

Le Tableau 1 présente les distributions de probabilité adoptées pour les variables d'entrée modélisées comme des variables aléatoires.

Variable aléatoire	Distribution de probabilité	Moyenne	Ecart-type
Poids volumique, γ_{bcr}	Normale	23,2 kN/m ³	0,02 kN/m ³
R. Compression, f_C	Normale	15,5 MPa	1,6 MPa
R. Traction, f_t	Log-normale	0,83 MPa	0,8 MPa
Cohésion, C	Normale, tronquée à 0	1,7 MPa	0,23 MPa
Frottement, $tan(\varphi)$	Normale	1,05	0,08
Hauteur d'eau en période de crue, <i>He</i>	Gumbel	41 m	1,22 m
Drainage, λ	Normale	0,33	0,15

Tableau 1 : Distribution de probabilité marginale des variables aléatoires d'entrée [9]

Les distributions de probabilité du poids volumique et de la résistance à la compression ont été déterminées à partir d'une analyse statistique des essais disponibles en quantité abondante issus de la construction du barrage.

L'évaluation de la résistance à la traction est réalisée à partir d'une technique de fusion des données sur des ratios f_t/f_c disponibles dans la littérature [12].

Les paramètres de résistance au cisaillement ont été déterminés à l'aide d'une équation de la courbe intrinsèque [12]. Les corrélations entre la résistance à la traction f_t et les paramètres de résistance au cisaillement (C et tan(φ)) ont été évaluées également à partir de cette formulation de la courbe intrinsèque. Les valeurs de corrélation adoptées sont : 0,6 entre f_t et C ; (-)0,2 entre C et tan(φ) ; et (-)0,1 entre f_t et tan(φ).

La distribution de probabilité de la hauteur d'eau en période de crue a été évaluée par ajustement d'une distribution de Gumbel sur des niveaux de la retenue obtenus pour des crues de différentes périodes de retour.

Les incertitudes sur l'efficacité du dispositif de drainage sont prises en compte par une distribution de probabilité associée au coefficient λ de rabattement des sous-pressions et caractérisée à partir des mesures d'auscultation.

3.2. Résultats de l'analyse de fiabilité

La probabilité de défaillance P_f pour l'état-limite de résistance à l'effort tranchant sur la couche en BCR inférieure du barrage, évaluée au moyen de la méthode FORM (First Order Reliability Method) et de simulations de Monte Carlo, est présentée dans le Tableau 2 suivant :

Etat limite	P_f (Monte Carlo)	P_f (FORM)	Indice de fiabilité eta (FORM)
Cisaillement couplé avec fissuration	< 1,0 x E-7	< 1,0 x E-7	6,45

Tableau 2 :résultats des simulations de Monte Carlo et des analyses FORM

Les résultats obtenus montrent une très faible probabilité de défaillance du barrage étudié vis-à-vis de l'état limite de résistance à l'effort tranchant. L'indice de fiabilité obtenu est conforme aux valeurs minimales préconisées dans l'Eurocode 0, ce qui montre une conception du barrage très sécuritaire vis-à-vis de l'état-limite analysé. L'Eurocode 0 définit la fiabilité structurale en fonction de classes de conséquences CC et de classes de fiabilité RC. Les grands barrages sont exclus des Eurocodes, mais on peut les comparer aux ouvrages de génie civil de classe de conséquences CC3 (conséquence, en cas de défaillance, élevée en termes de perte de vie humaine) et de classe de fiabilité RC3 (avec un indice de fiabilité β =5,2 pour une durée de référence de 1 an soit une probabilité de défaillance annuelle $P_f = 10^{-7}$).

La sensibilité des variables aléatoires sur la sûreté structurale est appréciée à partir de la méthode FORM. On recherche pour cela les cosinus directeurs du point de défaillance le plus probable dans un espace de probabilités standard, avec des variables indépendantes, centrées et réduites. Les carrés des cosinus directeurs sont présentés pour l'état-limite de résistance à l'effort tranchant (Figure 2).



Figure 2 : Sensibilité de la probabilité de défaillance aux variables aléatoires

Cette figure permet d'identifier les variables aléatoires les plus influentes sur la probabilité de défaillance.

Parmi les variables de sollicitations - l'action hydrostatique amont représentée par la hauteur d'eau, l'action des souspressions représentée par le drainage, le poids propre représenté par le poids volumique -, c'est l'action hydrostatique amont qui est logiquement prépondérante sur la sûreté structurale, ce qui souligne l'intérêt de l'évaluation probabiliste de cette sollicitation.

Parmi les variables de résistance, ce sont les paramètres de cohésion et, à un moindre niveau, de la résistance à la traction qui sont prépondérants. On retrouve ainsi un résultat bien connu en ingénierie traditionnelle déterministe où les valeurs caractéristiques choisies pour C et f_t sont fondamentales dans la valeur du coefficient global de sécurité.

Ce cas d'application d'une analyse de fiabilité d'un barrage-poids vis-à-vis du mécanisme de glissement correspond à un scénario de défaillance en situation de crue considérant un fonctionnement nominal de l'évacuateur de crues. Ce type d'analyse de fiabilité peut être appliquée de manière analogue pour d'autres scénarios dans le cadre d'une étude d'analyse de risques ou une étude de dangers, comme illustré dans [9] pour évaluer la probabilité de défaillance du barrage en situation d'exploitation normale, en situation de défaillance de l'évacuateur de crues, en situation de séisme de base d'exploitation SBE et en situation de séisme d'évaluation de la sécurité SES.

4. APPLICATION SUR DES FONDATIONS ROCHEUSES D'UN BARRAGE

Ce cas d'application s'intéresse dans un premier temps à la variabilité spatiale de la résistance au cisaillement le long des discontinuités des fondations rocheuses de barrages, en intégrant : une description probabiliste des discontinuités du massif rocheux et une méthodologie expérimentale mobilisant des essais simples. Dans un second temps, les familles de discontinuités du massif rocheux sont intégrées de manière explicite dans un modèle numérique aux éléments finis pour une analyse de stabilité déterministe (comme dans l'exemple de la Figure 3) et pour une analyse de fiabilité des fondations rocheuses d'un barrage-poids vis-à-vis du mécanisme de glissement/cisaillement dans la fondation. Nous invitons le lecteur à consulter les articles [13] et [14] qui présentent plus de détails sur les démarches utilisées.

Le cas d'étude analysé est un barrage-poids existant situé au Québec. Cet ouvrage est constitué d'un barrage-poids en rive gauche ; d'une prise d'eau, d'une centrale et d'un évacuateur de crue en partie centrale ; et d'un barrage-poids en rive droite. La longueur totale du barrage est de 425 m et sa hauteur varie longitudinalement entre 13 et 30 m. Le rocher de fondation du site du barrage est une migmatite à biotite de l'unité supérieure M4 du Groupe de Mékinac dans la province géologique de Grenville. L'unité M4 est composée de gneiss et de migmatite. Les forages disponibles sont quatre forages verticaux d'environ 8 m de profondeur dans la fondation. Sur ces forages, nous avons prélevé des échantillons de roches ou de joints, repérés par leurs profondeurs, et nous avons réalisé un total de : 62 essais au marteau de Schmidt, 19 essais de cisaillement portatif sur joints lisses et 19 essais de numérisation de surface au profilomètre laser.

4.1. Modélisation des familles de discontinuités du massif rocheux

Le massif rocheux se présente généralement comme un milieu hétérogène discontinu, comprenant deux types d'éléments : les blocs rocheux et les discontinuités. Du fait de leur déformabilité, de leur faible résistance vis-à-vis de certaines sollicitations (cisaillement) et de leur conductivité hydraulique, les discontinuités jouent un rôle prépondérant dans le comportement du massif rocheux.

Les paramètres qui permettent de décrire la géométrie des discontinuités sont l'orientation, l'espacement et la persistance. L'orientation définit la position du plan de la discontinuité dans l'espace par rapport au Nord. L'espacement est la distance entre deux discontinuités d'une même famille directionnelle mesurée perpendiculairement à celles-ci. L'extension ou persistance des discontinuités correspond à la surface totale de la discontinuité dans l'espace.

Dans ce cas d'étude, nous utilisons la projection stéréographique comme méthode d'analyse pour l'étude de la répartition des discontinuités en familles directionnelles. Lorsque les différentes familles sont identifiées, nous procédons à l'analyse statistique de chaque famille à partir de la réalisation d'histogrammes de distribution des paramètres géométriques concernant l'orientation, l'espacement et la persistance. Cette description probabiliste des discontinuités du massif rocheux est classique et constitue une donnée d'entrée de géomodeleurs qui permettent de simuler la distribution spatiale des discontinuités. La Figure 3 montre un exemple de simulation de discontinuités intégrées dans un modèle numérique aux éléments finis.

4.2. Modélisation de la variabilité de la résistance au cisaillement des discontinuités des fondations rocheuses

4.2.1. Critère de résistance au cisaillement des discontinuités

Nous utilisons le critère de Barton et Choubey [15] pour la caractérisation de la résistance au cisaillement des discontinuités. Ce critère (équation 1) introduit un paramètre qui tient compte de la rugosité appelé le JRC (Joint Roughness Coefficient), un paramètre de résistance mécanique JCS qui tient compte de l'altération des épontes (Joint Compressive Strength) et de l'angle de frottement résiduel, noté φ_r . Le terme σ_n représente la contrainte normale et τ_{pic} la résistance au cisaillement au pic.

$$\tau_{pic} = \sigma_n \tan\left(\varphi_r + JRC \log_{10}\left(\frac{JCS}{\sigma_n}\right)\right)$$

[Eq.1]

La méthodologie se base sur une démarche expérimentale [13] qui mobilise des moyens moins conséquents (par rapport à des essais de cisaillement classiques) pour la détermination des paramètres du critère de Barton et Choubey : un profilomètre laser pour la numérisation de surface qui permet d'évaluer le JRC, un appareil portatif d'essai de cisaillement pour déterminer φ_r et un scléromètre à béton pour évaluer le paramètre JCS.

4.2.2. Modélisation probabiliste de la résistance au cisaillement des discontinuités

La démarche adoptée commence par une analyse statistique des paramètres mesurés dans une campagne expérimentale à l'échelle des joints intersectés par un forage (échelle de l'échantillon) : la valeur au rebond de la matrice rocheuse R et des joints altérés r obtenu par marteau de Schmidt ; l'angle de frottement de base φ_b obtenu par essai de cisaillement sur des joints sciés ; et le paramètre statistique de rugosité Z_2 évalué sur des surfaces de joints numérisées au profilomètre laser. Les paramètres d'entrée du modèle de Barton et Choubey à l'échelle de l'échantillon sont déterminés à partir des paramètres mesurés en utilisant les équations empiriques suivantes :

$\varphi_r = (\varphi_b - 20) + 20 \cdot \frac{r}{R}$	[Eq.2]
JCS = 9.97 * $e^{(0.02*R* ho)}$; avec $ ho$: densité de la matrice rocheuse	[Eq.3]
$IRC = 32.2 + 32.47 \cdot \log(Z_2)$	[Eq.4]

La modélisation probabiliste des paramètres étudiés à l'échelle de l'échantillon distingue une tendance déterministe en fonction de la localisation spatiale, une variable aléatoire d'erreur de mesure et une variable aléatoire d'erreur de modèle associée à la tendance déterministe. Finalement, la modélisation probabiliste à l'échelle de l'ouvrage des paramètres de résistance au cisaillement des discontinuités rocheuses est effectuée à partir d'une analyse de réduction de variance [13].

4.3. Analyse de stabilité et de fiabilité

Nous disposons du géomodeleur *Phase*² pour la construction du modèle géomécanique en 2D. Cette limite, par rapport à un modèle 3D, pourrait être acceptable dans le cas des barrages-poids où la stabilité est analysée généralement en 2D. Ce géomodeleur, basé sur la méthode des éléments finis, utilise la méthode de réduction de la résistance au cisaillement (SSR : Shear Strength Reduction) pour l'analyse de la stabilité des massifs rocheux. La Figure 3 suivante présente le résultat d'une simulation des discontinuités du massif rocheux et les déplacements obtenus.

Dans cette application, nous avons considéré comme variable aléatoire uniquement les paramètres de résistance au cisaillement, évalués à partir des essais mentionnés précédemment. Les lois de probabilité de ces paramètres ont été déterminées selon deux cas [13] : (i) à partir d'une analyse statistique classique (moyenne, écart-type/variance, ...) et (ii) à partir d'une analyse tenant compte d'une réduction de variance (en considérant qu'une partie de la dispersion peut être expliqué par exemple avec une augmentation de la résistance avec la profondeur).

Pour l'analyse de fiabilité, nous avons utilisé le module probabiliste déjà intégré dans le logiciel *Phase*². Il est défini en variable aléatoire et estime la probabilité de défaillance de manière approchée (à partir de la méthode Point Estimate Method, PEM). Il s'agit d'une estimation en première approche (compte tenu des non-linéarités de l'état-limite) qui vise simplement à illustrer l'impact que peut avoir la prise en compte de la réduction de variance sur l'estimation de la probabilité de défaillance (selon les cas i et ii mentionnés ci-dessus). Dans cette étude, la probabilité de défaillance évaluée pour le cas (i), qui ne tient pas compte d'une réduction de variance, est de 2x10⁻⁶. Pour le cas (ii), la prise en compte de la réduction de variance conduit à réduire de plusieurs ordres de grandeur la probabilité de défaillance (toutefois, la valeur obtenue est à nuancer compte tenu des hypothèses et simplifications adoptées).



Figure 3 : Résultats d'une simulation des discontinuités d'un massif rocheux et le champ de déplacements associés [13]

5. APPLICATION SUR UN BARRAGE EN REMBLAI

Ce cas d'application présente une synthèse de résultats issus de plusieurs travaux de recherche [16 à 20] portant sur la modélisation probabiliste du mécanisme de glissement d'un barrage en remblai en tenant compte de la variabilité spatiale des propriétés des matériaux.

Ce cas d'étude illustre une démarche permettant de caractériser la variabilité spatiale des propriétés hydrauliques et mécaniques à travers des champs aléatoires évalués à partir des données disponibles, et de produire ensuite des couplages mécano-fiabilistes par la méthode des éléments finis stochastiques pour obtenir une distribution probabiliste du facteur de sécurité vis-à-vis du mécanisme de glissement.

Le barrage étudié correspond à un ouvrage en remblai zoné d'une hauteur maximale de 23 m, retenant un volume utile d'eau d'environ 5 millions de m³ et situé dans l'ouest de la France. D'un volume total d'environ 140 000 m³, le corps du barrage est formé d'un noyau (NOY) constitué de limons sableux sur lequel s'appuient deux recharges amont (RAM) et aval (RAV) constituées d'un matériau sablo-graveleux issu de l'altération de schistes. Les caractéristiques des matériaux des recharges sont proches de celles du noyau. L'écart de perméabilité entre le noyau et les recharges est moins significatif par rapport à un barrage zoné classique. En fondation, un voile d'étanchéité a été réalisé au droit du noyau central. Ce voile descend jusqu'à des profondeurs de 15 à 25 m, et est prolongé par des voiles au large sur les rives. Une cheminée drainante ainsi que des bretelles drainantes horizontales sont placées dans la recharge aval afin de collecter les écoulements.

5.1. Modélisation de la variabilité spatiale des propriétés des matériaux

Différentes données sont disponibles sur le barrage étudié. Nous disposons premièrement d'informations provenant de la phase d'étude du projet. Une trentaine d'échantillons a été prélevée sur les zones d'emprunt des matériaux utilisés pour la constitution de l'ouvrage. Ceux-ci ont fait l'objet d'essais d'identification (analyses granulométriques, limites d'Atterberg), d'essais triaxiaux, d'essais de compactage (Proctor) et de quelques essais de perméabilité.

Durant la mise en œuvre de l'ouvrage, la densité sèche et la teneur en eau après compactage du remblai ont été contrôlées. La densité sèche a été mesurée in situ à l'aide d'un gammadensimètre Troxler. Au total, plus d'un millier de mesures ont été effectuées sur les trois zones (RAM : 376, NOY : 469, RAV : 333 respectivement). Un dispositif de géoréférencement a été mis en place lors de la construction du barrage afin de localiser les mesures de contrôle de compactage dans l'espace (suivant les trois axes). Nous disposons donc d'un nombre important de mesures de densité sèche et de leur localisation relativement précise dans l'espace.

Pour les mesures de densité sèche, disponibles en quantité importante et géoréférencées, une analyse géostatistique des mesures a été réalisée afin d'analyser la variabilité spatiale des matériaux. Cette analyse a été effectuée à partir des variogrammes expérimentaux qui ont été calculés sur les données de notre cas d'étude selon les directions horizontale et verticale. Un variogramme traduit la corrélation en fonction de la distance entre points de mesures (corrélation plus forte entre points qui sont plus proches). Un modèle théorique de type exponentiel est ensuite calé sur les six variogrammes obtenus. Ils permettent de déduire les longueurs de corrélation pour obtenir ensuite une représentation par champ aléatoire de la densité sèche.

Concernant la perméabilité et les paramètres de résistance au cisaillement, nécessaires pour l'analyse d'écoulements et l'analyse de stabilité d'un barrage, nous disposons de quelques essais permettant d'estimer une distribution de probabilité représentant une tendance centrale et une dispersion. Cependant, nous ne disposons pas des données géoréférencées pour caractériser la variabilité spatiale de ces paramètres. Nous nous sommes donc appuyés sur des relations empiriques définies en fonction de la densité et nous avons utilisé les résultats de l'analyse géostatistique pour intégrer la corrélation spatiale [17, 18]. La Figure 4 montre un exemple de réalisation d'un champ aléatoire illustrant la variabilité spatiale de l'angle de frottement interne (estimée en utilisant la relation de Caquot).



Figure 4 : exemple de réalisation d'un champ aléatoire de l'angle de frottement interne φ' (°), [18]

5.2. Modélisation probabiliste des pressions interstitielles

La variabilité spatiale des pressions interstitielles est évaluée à partir de simulations de Monte-Carlo mobilisant la simulation de champs aléatoires de la perméabilité et le calcul d'écoulements dans le barrage.

Un champ aléatoire de perméabilité des matériaux est généré à partir des données disponibles (courbes granulométriques, limites de liquidité et densités sèches). Ces champs de perméabilité sont introduits ensuite comme donnée d'entrée au modèle par éléments finis qui résout l'équation d'écoulement. Un champ des pressions interstitielles est ainsi obtenu en tout point de la section étudiée.

Un nombre important de réalisations permet d'obtenir une distribution de lignes piézométriques et des pressions interstitielles sur l'ensemble de la section analysée. Les résultats obtenus ont été comparés avec les mesures d'auscultation et montrent une bonne adéquation avec celles-ci [17].



Figure 5 : Distribution des surfaces phréatiques obtenues [17]

5.3. Analyse mécano-fiabiliste du mécanisme de glissement

Dans cette étude, le couplage mécano-fiabiliste a été réalisé au travers de simulations de Monte-Carlo à partir des modèles par éléments finis (hydraulique et mécanique) construits avec le code Cast3M. Le principe de cette analyse de fiabilité par simulations de Monte-Carlo est le suivant : [18]

- un champ de pressions interstitielles est engendré selon la démarche exposée précédemment ;
- le champ de pressions interstitielles est intégré comme donnée d'entrée dans le modèle mécanique de calcul du facteur de sécurité ;
- des réalisations de champ aléatoire de c et de φ sont générées et sont également introduites dans le modèle mécanique. La corrélation entre ces paramètres a été évaluée comme très faible à partir des essais triaxiaux disponibles et elle n'a pas été prise en compte dans l'analyse de fiabilité ;
- le facteur de sécurité de l'ouvrage est calculé à partir d'une modélisation aux éléments finis par la méthode de réduction des paramètres ;
- l'opération est répétée N fois afin d'obtenir une distribution de facteurs de sécurité.

Dans ce cas d'étude, seulement 1 000 simulations ont été effectuées en raison du temps de calcul nécessaire. Ce nombre de simulations n'apparaît pas suffisant pour évaluer de manière précise la probabilité de défaillance associée à un barrage en remblai à partir de simulations de Monte-Carlo classiques, où il faut effectuer de 10ⁿ⁺² à 10ⁿ⁺³ simulations pour évaluer correctement une probabilité de l'ordre de 10⁻ⁿ. Le nombre de simulations que nous avons effectué dans notre cas d'étude apparaît toutefois suffisant pour obtenir une convergence de la moyenne (2,45) et de l'écart-type (0,22) de l'échantillon de facteur de sécurité obtenu pour le barrage étudié. Avec ces moments statistiques, on peut estimer de manière approximative une valeur d'indice de fiabilité (6,5) et d'une probabilité de défaillance (<<1.E-7).

Des méthodes d'analyse de fiabilité plus avancées ont été également mises en œuvre sur ce cas d'application. La méthode dite SPCE (Sparse Polynomial Chaos Expansion) a été effectuée sur deux modèles déterministes du barrage étudié [19] : un modèle numérique basé sur la méthode des différences finies (construit sur FLAC) et un modèle analytique à l'équilibre limite basé sur des algorithmes génétiques (GA). La méthode SPCE permet d'évaluer la probabilité de défaillance et la distribution de probabilité du facteur de sécurité. La Figure 6 (à gauche) montre la distribution de probabilité du facteur de sécurité. La Figure 6 (à gauche) montre la distribution de probabilité du facteur de sécurité au modèle numérique (FLAC) et du modèle analytique (GA). Basée sur la méthode SPCE, il est possible également d'effectuer une analyse de sensibilité globale (SPCE/GSA) permettant d'évaluer la sensibilité de la distribution du facteur de sécurité aux variables aléatoires d'entrée. La Figure 6 (à droite) montre les indices de sensibilité Sobol évalués par la méthode SPCE/GSA : les paramètres de résistance au cisaillement C et Phi de la recharge aval sont logiquement ceux qui ont le plus de poids sur l'évaluation de la distribution de probabilité du facteur de sécurité.

Une étude comparative [20] de différentes méthodes de fiabilité a été effectuée par comparaison avec les résultats des simulations de Monte Carlo. Les méthodes de fiabilité considérées sont : Subset Simulation (SS), Moment Method (MM), Sparse Polynomial Chaos Expansion / Global Sensitivity Analysis (SPCE/GSA) et Sparse Polynomial Chaos Expansion / Sliced Inverse Regression (SPCE/SIR).



Figure 6 : Distribution de probabilité facteur de sécurité et indices de sensibilité obtenus par la méthode SPCE/GSA [20]

6. CONCLUSION

Cet article présente une synthèse de travaux de recherche d'Irstea sur l'application de méthodes d'analyse de fiabilité dans le domaine des barrages. Ces travaux sont illustrés sur trois exemples d'application de méthodes fiabilistes à des barrages existants : sur un barrage-poids, sur des fondations rocheuses et sur un barrage en remblai.

L'apport des méthodes d'analyse de fiabilité par rapport à une démarche déterministe est de pouvoir prendre en compte de manière explicite les incertitudes associées aux données d'entrée des modèles de calcul utilisés pour la justification de la stabilité structurale des ouvrages. Une analyse de fiabilité permet de modéliser les données d'entrée comme des variables aléatoires, de les intégrer dans un modèle déterministe de calcul de stabilité et d'évaluer l'impact sur les résultats de ce modèle de calcul. Les méthodes probabilistes fiabilistes permettent ainsi d'avoir une connaissance plus fine des marges de sécurité : en plus d'une valeur de facteur de sécurité obtenue par un calcul déterministe, les cas d'application présentés dans cet article montrent qu'on peut obtenir également une distribution du facteur de sécurité (moyenne, écart-type, ...), une probabilité de défaillance et une évaluation du poids des variables aléatoires dans le calcul de la probabilité de défaillance. D'un point de vue opérationnel, l'évaluation quantitative d'une probabilité de défaillance à partir d'une analyse de fiabilité peut être intégrée directement dans une étude d'analyse de risques ou une étude de dangers.

Pour la modélisation probabiliste des données d'entrée (sollicitations, propriétés des matériaux, …), la détermination de lois de probabilité peut s'effectuer à partir d'une analyse statistique classique à condition d'avoir un nombre suffisant de données. Pour le cas des propriétés mécaniques des matériaux où l'on a généralement très peu de données, on peut faire appel également à d'autres approches (mobilisant le jugement d'experts, relations physiques/empiriques, données bibliographiques, …). Cet article présente différents niveaux de complexité pour la modélisation probabiliste des propriétés des matériaux, en se forçant à utiliser l'ensemble des données disponibles : variables aléatoires indépendantes, variables aléatoires avec prise en compte de corrélations entre différentes propriétés, champs aléatoires (variabilité spatiale). Dans un cadre opérationnel (comme une étude de dangers), il n'est pas nécessaire de déployer un tel niveau de complexité : une évaluation des lois de probabilité à dire d'expert ou à partir de données bibliographiques peut s'avérer suffisante lorsqu'on n'a pas assez de données pour une analyse statistique.

Les applications présentées dans cet article montrent finalement que la modélisation probabiliste des états-limites peut mobiliser les différentes méthodes de calculs déterministes utilisées en ingénierie de barrages : les méthodes à l'équilibre limite (stabilité de barrages-poids, stabilité de pentes) ainsi que les méthodes numériques aux éléments finis ou différences finies (modélisation de fondations rocheuses intégrant des familles de discontinuités, modélisation hydrauliquemécanique de barrages en remblai). Dans un cadre opérationnel : on peut utiliser les méthodes d'analyse de fiabilité basées sur des simulations de Monte-Carlo pour le cas de modélisations à l'équilibre limite ; et on peut privilégier des méthodes de fiabilité basées sur d'approximations (FORM, PEM, méta-modèles, ...) pour le cas de modélisations numériques plus complexes.

REMERCIEMENTS

Les auteurs tiennent à remercier les personnes et organismes qui ont contribué à la réalisation des travaux présentés dans cette communication : Irstea, université Clermont-Auvergne, université de Sherbrooke, université de Grenoble, Safege (Suez). Des remerciements sont également adressés au China Scholarship Council, CSC, pour la participation au financement d'une des thèses en cours.

RÉFÉRENCES ET CITATIONS

- [1] M. Lemaire, A. Châteauneuf, & J.C. Mitteau, 2005. Fiabilité des structures Couplage mécano-fiabiliste statique. Hermès Science Publications.
- [2] Hariri-Ardebili, M. A., 2018. Risk, Reliability, Resilience (R3) and beyond in dam engineering: A state-of-the-art review. International Journal of Disaster Risk Reduction, 31, 806-831.
- [3] ICOLD, 2011. Theme C: Estimation of the probability of failure of a gravity dam for the sliding failure mode. In: 11th ICOLD Benchmark Workshop on Numerical Analysis of Dams; 20-21 October 2011; Valencia.
- [4] ICOLD 2015. Theme B: Probability of failure of an embankment dam due to slope instability and overtopping. In: 13th ICOLD Benchmark Workshop on Numerical Analysis of Dams; 9-11 September 2015; Lausanne.
- [5] ICOLD, 2017. Theme D: Risk Analysis–assessment of reliability for concrete dams. In: 14th ICOLD Benchmark Workshop on Numerical Analysis of Dams; 6-8 September 2017; Stockholm.
- [6] M. Westberg-Wilde and F. Johansson, 2016. Probabilistic model code for concrete dams. Energiforsk. 2016:292.
- [7] USACE, 2000. Reliability and Stability Assessment of Concrete Gravity Structures (RCSLIDE): User's Guide. ERDC/ITL TR-00-2.
- [8] USACE, 2006. Reliability Analysis and Risk Assessment for Seepage and Slope Stability Failure Modes for Embankment Dams. ETL 1110-2-561.
- [9] C. Carvajal, L. Peyras, H. Félix, P. Royet, J. P. Bécue, G. Philip. Apport des méthodes de la Sûreté de Fonctionnement et de la Fiabilité dans le cadre des études de dangers: Exemple d'application sur le barrage du Xoldocogaina. Colloque du Comité Français des Barrages et Réservoirs, CFBR, Lyon, 21-22 nov., 2011.
- [10] H. Kreuzer and P. Leger, 2013. The Adjustable Factor of Safety: A reliability-based approach to assess the factor of safety for concrete dams. HydroPower & Dams Vol. 20 Issue 1, 2013.
- [11] C. Carvajal, J. P. Bécue, C. Varon, L. Peyras, P. Royet, D. Boissier, C. Bacconnet. Analyse fiabiliste de la sécurité structurale des barrages poids. Colloque du CFBR et de la SHF, Paris, 20-21 janvier, 2009.
- [12] C. Carvajal, L. Peyras, C. Bacconnet, J.-P. Bécue, 2009. Probability Modelling of Shear Strength Parameters of RCC Gravity Dams for Reliability Analysis of Structural Safety. European Journal of Environmental and Civil Engineering, Vol.13, No.1, pp.91-119.
- [13] D. Sow, C. Carvajal, P. Breul, L. Peyras, P. Rivard, C. Bacconnet, G. Ballivy, 2017. Modeling the spatial variability of the shear strength of discontinuities of rock masses: Application to a dam rock mass. Engineering Geology, Vol.220, pp.133-143.
- [14] C. Carvajal, D. Sow, P. Breul, L. Peyras, P. Rivard, C. Bacconnet, G. Ballivy. Fiabilité des fondations rocheuses de barrages et Variabilité spatiale de la résistance au cisaillement des discontinuités. Colloque du CFBR 2016, Chambéry, 23-24 novembre, 2016.
- [15] Barton, N.R., Choubey, V., 1977. The shear strength of rock joints in theory and practice. Rock Mechanics and Rock Engineering. 10, 1–54 n° 1–2, 1977.
- [16] A. Mouyeaux, C. Carvajal, L. Peyras, P. Bressolette, C. Bacconnet, P. Breul. Evaluation probabiliste de la sécurité des ouvrages hydrauliques en remblai vis-à-vis du mécanisme de glissement par la méthode des éléments finis stochastiques. Colloque du CFBR 2016, Chambéry, 23-24 novembre, 2016.
- [17] A. Mouyeaux; C. Carvajal; P. Bressolette; L. Peyras; P. Breul; C. Bacconnet. Probabilistic analysis of pore water pressures of an earth dam using a random finite element approach based on field data. Engineering Geology. Vol. 259, 105190.
- [18] A. Mouyeaux, C. Carvajal, P. Bressolette, L. Peyras, P. Breul, C. Bacconnet, 2018. Probabilistic stability analysis of an earth dam by Stochastic Finite Element Method based on field data. Computers and Geotechnics, 101, 34-47.
- [19] X. Guo, D. Dias, C. Carvajal, L. Peyras, P. Breul, 2018. Reliability analysis of embankment dam sliding stability using the sparse polynomial chaos expansion. Engineering Structures, Vol.174, pp.295-307.
- [20] X. Guo, D. Dias, C. Carvajal, L. Peyras, P. Breul, 2019. Comparative study of different reliability methods for high dimensional stochastic problems related to earth dam stability analysis. Eng. Structures, 188, 591-602.

PROPOSITIONS D'APPROCHE PROBABILISTE DANS UN LOGICIEL DE CALCUL DE STABILITE

Proposals of probabilist approach in a stability analysis software

Anne BERGERE, Hans PILLARD

TERRASOL Immeuble Central Seine - 42/52 quai de la Râpée CS 71230 - 75583 Paris Cedex 12 - France anne.bergere@setec.com

Xiangfeng GUO

3SR Polytech Grenoble Université Grenoble Alpes Domaine Universitaire BP53 38041 Grenoble Cedex 9 xiangfeng.guo@3sr-grenoble.fr

> Daniel DIAS ANTEA Group, 2/6 Place du Général de Gaulle, 92160 ANTONY daniel.dias@anteagroup.com

Pierre TACHKER, Olivier BORY, Jean-Jacques FRY EDF Hydro CIH 4 Allée de Tignes La Motte Servolex 73 290 pierre.tachker@edf.fr ; olivier.bory@edf.fr; jean-jacques.fry@wanadoo.fr

MOTS CLEFS

Barrages en remblai, calcul de stabilité, résistance, probabilité de rupture, méthode probabiliste, fiabilité

KEY WORDS

Embankment dams, stability analysis, shear resistance, failure probability, probabilist method, reliability

RÉSUMÉ

En vue d'intégrer une approche probabiliste dans le logiciel Talren, deux approches du calcul fiabiliste de la stabilité au glissement des barrages en remblai ont été testées en parallèle et appliquées à une étude de cas réel. 1) La première méthode modélise le remblai par un empilement de macro-éléments dont les caractéristiques mécaniques sont des variables aléatoires indépendantes d'un élément à l'autre et dont les dimensions sont comparables aux distances de corrélation de ces caractéristiques. L'espérance et l'écart-type des variables aléatoires de chaque macro-élément sont évalués à partir d'un krigeage des données qui intègre leur position dans l'espace au sein du calcul. Ensuite, la méthode probabiliste des surfaces de réponse (RSM), détermine un indice de fiabilité β pour l'ouvrage à partir des variables aléatoires modélisées et d'un nombre limité de calculs de stabilité de pente. 2) La seconde méthode fiabiliste combine le SPCE (Sparse Polynomial Chaos Expansion) avec le GSA (global sensitivity analysis) pour obtenir la distribution de la réponse du système et sa probabilité de défaillance. Deux études ont été réalisées avec cette méthode SPCE-GSA. La première utilise des essais in situ (MASW et pressiométres) pour estimer les paramètres du champ aléatoire des paramètres caractérisant la résistance au cisaillement des sols et les résultats probabilistes. La seconde étude exploite les essais de laboratoire complétés par les paramètres déduits de la littérature. Les résultats des deux études sont encourageants. Le niveau de fiabilité est augmenté par rapport à l'utilisation de méthodes déterministes ou probabilistes classiques, grâce à la précision de la localisation des zones critiques du sol. Les perspectives sont la validation, le choix et l'intégration d'une méthode dans le logiciel Talren, rendue ainsi opérationnelle à la profession.

ABSTRACT

In order to integrate a probabilistic approach into the Talren software, two approaches to the reliability stability analysis of embankment dams were tested in parallel and applied to a real case study. 1) The first method models the fill by a stack of macro-elements whose mechanical characteristics are random variables independent of one macro-element to another and whose dimensions are comparable to the correlation distances of these characteristics. The mean and standard deviation of the random variables of each macro-element are evaluated from a data kriging that integrates their position in space within the calculation. Then, the probabilistic response surface method (RSM) determines a reliability index β for the dam from the modelled random variables and a limited number of slope stability calculations. 2) The second reliability method combines SPCE (Sparse Polynomial Chaos Expansion) with GSA (Global Sensitivity Analysis) to obtain the distribution of the system response and its failure probability. Two studies were conducted using this SPCE-GSA method. The first uses in situ tests (MASW and pressuremeter) to estimate the parameters of the random field of the parameters characterizing the soils shear strengths and the probabilistic results. The second study uses laboratory tests supplemented by parameters deduced from the literature. The results of both studies are encouraging. The level of reliability is increased compared to the use of conventional deterministic or probabilistic methods, thanks to the precision of the location of critical areas of the soil. The prespectives are the validation, choice and integration of one of these methods in the Talren software, made operational to the profession.

1. INTRODUCTION

L'approche probabiliste de la stabilité des barrages en remblai a depuis longtemps été étudiée. Mais sa prise en main par la profession est restée marginale. L'historique de ses développements permet cependant de comprendre les limites qui ont découragé les professionnels à la mettre en œuvre. Par exemple, les premiers calculs probabilistes considéraient la résistance d'un horizon géologique comme une variable aléatoire sans ses corrélations régionalisées au sein de la couche (géostatistique). Cela aboutissait à des probabilités de rupture souvent surestimées. En réalité, au sein d'un même horizon géologique ou d'une même couche de terrassement, les caractéristiques mécaniques sont liées par une histoire géologique ou une mise en œuvre similaire mais variable. Ainsi, elles ont tendance à être d'autant moins corrélées entre elles qu'elles sont spatialement éloignées. L'étude, pour être pertinente, doit donc apprécier cette dispersion spatiale. Si la localisation des caractéristiques de résistance des matériaux du corps de remblai est une donnée d'entrée, la dispersion naturelle perd son impact négatif dans l'estimation de la probabilité de défaillance et devient une information supplémentaire qui réduit l'incertitude dans le calcul. Les principales définitions et les concepts de l'étude de la variabilité spatiale sont donc présentés : étude variographique des données d'entrée, distances et modèles d'autocorrélation spatiale des paramètres géotechniques. Deux approches ont été développées en parallèle et appliquées sur une étude de cas réel.

2. LE CONTEXTE DE L'ETUDE



L'étude consiste à justifier la stabilité au grand glissement d'un canal en terre d'un talus de 32 m de haut (nommé canal M) présenté sur la Figure 1. Le remblai est constitué d'une partie supérieure (**RS**) en marnes compactées et une partie inférieure (**RI**) en marnes graveleuses compactes. Les parements du talus en contact avec le canal sont fortement imperméables et constituent donc une barrière qui limite les écoulements à l'intérieur du remblai

Figure 1. Coupe d'une des rives du canal – positions des essais pressiométriques SP3 et SP4.

3. PREMIERE APPROCHE FIABILISTE

3.1. Données d'entrée et calcul déterministe

Les données géotechniques à disposition pour l'étude consistent en 4 sondages pressiométriques et divers essais de laboratoires dont quelques triaxiaux. Pour obtenir des valeurs de résistance au cisaillement (Tableau 1), deux sondages pressiométriques SP3 et SP4 (représentés Figure 1) sont retenus. Les résistances au cisaillement sont issues des corrélations de Cassan [4]. Ainsi, 13 valeurs de τ_{max} sont obtenues dans RS avec un faible écart-type et 20 valeurs dans RI avec un fort écart-type.

Paramètres de $ au_{max}$	RS	RI
Nombre de données	13	20
Moyenne μ (kPa)	122,3	182,3
Écart-type σ (kPa)	8,2	61,6

Tableau 1. Résultats de résistance au cisaillement obtenus à partir des essais in situ.

L'Eurocode NF EN 1997-1 propose de travailler avec des valeurs "basses" x_b représentatives du milieu pour un mécanisme de rupture considéré comme "local" ou des valeurs "moyennes inférieures" x_{mi} représentatives du milieu pour un mécanisme de rupture considéré comme "global". Ces valeurs sont évaluées selon les formules de Baguelin[2]. Il est intéressant de présenter les résultats de l'approche déterministe proposée dans l'Eurocode 7 (approche de calcul 3, ouvrage courant [3]). L'objectif est de justifier que le facteur de sécurité global F qui représente la marge de sécurité entre la situation réelle et la situation de rupture (ou de défaillance de l'ouvrage) est supérieur à 1. Le résultat donne F = 0,68 avec les valeurs "basses" x_b et F = 1,32 avec les valeurs "moyennes inférieures" x_{mi} . Ces résultats sont difficilement interprétables pour justifier la stabilité du talus puisqu'ils encadrent de manière large l'objectif recherché.

3.2. Calcul probabiliste simple sans variabilité spatiale

Une première étude probabiliste est menée en considérant la résistance au cisaillement τ_{max} variable aléatoire pour chacune des couches RS et RI. La modélisation des variables est basée sur l'étude statistique des données dans RS et RI. Pour réaliser le calcul probabiliste, l'approche RSM (Response Surface Method, [1]) est utilisée. C'est une méthode itérative qui permet d'obtenir une valeur de l'indice de fiabilité β en étudiant une fonction de défaillance dont le résultat dépend

des valeurs prises par les variables aléatoires. Ces valeurs prises par la fonction sont évaluées avec un logiciel classique de calcul de stabilité de pente (valeurs négatives si rupture ou positives sinon). L'une des particularités de la RSM est d'approximer cette fonction, parfois implicite, par un polynôme dont on recalcule les coefficients à chaque itération et ce à partir d'un nombre très limité de résultats donnés par le logiciel de calcul. Les résultats du calcul RSM comparés aux résultats de simulations de Monte-Carlo, qui sert de méthode de référence, montrent une excellente adéquation (Tableau 2).

Loi associée aux variables aléatoires	β RSM	β Monte-Carlo	P _f Monte-Carlo
Normale	1,878	1,878	3,02 10 ⁻²
Log-Normale	2,488	2,489	6,53 10 ⁻³
Bêta	2,057	2,058	1,98 10 ⁻²

Tablaau 2	Pácultate du	calcul PSM	at da cimulation	da Monta Carlo
Tableau 2.	. Resultats au	caicui RSIVI	et de simulations	ae Monte-Carlo.

Ces résultats peuvent être comparés à certains indices de fiabilité cibles indiqués dans les Eurocodes. Par exemple, pour un bâtiment de classe RC2, le β minimum demandé pour une période d'observation de 50 ans est 3,8. Les résultats du calcul probabiliste sont donc en deçà de ces recommandations Eurocodes et restent très dépendants de la loi de probabilité choisie pour les données d'entrée. Pour la suite, on retiendra la loi bêta qui nous semble la plus réaliste. Elle élimine le tirage aléatoires de valeurs de τ_{max} négatives ou très fortes non réalistes.

3.3. Calcul probabiliste avec variabilité spatiale

L'étude de la variabilité spatiale nécessite de considèrer la valeur de la donnée et sa position (x, z). Par exemple, si des valeurs élevées de résistance au cisaillement se situent dans la zone du mécanisme de rupture, l'indice de fiabilité pourra être augmenté par rapport à l'étude probabiliste simple. Dans le cas contraire, l'indice sera diminué.

3.3.1. Détermination de la corrélation spatiale

Pour déterminer la manière dont les données sont corrélées spatialement, un variogramme est calculé. La corrélation spatiale est évaluée selon les deux directions x (sens transversal) et z (sens vertical). L'étude se base sur les valeurs de $\tau_{max}(x,z) - \tau_{reg}(z)$, avec τ_{max} la valeurs de résistance en un point de donnée en (x, z) et τ_{reg} la valeur de la résistance en z issue d'une régression linéaire des données selon l'axe z. Ceci permet de s'affranchir de la tendance à l'augmentation de la résistance avec la profondeur dans les calculs. Le variogramme dit "échantillonné" obtenu par l'analyse des données de RS selon z est présenté Figure 2. Il nécessite de calculer pour chaque paire de points de données la distance verticale qui les sépare et une semi-variance (différence au carré des valeurs de résistance $\tau_{max} - \tau_{reg}$ divisée par deux). Ensuite, pour différentes valeurs z, la moyenne des semi-variances obtenues pour des distances comprises entre z - dz et z + dz (dz étant fixé) est calculée. Ces moyennes forment la courbe du variogramme "échantillonné". Plus la distance est grande plus la semi-variance augmente car les données sont moins corrélées entre elles. Il faut ensuite caler un modèle théorique de variogramme plus pratique à utiliser (modèle sphérique, cubique ou gaussien). Les principaux éléments du variogramme sont la distance de corrélation d, l'effet de pépite qui marque une discontinuité de la corrélation spatiale pour de faibles distances et le palier qui indique que les données ne sont plus corrélées entre elles.



Tablaau 2	Daramàtrac	400	madàlas	20	wario aramano	rotonuc
abieau 3.	Parametres	ues	moueles	ue	vanoaramme	reienus

Paramètres variographiques	RS	RI
Type de variogramme	sphérique	sphérique
Distance de corr. en z (m)	3	5
Distance de corr. en x (m)	2000 / 110 / 40	2000 / 110 / 40
Palier (kPa ²)	105	1950
Effet de pépite (kPa ²)	20	1200

Pour évaluer des variogrammes selon l'axe x, le nombre de données est insuffisant (2 profils pressiométriques seulement). L'hypothèse que tous les paramètres des variogrammes en x et en z sont identiques hormis les distances de corrélation est alors supposée. Pour RS et RI, trois modèles de variogrammes sont testés selon x avec des distances de corrélation de 2000, 110 et 40 m. Les paramètres des modèles sont indiqués dans le Tableau 3.

3.3.2 Le krigeage des données

choisi variogramme à l'étape Le précédente permet d'obtenir pour n'importe quelle paire de points de l'espace une valeur de corrélation entre ces points. Le krigeage est une méthode d'interpolation spatiale qui permet d'obtenir en tout point de l'espace une estimation de $(\tau_{max} - \tau_{reg})$ ainsi que l'écart-type σ_k associé à l'incertitude de l'estimation. Cette estimation tient compte de la valeur et de la position des données réelles par rapport au point estimé ainsi que des corrélations qui les lient (valeurs issues du variogramme). La méthode est donc directement liée à la variabilité spatiale. Le krigeage considère la valeur de la donnée d'entrée comme juste. Pour la suite, il faudra donc veiller à intégrer au calcul une erreur de mesure supplémentaire sur cette donnée d'entrée.



Figure 3. Resultats du krigeage avec une distance de corrélation $d_x = 40$ m.

Une fois le krigeage de $(\tau_{max} - \tau_{reg})$ réalisé, des valeurs de τ_{max} sont calculées simplement avec $(\tau_{max} - \tau_{reg}) + \tau_{reg}$ en chaque point du maillage défini (un écart-type σ_k est aussi associé à chaque point du maillage). Le résultat final obtenu avec une distance de corrélation en x de 40 m est présenté en Figure 3.

3.3.3. Définition des variables aléatoires et calcul probabiliste

Le talus est divisé en macro éléments. À chaque macro élément est attribuée une variable aléatoire τ_{max} indépendante de ses voisines. Pour cela, les dimensions des macro-éléments ont été choisies pour correspondre aux distances de corrélation retenues en x et z. Par exemple, dans RI, les éléments sont des rectangles de 40 m de large par 5 m de haut pour $d_x = 40$ m. Une fois les éléments définis géométriquement, et à partir de l'analyse statistique des estimations de τ_{max} par krigeage, une densité de probabilité bêta munie d'une moyenne μ et d'un écart-type σ peut leur être associée. Un écart-type σ_m de mesure de l'élément est défini et pris égal à σ . Une valeur prudente de l'écart-type de krigeage σ_k est calculée également pour chaque élément à partir de l'analyse statistique des σ_k obtenus par krigeage dans chaque élément. Une nouvelle loi de distribution bêta est alors définie par la moyenne μ et l'écart-type total $\sigma_t = \sqrt{\sigma_k^2 + \sigma_m^2}$. Chaque élément est donc associé à une variable aléatoire τ_{max} munie de sa propre loi de probabilité (Figure 4). Les résultats du calcul RSM sont donnés Tableau 4.



Figure 4. Représentation des éléments du canal M.

Tableau 4. Résultats du calcul probabiliste avec des lois bêta et différents d_x.

Distance de corrélation en x (m)	β		
2000	3,057		
110	3,279		
40	5,565		

La courbe en cloche sur le graphique de gauche correspond à la loi de probabilité définie à partir des estimations de τ_{max} dans le macroélément. Celle sur le graphique de droite correspond à la loi de probabilité callée sur les valeurs d'écart type σ_k dans le macro-élément.

L'approche probabiliste avec prise en compte de la variabilité spatiale montre un indice de fiabilité β plus fort lorsque la distance d'autocorrélation d_x est faible. Les données de forte résistance étant positionnées dans la zone de rupture potentielle, l'indice de fiabilité β augmente fortement jusqu'à $\beta > 5,0$ justifiant amplement la stabilité du talus. Ce résultat s'explique par la réduction de la dispersion naturelle des données grâce à toute information supplémentaire à intégrer au calcul.

4. SECONDE APROCHE FIABILISTE

4.1. Cadre théorique

La seconde approche fiabiliste combine deux méthodes, la méthode d'expansion de Karhunen-Loeve (K-L) et l'approche SPCE/GSA, pour l'analyse fiabiliste de la digue en considérant la variabilité spatiale des sols. La méthode d'expansion K-L permet de modéliser l'hétérogénéité des sols par des champs aléatoires et l'approche SPCE/GSA consiste à estimer la probabilité de défaillance de l'ouvrage et la distribution de la réponse du système. La combinaison de ces deux approches a été déjà appliquée sur d'autres types d'ouvrages géotechniques comme des tunnels[7], fondations [8] et barrages en remblais [9].

4.2. Présentation succinte des méthodes utilisées

4.2.1. Méthode d'expansion en séries de Karhunen-Loeve

Cette méthode utilise des développements en séries pour représenter un champ aléatoire par une série de variables aléatoires. Le champ est discrétisé sous la forme d'une grille. Les valeurs générées pour les nœuds de cette grille sont variables spatialement. La variation est décrite par une fonction d'autocorrélation. Le champ obtenu est de type Gaussien. Pour obtenir d'autres types de champ (e.g. Log-normal ou Beta), une transformation iso-probabiliste pourra être utilisée.

4.2.2. L'approche SPCE/GSA

Cette approche permet d'estimer la probabilité de défaillance Pf d'un ouvrage. D'autres résultats sont fournis par cette approche : distribution et moments statistiques de la réponse du système. Dans un premier temps, un développement par chaos polynomial clairsemé (SPCE) est utilisé pour construire un méta-modèle qui pourra remplacer le modèle mécanique déterministe et limiter ainsi le temps de calcul. Ensuite, une simulation de type Monte Carlo (MCS) est effectuée sur le méta-modèle. Cette approche permet de réduire de manière importante le temps de calcul. Un des défauts majeurs de la méthode dans le cas des champs aléatoires est que la dimension d'entrée du problème est élevée à cause de la discrétisation des champs. Afin de pallier ce désavantage, une étude de sensibilité globale (GSA) est menée avant la construction du méta-modèle. L'idée de la méthode GSA est de réduire le nombre de variables prises en compte et donc de réduire la dimension d'entrée.

4.2.3. Procédure de la seconde méthode fiabiliste

Cette section présente la procédure pour la mise en œuvre de la seconde méthode fiabiliste.

Etape A. Représentation des propriétés de sols par champs aléatoires [10]

- Etape A1. Définir une loi de distribution pour les différentes propriétés de sols,
- Etape A2. Déterminer les paramètres des distributions utilisées en utilisant les résultats des essais (en laboratoire ou sur site),
- Etape A3. Définir une fonction d'autocorrélation pour les différents propriétés des sols,
- Etape A4. Déterminer les distances d'autocorrélation par une étude de type variogramme,
- Etape A5. Générer les champs aléatoires pour les propriétés des sols en considérant la distribution et la structure d'autocorrélation avec K-L.

Etape B. Réduction de la dimension d'entrée par une analyse de sensibilité globale GSA

- Etape B1. Construire un méta-modèle avec la méthode SPCE à l'ordre 2,
- Etape B2. Effectuer une analyse de sensibilité GSA avec le méta-modèle,
- Etape B3. Sélectionner les variables effectives.
- Etape C. Construction d'un méta-modèle par SPCE

• Etape C1. Construire un méta-modèle avec SPCE à l'ordre 5 en utilisant les variables sélectionnées

Etape D. Simulation de type Monte Carlo

- Etape D1. Effectuer une simulation Monte Carlo MCS avec le méta-modèle à l'ordre 5,
- Etape D2. Traiter les résultats des simulations MCS pour estimer la probabilité de défaillance et la distribution de la réponse du système.

4.3. Application à une étude de cas

4.3.1. Etudes probabilistes effectuées

Deux études probabilistes ont été réalisées: une en contraintes totales prenant en compte une résistance non drainée C_u et un angle de frottement $\phi_u = 0$, l'autre en contraintes effectives avec une cohésion effective C' variable et un angle de frottement non-nul et fixé. Une loi de distribution normale tronquée est adoptée pour représenter la variabilité de Cu et C', car elle permet de prendre en compte les valeurs extrêmes des paramètres mécaniques et donc d'éviter des valeurs irréalistes. Pour la distance d'autocorrélation, les valeurs de 40 m et 1,2 m ont été respectivement retenues pour les

directions horizontale et verticale. Le remblai est composé de deux grandes couches séparées par un mince tapis drainant: la couche de Remblai Supérieur (RS) et celle du Remblai Inférieur (RI). Les champs aléatoires portent sur ces deux couches, le drain a ses propriétés fixées de manière déterministe.

Les données d'entrée ne sont donc pas les mêmes pour les deux approches présentées. La variabilité de la résistance apparente Cu est basée sur les valeurs estimées par les mesures pressiométriques [[PI]]* et les valeurs estimées par les mesures de Vs. Pour l'étude en contrainte effective, avec C', la moyenne est déterminée par des essais triaxiaux ; l'angle de frottement est considéré comme déterministe et égal à 25°. Le coefficient de variation (CoV) sur C' est pris égal à ceux obtenus avec les mesures Vs car c'est le cas plus défavorable et le nombre limité d'essais triaxiaux ne permet pas d'estimer un CoV significatif.

4.3.2. Analyse des résultats

Les résultats des deux études probabilistes sont présentés dans la Figure 5 et le Tableau 5.

La probabilité de glissement Pf en contraintes totales obtenue par les résistances apparentes mesurées au pressiomètre $[PI]^*$ est de 6,7×E-6, et est beaucoup plus faible que celle des résistances déduites des mesures de vitesse de cisaillement Vs (2,7×E-4). Ceci est lié au fait que les coefficients de variation de Cu estimés par les mesures $[PI]^*$ sont beaucoup plus faibles que ceux des mesures Vs. L'analyse en contraintes effectives donne une très faible valeur de probabilité de glissement Pf (<10-8). La distribution du facteur de sécurité et la probabilité de défaillance sont très sensibles à la valeur du coefficient de variation de la résistance. En effet, Cu définit seule la résistance au cisaillement du sol, vu que l'angle de frottement est nul, en intégrant l'influence des pressions interstitielles positives ou négatives. Cela explique en grande partie que la probabilité de rupture soit plus grande qu'avec C'.



Figure 5. Densité de probabilité du facteur de sécurité FoS pour les deux études (gauche : Cu ; droite : C')

		1	
Résistances	Cu d'après les mesures	Cu d'après les mesures de	C' Cohésion effective
	pressiométriques	vitesse sismique MASW	
Probabilité de glissement	6,7×10 ⁻⁶	2,7×10 ⁻⁴	<1. 10 ⁻⁸
Moyenne du facteur de	2 21	2.07	1 36
sécurité F	2,31	2,97	1,20
Coefficient de variation du	2.2%	7 10/	0.07%
facteur de sécurité	2,370	/,⊥/0	0,0776

Tableau 5. Résultats obtenus pour les deux études

4.3.3. Influence de la distance d'autocorrélation

Précédemment, les distances d'autocorrélation transversale (Lx) et verticale (Lz) sont prises constantes et respectivement égales à 40 m et 1,2 m. Elles dépendent entre autres de la largeur et de l'épaisseur de la couche de compactage. Trois autres analyses fiabilistes testent l'influence de valeurs différentes de la distance d'autocorrélation verticale Lz (2, 3 et 6 m). La distance d'autocorrélation verticale Lx reste constante fixée à 40 m. Les valeurs de résistance Cu estimées à partir des mesures pressiométriques sont utilisées.

Le Tableau 6 présente la probabilité de défaillance obtenue pour ces différentes valeurs de distance d'autocorrélation verticale Lz. La probabilité de défaillance augmente de 6,7×10⁻⁶ à 4,1×10⁻⁴, lorsque Lz augmente de 1,2 m à 6 m. Ce résultat confirme qu'une distance d'autocorrélation importante induit un dimensionnement conservatif.

Tahleau A	s Prohahilité	de défaillance	e fonction de la distance d'autocorrélation vertical	ρ
	<i></i>	uc ucjumuncc		L

· · · · · · · · · · · · · · · · · · ·				
Distance d'autocorrélation verticale (m)	1,2	2	3	6
Probabiité de défaillance	6,7×10 ⁻⁶	4,1×10 ⁻⁵	1,2×10 ⁻⁴	4,1x10 ⁻⁴

5. CONCLUSION

Deux approches de calcul fiabiliste de la stabilité au glissement des barrages en remblai ont été développées en parallèle et appliquées indépendamment l'une de l'autre sur une étude de cas réelle. Les résultats sont globalement cohérents entre eux et pertinents. Ils restent cependant dispersés en fonction des hypothèses prises en compte. Ces hypothèses concernent les champs de résistance. Certes, une étude en contraintes effectives serait plus rigoureuse, mais le nombre nécessaire d'essais triaxiaux à effectuer pour obtenir les données variographiques des données d'entrée de résistance au cisaillement est important et induit un coût important dans le cadre d'une étude classique. Les données variographiques de la résistance en contraintes totales sont a contrario accessibles. Leurs choix nécessitent d'abord un dépouillement et une analyse géotechnique détaillés (tri et correction des données, choix de la surface de glissement). Le couplage des essais d'investigation (pressiomètres, pénétromètres, mesures MASW) est conseillé pour encadrer les hypothèses et notamment les portées variographiques. A ce prix, les outils fiabilistes qui existent sont opérationnels et permettent d'apporter un complément aux méthodes classiques de calcul de stabilité. La validation sur d'autres jeux de données plus complets, le choix et l'intégration d'une de ces approches dans le logiciel Talren reste l'objectif final de cette démarche.

RÉFÉRENCES ET CITATIONS

- [1] Cazes E., Cuira F., Simon B. (2014). Une mise en œuvre pratique de l'analyse de risques en géotechnique, Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'Ingénieur JNGG2014.
- [2] Baguelin F., Kovarik J.-B. (2006). Une méthode de détermination des valeurs caractéristiques des paramètres géotechniques, Revue Française de Géotechnique, n° 93, pp. 35-41.
- [3] Norme NF EN 1997-1, Éd. AFNOR, 2005.
- [4] Cassan M. (2005), Les essais pressiométriques et leurs applications en France Rappels historiques et état des connaissances, 50 ans de pressiomètres, vol. 2, Presses de l'ENPC/LCPC.
- [5] Rosa, O., Gens, A. and Fry, J-J. (1990). A constitutive model for partially saturated soils. Géotechnique 40(3): 405-430.
- [6] Biarez, J., Fleureau, J.M. & Taibi, S.,(1994) Critère de résistance maximale des sols non saturés :Approche expérimentale et modélisation.Proc. 13th Int. Conf. on Soil Mech. And Found. Eng., New-Delhi, Oxford & I.B.H. Pub. co.: 385-388.
- [7] Pan Q. and Dias D. (2017). "Probabilistic evaluation of tunnel face stability in spatially random soils using sparse polynomial chaos expansion with global sensitivity analysis," Acta Geotech., vol. 12, no. 6, pp. 1415–1429.
- [8] Al-Bittar T. and Soubra A.-H. (2014). "Efficient sparse polynomial chaos expansion methodology for the probabilistic analysis of computationally-expensive deterministic models," Int. J. Numer. Anal. Methods Geomech., vol. 38, no. 12, pp. 1211–1230.
- [9] Guo, X. Dias D., and Pan, Q. (2019). "Probabilistic stability analysis of an embankment dam considering soil spatial variability," Comput. Geotech., vol. 113, no. November 2018, p. 103093.
- [10] X. Guo, D. Dias, C. Carvajal, L. Peyras, and P. Breul (2019). "A comparative study of different reliability methods for high dimensional stochastic problems related to earth dam stability analyses," Eng. Struct., vol. 188, no. March, pp. 591–602.

CALCUL PROBABILISTE D'UN BARRAGE POIDS – COMMENT ESTIMER ET AMELIORER LA FIABILITE D'UN OUVRAGE AVEC UN EXEMPLE PRATIQUE DE CALCUL

Probabilistic calculation of a gravity dam-How estimate and improve the reliability of a dam through a calculation practical example

Moez JELLOULI, Adrien JOUANIQUE

ISL Ingénierie, 75 Boulevard Macdonald 75019 Paris jellouli@isl.fr ; jouanique@isl.fr

MOTS CLEFS

Barrage poids, calcul probabiliste, simulations de Monte Carlo, variable aléatoire, historique des sollicitations.

KEY WORDS

Gravity dam, probabilistic calculations, Monte Carlo simulations, random variable, time history of loadings.

RÉSUMÉ

L'approche probabiliste est une approche innovante dans le domaine des barrages. Cette approche est portée par une logique différente de l'approche classique basée sur les états limites et met l'accent sur les incertitudes présentes dans tout cas réel. L'objet du travail présenté dans cet article est de montrer un exemple de calcul pratique pour un cas réel. Cet exemple permet d'apprécier à la fois la difficulté de réaliser un calcul probabiliste mais aussi les enseignements qu'il peut apporter par rapport à un calcul classique déterministe ou semi probabiliste.

Après une courte introduction, l'article présente la méthode de calcul basée sur une évolution de la méthode de Monte-Carlo. Il détaille ensuite le choix des paramètres d'entrée et des lois de probabilité qui leur sont affectées. Il montre finalement les résultats des calculs probabilistes et l'influence de chaque paramètre pris séparément ou en analyse croisée. La synthèse finale établit une liste des principaux enseignements que cet exemple a permis de mettre en lumière et des perspectives du travail qui reste à faire.

ABSTRACT

The probabilistic approach is an innovative approach in dams engineering. This method is based on a different logic than the usual calculation approaches. Instead of being based on limit states it is focused on the uncertainties present in each real case. The purpose of this article is to show a calculation example for a real case. This example shows the difficulties of probabilistic calculation but also the additional information that can be given by this approach compared to a determinist or half-probabilistic calculation methods.

After a short introduction, the article explains the calculation method based on Monte-Carlo simulations. Then it details the choice of the input parameters and the probability models given to these parameters. Finally it shows the results and analyses the impact of each parameter alone or in a cross-analysis. To conclude, it enumerates the lessons learned with this example and the future improvements that can be done.

1. INTRODUCTION

Cet article décrit la mise en œuvre d'une approche probabiliste pour estimer la fiabilité d'un barrage poids. Cette approche est développée dans le cadre d'une recherche interne au sein d'ISL pour améliorer la compréhension des aléas et leur poids quant à la sûreté d'un ouvrage dimensionné avec les approches semi-probabilistes classiques, selon les recommandations du CFBR. Contrairement à ces approches classiques qui visent à dimensionner ou vérifier la stabilité des ouvrages pour des cas de charges bien définis et avec des marges de sécurité imposées via les différents coefficients de sécurité, l'approche probabiliste tente de présenter l'aléa de la manière la plus fidèle possible en considérant le caractère aléatoire de chaque paramètre ayant un impact sur la stabilité de l'ouvrage.

L'approche probabiliste est plus difficile à mettre en œuvre qu'une approche classique. Elle nécessite d'abord une certaine connaissance des paramètres d'entrée et de leurs aléas. Elle nécessite aussi une méthodologie adaptée et des moyens de calcul qui permettent de calculer un grand nombre de cas possibles. En contrepartie, cette approche comporte moins d'artefacts de calcul, comme les coefficients de sécurité partiels par exemple. Elle permet aussi de tenir compte de

manière plus objective de l'incertitude sur les paramètres d'entrée. Ceci permet in-fine d'identifier les facteurs de risque les plus importants pour la sécurité de l'ouvrage et d'améliorer sa sûreté lorsque cela s'avère nécessaire. Les méthodes de calcul probabiliste permettent de quantifier la probabilité de rupture et les scénarios qui y mènent, alors que les méthodes semi-probabilistes visent à garder une marge de sécurité forfaitaire non directement liée à la probabilité de rupture du l'ouvrage et définie pour des combinaisons de charges limitées en nombre.

Cet article décrit dans un premier temps la méthodologie générale utilisée par ISL pour la mise en œuvre de l'approche probabiliste. Elle décrit ensuite le choix des paramètres de calcul et présente enfin les résultats des calculs menés et leur interprétation.

2. DESCRIPTION DE LA METHODE DE CALCUL

2.1. Principe général des calculs probabilistes

Dans un calcul classique aux états limites, la stabilité du barrage est évaluée en considérant un nombre prédéfini de combinaisons de charges. En fonction de la probabilité d'occurrence de chaque combinaison de charge (quasi permanente, rare ou extrême), des coefficients de sécurité partiels sont appliqués aux paramètres de résistance et une marge de sécurité globale est requise. La stabilité du barrage est considérée comme "vérifiée" si les marges de sécurité sont respectées pour toutes les combinaisons de charge.

Dans une approche probabiliste la logique est différente. Les paramètres d'entrée sont considérés comme des aléas que l'on représente par des lois de probabilité, sous forme de densité de probabilité ou de fonction de répartition. Ces paramètres d'entrée peuvent être une sollicitation (cote de retenue, séisme, etc...) ou un paramètre de résistance (cohésion, angle de frottement, etc...). Une densité de probabilité étalée reflète une grande incertitude et une densité de probabilité étroite une incertitude faible sur ce paramètre. Un exemple de densité de probabilité et de fonction de répartition est donné dans les figures ci-dessous.



Figure 1: Exemple de loi de probabilité représentée sous forme de densité de probabilité (gauche) ou de fonction de répartition (droite)

Le résultat final d'un calcul probabiliste n'est pas binaire (oui / non) mais une probabilité de rupture du barrage que l'on apprécie dans cet exemple sur un rythme annuel qui peut s'extrapoler par la suite sur la durée de vie souhaitée de l'ouvrage. Afin de donner un ordre de grandeur, une probabilité de rupture acceptable est généralement comprise entre 10⁻⁵/an et 10⁻⁸/an pour des ouvrages de grande importance.

2.2. Méthode de calcul utilisée

La méthode de calcul utilisée est une adaptation de la méthode de Monte-Carlo largement utilisée dans le domaine des calculs probabilistes. De manière schématique, on peut considérer une fonction « F » qui donne des valeurs binaires : « 0 » pour non rupture du barrage et « 1 » pour rupture du barrage. Cette fonction est le résultat d'un calcul de stabilité avec des paramètres d'entrée $X_{1,...,X_i}$. Des simulations sont réalisées de manière aléatoire. Il suffit par la suite de compter le nombre de ruptures par rapport au nombre total de simulations, ce qui permet d'estimer la probabilité de rupture du barrage. La loi des grands nombres fait que la moyenne converge vers l'espérance de $F(X_{1,...,X_i})$ qui est la probabilité de rupture théorique du barrage :

$$p = \lim_{N \to \infty} \sum_{0}^{N} F(X_{1}, \dots, X_{i}) / N$$

A.03 - Calcul probabiliste d'un barrage poids – comment estimer et améliorer la fiabilité d'un ouvrage avec un exemple pratique de calcul page 30

Dans le cas des barrages, la probabilité annuelle de rupture est généralement inférieure à 10⁻⁴, voire parfois inférieure à 10⁻⁷. Ceci nécessite un nombre très important de simulations : il faut en général au moins quelques centaines de simulations atteignant la rupture pour avoir une estimation grossière de la probabilité de rupture. Le nombre N de simulations peut donc se compter en centaines de millions, ce qui rend les calculs très longs, même en considérant des calculs sur un modèle simplifié.

Une adaptation de la méthode de Monte-Carlo classique a donc été nécessaire pour réduire les temps de calcul. Cette adaptation consiste à échantillonner les paramètres d'entrée de façon à augmenter le nombre de simulations conduisant à la rupture. Par exemple, pour une cohésion dont la densité de probabilité est définie entre 0 et 1 MPa, cet intervalle sera divisé en plusieurs tranches inégales. Les tranches proches de 0 MPa seront plus nombreuses que les tranches proches de 1 MPa et leur probabilité d'occurrence sera en contrepartie plus faible que celle calculée avec un échantillonnage uniforme. Le croquis pédagogique suivant permet de visualiser la procédure en considérant 2 variables aléatoires : la cohésion et la cote amont de la retenue. L'échantillonnage de chaque variable se compte en plusieurs milliers d'intervalles (N_{ech}). Les combinaisons possibles sont donc (N_{ech})^m, avec "m" le nombre de variables aléatoires considérées.



Figure 2 : Adaptation de la méthode de Monte-Carlo – principe de l'échantillonnage

Le calcul de la probabilité de rupture est par suite réalisé en deux étapes :

- Tirage de N simulations aléatoires parmi les (N_{ech})^m combinaisons possibles. Chaque combinaison a une probabilité d'occurrence pj calculée en intégrant la densité de probabilité de chaque variable aléatoire.
- La probabilité de rupture est estimée de la manière suivante :

$$p = \lim_{N \to \infty} (\sum_{j=0}^{N} p_j F(x_{1j}, \dots, x_{ij}) / \sum_{j=0}^{N} p_j)$$

Avec : "x_{ij} " le milieu de l'intervalle considéré dans l'échantillonnage de la variable "i" pour le tirage "j".

En pratique, le nombre de tirages augmente progressivement jusqu'à atteindre une relative stabilisation de la probabilité de rupture. Grace à cette procédure ceci est en général atteint à partir de quelques milliers de ruptures simulées ce qui correspond à quelques centaines de milliers de simulations. La convergence des calculs est un paramètre important qui caractérise la fiabilité du résultat final. Les tests donnés par la suite montrent que des calculs différents, avec des tirages aléatoires différents, conduisent à des probabilités de rupture relativement proches.

2.3. Paramètres d'entrée

La première étape du calcul consiste à attribuer une densité de probabilité aux paramètres d'entrée du calcul choisis comme variables. Pour cela deux cas de figure se présentent :

- Le premier cas, en général plus simple, est lorsqu'on dispose de données voire d'études statistiques. Ceci est en particulier le cas des phénomènes naturels : la cote amont peut être calculée à partir de l'hydrologie, la sismicité peut être estimée à partir d'études probabilistes, etc.
- Le deuxième cas est celui de données d'entrée dont on dispose de quelques mesures ponctuelles. Ceci est en particulier le cas de la géotechnique (cohésion, angle de frottement), des hypothèses de rabattement des sous-pressions, etc. Dans ce deuxième cas des méthodes statistiques permettent d'évaluer la densité de probabilité en fonction des mesures disponibles. Un exemple sera donné dans cet article pour le choix de la densité de probabilité de l'angle de frottement et de la cohésion à l'interface béton/rocher.

Les paragraphes suivants expliquent le principe proposé pour estimer la densité de probabilité d'une variable « V » à partir de N mesures disponibles. Pour cette variable, « μ » désignera l'espérance (moyenne) et « σ » l'écart-type.

2.3.1. Choix de la loi de probabilité

Le choix de la loi la plus adaptée parmi les lois usuelles est un aspect important. Certaines informations comme la positivité de la variable d'intérêt, sa symétrie, ou le fait que la variable d'intérêt soit issue de l'étude de maxima sur une période peuvent conduire à orienter le choix. On trouve des suggestions sur le choix des densités de probabilité dans la littérature comme dans l'article de H. Kreuzer et P. Léger [2]. Si aucune information ne permet de faire émerger un modèle plus adapté, certains tests statistiques comme le test du "khi-2" (non présenté dans cet article) peuvent être utiles.

Lois usuelles :

- Loi normale : la loi normale ou Gaussienne peut être utilisée pour une répartition symétrique autour d'une valeur moyenne.
- Loi log-normale : la loi log-normale est la loi suivie par une variable dont le logarithme suit une loi normale. Cette loi est pratique lorsque le paramètre variable est toujours positif.
- Loi Gamma : la loi Gamma est en général utilisée pour modéliser des phénomènes de durée de vie cependant, elle est aussi particulièrement adaptée dans le cas d'une distribution très asymétrique et présentant une décroissance très rapide en queue.
- Loi de Gumbel : la loi de Gumbel est bien adaptée pour représenter des évènements extrêmes comme les crues.
- Loi de Weibull : cette loi est bien adaptée pour modéliser l'intensité des séismes.

D'autres lois existent dans la littérature et peuvent être utilisées si cela est justifié par les statistiques disponibles pour le paramètre variable. Il est également pratique de borner les lois entre un maximum et un minimum. Si la probabilité de dépasser ces bornes est très faible (de l'ordre de la probabilité de rupture calculée à la fin), cela n'aura aucune incidence significative sur les résultats du calcul.



Figure 3: Lois de probabilité calées sur une série de valeurs de moyenne 200 kPa et d'écart-type 78 kPa

2.3.2. Calcul des paramètres de la loi

L'ajustement des différentes lois de probabilité peut se faire en identifiant leurs paramètres grâce à l'estimation des moments. En effet pour chacune des lois envisagées une relation existe entre les paramètres de la loi, l'espérance et l'écart type. Pour réaliser les ajustements sur une série de valeurs, il faut donc procéder en deux temps : (1) estimer la moyenne et l'écart-type à partir des données disponibles puis (2) en déduire une estimation des paramètres des lois.

Les relations suivantes peuvent être utilisées :

- pour la loi normale, les paramètres de la loi sont directement la moyenne et l'écart type de la série de données.
- pour la loi log-normale, on identifie les paramètres de la loi à l'aide de la moyenne et de l'écart type des logarithmes népériens des valeurs de la série initiale,
- pour les autres lois (Gamma, Gumbel, etc...), la moyenne et l'écart type sont donnés par des expressions que l'on retrouve facilement dans la littérature en fonction des paramètres des lois.

Comme la méthode repose sur une identification des paramètres des lois à partir de μ et σ , plus le nombre de mesures est important plus l'ajustement d'une loi de probabilité est précis.



Figure 4 : lois log-normales ajustées avec la méthode des moments sur des séries de 5, 10 et 20 mesures

3. CAS D'ETUDE

3.1. Description de l'ouvrage

L'étude est réalisée sur un barrage-poids en BCR qui est en cours d'étude. Il s'agit d'un projet de barrage situé en Afrique. La géométrie de l'ouvrage est la suivante :

- hauteur de 90 m,
- le contact barrage-fondation le plus bas est situé à la cote 115 m,
- parement amont vertical,
- parement aval de pente 0.8H/1V,
- galeries de drainage situées à 3 m du parement amont aux cotes suivantes : 129 m, 150 m et 175 m.



Figure 5: Coupe du modèle utilisée au droit du seuil déversant

3.2. Données d'entrée

Dans le cadre de cet exemple d'application certains paramètres sont laissés fixes et d'autres sont considérés comme variables. Une densité de probabilité est attribuée à chaque paramètre variable.

3.2.1. Paramètres choisis comme constants

Les paramètres suivants ont été pris constants pour simplifier les calculs mais il peut être envisagé de les faire varier eux aussi :

- densité du BCR = 2,3,
- coefficient de rabattement λ = 40%,
- niveau d'eau aval H_{aval} = 122 m, soit 7 m au-dessus du contact barrage-fondation.

3.2.2. Paramètres variables

Les paramètres suivants ont été considérés comme variables : l'angle de frottement, la cohésion au niveau de l'interface fondations/BCR et la cote amont. Des densités de probabilité leur ont donc été attribuées pour pouvoir procéder aux simulations.

Pour les études de sensibilité au séisme, le PGA horizontal a été introduit comme paramètre variable également. A.03 - Calcul probabiliste d'un barrage poids – comment estimer et améliorer la fiabilité d'un ouvrage avec un exemple pratique de calcul

3.2.2.1. Angle de frottement et cohésion à l'interface barrage / fondation

Eca

mo

Pour attribuer une densité de probabilité à l'angle de frottement ainsi qu'à la cohésion, on dispose d'une série de 20 mesures. Cette série a été rétrécie pour mener des études de sensibilité au nombre de mesures disponibles. On dispose donc finalement de 3 séries de 5, 10 et 20 mesures. La série de 10 mesures sera considérée comme référence pour les comparaisons.

Etant donné que ces deux variables sont positives, la loi log-normale semble la plus adaptée et a été utilisée. Ce choix est également recommandé dans l'article de H. Kreuzer et P. Léger [2].

		φ (°)			cohésion (kPa)			
	5 valeurs	10 valeurs	20 valeurs	5 valeurs	10 valeurs	20 valeurs		
	37,5	37,5	37,5	80	80	50		
	40	38	38	100	100	80		
	40,5	39	38	230	150	100		
	41	40	38,5	250	160	120		
	44	40	39	330	200	150		
		40,5	39,5		210	160		
		41	39,5		230	180		
		41,5	40		250	190		
		43	40		280	200		
		44	40		330	210		
			40,5			230		
			41			240		
			41			250		
			41			280		
			41,5			300		
			42			320		
			43			320		
			43			330		
			44			380		
			45			420		
Moyenne	40,6	40,45	40,6	198	199	225		
Ecart-type des movennes	1,04	0,65	0,45	47	25	22		

Les séries de données sont présentées dans le tableau ci-dessous (classées dans l'ordre croissant).

Tableau 1: Série de données d'entrée

Il est important de noter que l'angle de frottement et la cohésion qui seront pris en compte dans les calculs sont les paramètres moyennés le long de l'interface barrage/fondation. Les lois de probabilité correspondent donc à la moyenne des valeurs probables et non à chaque valeur comme si elle s'étendait sur toute l'interface barrage/fondation.

Selon le théorème central limite appliqué à une loi normale ou log-normale, la loi de probabilité de la moyenne est une loi de probabilité de même type et de même moyenne, avec une variance divisée par le nombre d'échantillons disponibles.



Figure 6: Fonctions de répartition et densités de probabilité pour l'angle de frottement


Figure 7: fonctions de répartition et densités de probabilité pour la cohésion

La série de 10 mesures est considérée pour le calcul de référence et les séries correspondant à 5 et 20 mesures seront utilisées pour les études de sensibilité.

3.2.2.2. Cote amont

La cote de retenue normale du barrage est égale à 200,00 m, celle des plus hautes eaux est de 204,57 m et correspond à une période de retour de 100 000 ans en cas de bon fonctionnement des évacuateurs de crue. Dans le cadre de notre calcul, la cote maximale considérée est de 206,14 m ce qui correspond à une crue de période de retour supérieure à 1 million d'années. La cote amont suit une loi de probabilité calculée en considérant le cas d'un fonctionnement normal des vannes (80% des cas) et deux cas de panne (1 vanne ou 2 vannes bloquées, 10% chacun). Le calcul de la cote amont est un calcul de laminage classique en sommant les probabilités de chaque cas considéré. Il n'y a aucun besoin de passer par un tirage de Monte-Carlo.

 $P({H > H_0}) = somme(n = 1..3, P({H > H_0} ET {scénario n}) x P({scénario n}))$



Figure 8: Cote amont en fonction de la période de retour

3.2.2.3. Séisme

L'étude sismique spécifique du site n'a pas encore été réalisée. L'ajustement d'une loi de Weibull est alors réalisé en considérant une zone de faible sismicité. Les quantiles utilisés pour l'ajustement de la loi sont les suivants :

Période de	
retour	PGA (m²/s)
150	0,4
500	0,7
1000	0,9
3000	1,2
10000	1.5

Tableau 2: Quantiles utilisés pour ajuster une loi de Weibull



Figure 9: Fonction de répartition des PGA issue d'une loi de Weibull ajustée sur les quantiles d'entrée

Les calculs étant réalisés par la méthode pseudo-statique, le dépassement du critère de cisaillement ne signifie pas forcément la rupture du barrage mais un éventuel début des déplacements irréversibles. Pour cette raison, les calculs sismiques sont séparés des autres calculs et traités en dernière partie.

3.3. Calcul semi-probabiliste selon les recommandations du CFBR

Le barrage étudié est un barrage récent qui a été dimensionné selon les recommandations du CFBR. Un bref aperçu de ce calcul est donné ici pour pouvoir les comparer avec les calculs probabilistes détaillés par la suite. On peut noter que les valeurs caractéristiques de cohésion et d'angle de frottement correspondent aux valeurs moyennes arrondies au chiffre inférieur et que le cas dimensionnant est le cas quasi-permanent sous RN :

Paramètre	Cohésion (kPa)	angle de frottement (°)
Valeur	200	40

Tableau 3:Hypothèses de calcul

Le coefficient $SFF = \frac{\frac{F_{C} + F_{T}(H)}{F_{C}}}{H}$ est calculé. Les valeurs des coefficients de sécurité utilisés selon les situations de projet sont rappelées dans ce tableau :

	Situation quasi- permanente	Situation rare	Situation extrême
Fc	3	2	1
F_{ϕ}	1,5	1,2	1

Tableau 4:Coefficients de sécurité pris en compte dans le calcul de SFF

Les résultats du calcul de dimensionnement sont résumés dans ce tableau :

Sans Défaillance	Nom du cas de charge	Type de situation de projet	SFF	Valeur minimale	Justifié
	RN	Quasi- permanente	1,02	1	Oui
	PHE (Q1000 + 2pertuis ouverts)	Rare	1,158	1	Oui
	RN + séisme de 0,15 g	Rare	1,29	1	Oui
	Crue extrême (Q100 000 + 2 pertuis ouverts)	Extrême	1,474	1	Oui
Avec Défaillance	RN+ Défaillance du drainage	Extrême	1,131	1	Oui
	Q10 000 + 1 pertuis ouvert car mauvais fonctionnement	Extrême	1,488	1	Oui
	RN + Défaillance des pompes	Rare	1,158	1	Oui

Tableau 5:Résultats des calculs à l'effort tranchant

A.03 - Calcul probabiliste d'un barrage poids – comment estimer et améliorer la fiabilité d'un ouvrage avec un exemple pratique de calcul page 36

4. RESULTATS DU CALCUL PROBABILISTE ET INTERPRETATIONS

4.1. Simulations et convergence

Les calculs ont nécessité 600 000 simulations pour atteindre une convergence satisfaisante. 11 628 cas de rupture ont été détectés pour une probabilité de rupture totale de 1,02.10⁻⁶. Le nombre de ruptures est assez élevé pour pouvoir réaliser des post-traitements et notamment présenter les résultats sous formes d'histogrammes. On peut noter également que 3 séries de calculs ont été testés avec une convergence relativement similaire malgré le caractère aléatoire des tirages comme le montre le graphique ci-dessous.



Figure 10: Courbes de convergence de la probabilité de rupture avec le nombre de simulations

4.2. Etude de l'influence de chaque paramètre variable

L'analyse statistique des simulations ayant conduit aux ruptures est un outil qui permet de mieux comprendre l'influence de chaque paramètre variable. Une première étape est de regrouper les ruptures par intervalles réguliers de variation du paramètre. Cette étape permet de tracer les histogrammes de ruptures en fonction de chaque paramètre variable.

La deuxième étape est de comparer ces histogrammes à la densité de probabilité définie pour ce paramètre en données d'entrée (cf. chapitres précédents) :

- si le paramètre n'a aucune influence, l'histogramme des ruptures est une homothétie de la densité de probabilité du paramètre : par exemple si quel que soit l'intervalle considéré, la probabilité de rupture est de 1/100 de la probabilité que le paramètre soit dans cet intervalle, alors la rupture dépend d'autres paramètres et ce paramètre n'a aucune influence,
- au contraire si le paramètre a une influence importante, on verra que les ruptures simulées se concentrent vers les valeurs défavorables du paramètre alors que pour les valeurs favorables aucune rupture n'est atteinte.

Une autre façon de représenter la même chose est de calculer la probabilité conditionnelle de rupture qui est le ratio entre les deux courbes décrites précédemment :

 $P(\{rupture\} | \{X0 < paramètre < X1\}) = P(\{rupture\} ET \{ X0 < paramètre < X1\}) / P(\{ X0 < paramètre < X1\})$

On comprend aisément que si cette probabilité est constante, le paramètre n'a aucune influence sur la rupture. Par exemple si la rupture conditionnelle est de 1/100 quelque soit la valeur du paramètre, alors il n'a aucune influence sur la rupture du barrage.

Les cas étudiés par la suite sont des exemples pratiques de ces comparaisons. L'influence du paramètre sera alors jugée en fonction de la répartition de la probabilité conditionnelle entre une répartition étalée et constante et une répartition plus inégale et concentrée aux valeurs extrêmes.

4.2.1. Etude de l'influence de la cote de la retenue

Pour étudier l'influence de la cote de la retenue, on calcule la probabilité de rupture en-dessous de chaque cote donnée Z₀ en sommant directement la liste des ruptures calculées avec comme donnée d'entrée une cote amont inférieure à Z₀. Le graphique ci-dessous présente cette probabilité (échelle de gauche) en la comparant à la probabilité d'atteindre la cote Z₀ donnée par la loi de Gumbel (échelle de droite).



Figure 11 : Comparaison de la fonction de répartition de la cote et des probabilités cumulées des ruptures

La figure précédente montre que la cote de retenue est un facteur déterminant pour la stabilité du barrage. La majeure partie des ruptures se produit pour des cotes supérieures à la cote PHE et elles sont toutes au dessus de la cote 203,5 m qui correspond à une crue de période de retour 6 500 ans. On constate que 90% des ruptures correspondent à une cote amont supérieure à 205,3 m, soit la cote de période de retour 150 000 ans.

Le graphique suivant donne la probabilité conditionnelle calculée en fonction de la cote de la retenue. On y voit par exemple que la probabilité de rupture n'est que de 20% si la cote amont atteint 206 m, soit la cote de période de retour 1 million d'années.



Figure 12: Probabilité conditionnelle de rupture en fonction de la cote de la retenue

4.2.2. Etude de l'influence de l'angle de frottement à l'interface barrage / fondation

La même démarche est appliquée à l'angle de frottement. On remarque que ce paramètre a une influence moindre que celle de la cote de la retenue puisque des ruptures sont calculées pour des angles de frottement allant jusqu'à 41°. 60% des ruptures ont lieu dans les 25% des valeurs d'angle de frottement les plus basses (entre 37° et 40°). Cela traduit un décalage des ruptures vers la zone des angles de frottement les plus faibles. Cette tendance est également visible en comparant la densité de probabilité déterminée pour φ et l'histogramme des ruptures détectées.



Figure 13 : Comparaison de l'histogramme des ruptures et de la densité de probabilité théorique de l'angle de frottement

4.2.3. Etude de l'influence de la cohésion à l'interface barrage / fondation

Le même post-traitement est réalisé avec la cohésion. Il semble que la cohésion soit un paramètre plus influent que l'angle de frottement sur la probabilité de rupture du barrage car le décalage des ruptures vers les valeurs faibles de cohésion est encore plus marqué que celui observé dans le cas de l'angle de frottement. 80% des ruptures ont lieu dans les 25% des valeurs de cohésion les plus basses (entre 80 kPa et 170 kPa).



Figure 14 : Comparaison de l'histogramme des ruptures et de la densité de probabilité de la cohésion

4.3. Analyse croisée

Les analyses croisées permettent d'avoir une visualisation plus globale de l'influence des paramètres. Un exemple est donné dans le graphique ci-dessous. Ce graphique représente la liste des ruptures calculées sous forme de nuage de points en fonction de la cote de la retenue, de l'angle de frottement et d'un seuil pour la cote de retenue. Cette représentation permet entre autre de voir que :

- Toutes les ruptures sont situées en dessous d'un seuil représenté par le trait continu.
- Les ruptures pour des cotes de retenue "basses" sont confinées aux valeurs d'angle de frottement ET de cohésion faibles.



Figure 15 : Analyses croisées des cas de ruptures

Une telle analyse croisée est particulièrement intéressante si par ailleurs on peut démontrer que la cohésion et l'angle de frottement ne peuvent pas être en-dessous d'un certain seuil. Ceci est particulièrement intéressant dans le cas des barrages ayant subi de fortes crues, sans dégâts, et pour lesquels l'hydrologie est revue à la hausse. Ces calculs montrent comment cette information peut être utilisée pour éliminer les scénarios du pire et compenser en partie la revue à la hausse de l'hydrologie. Dans cet exemple, qui n'est pas représentatif vu la faible probabilité de rupture globale, si la zone correspondant à la cote inférieure à 205,5 m est éliminée, la probabilité de rupture baisse de 10⁻⁶ à 0,76.10⁻⁶/an.

4.4. Impact de l'incertitude sur les données d'entrée

Il est aisé de comprendre que plus on dispose de mesures, mieux on connait les paramètres d'entrée et plus on peut éliminer les scénarios les plus défavorables. Disposer de plus d'essais apporte en réalité deux effets :

- une diminution de l'écart type sur les valeurs moyennes utilisées dans le calcul : effet qui devrait être toujours favorable,
- un éventuel décalage des valeurs moyennes si les mesures supplémentaires sont plus favorables ou défavorables que les premières mesures.

Dans le cas présent, l'exercice de calcul a été mené en considérant 5, 10 et 20 mesures comme données d'entrée pour la cohésion et l'angle de frottement comme précisé dans le §3.2.2. Pour chaque série, les densités de probabilité de l'angle de frottement et de la cohésion sont attribuées. Le résultat final en termes de probabilité de rupture est le suivant :

- série de 5 mesures : p = 3,96.10⁻⁶/an
- série de 10 mesures : p = 1,02.10⁻⁶/an
- série de 20 mesures : p = 0,39.10⁻⁶/an



Le graphique suivant illustre cette tendance représentée en fonction de la cote de la retenue.

Figure 16 : Influence du nombre de mesures disponibles sur les résultats du calcul probabiliste

On voit clairement sur ce graphique l'influence forte du nombre de mesures sur la probabilité finale calculée. Cette tendance est en grande partie expliquée par le fait que le barrage est bien dimensionné et que les ruptures correspondent à des valeurs extrêmes d'angle de frottement et de cohésion. Ceci peut ne pas être le cas pour des ouvrages sousdimensionnés où les ruptures surviennent même avec des caractéristiques moins extrêmes. Il s'agit dans ce cas d'un problème de stabilité global et non seulement d'une connaissance limitée des paramètres d'entrée.

4.5. Aléa sismique

Les simulations visant à évaluer l'impact de la sismicité sont menées en modifiant la fonction de répartition de la cote amont afin que celle-ci corresponde à la cote journalière et non plus annuelle. Ces simulations sont séparées des autres simulations et la probabilité de dépasser le critère de cisaillement ne signifie pas la rupture du barrage mais le début d'un éventuel déplacement irréversible du barrage. Des calculs post-sismiques sont par la suite nécessaires mais ne font pas partie du travail présenté dans cet article. Les probabilités calculées doivent donc être interprétés comme la probabilité de dépasser le comportement élastique réversible du barrage.

Les simulations montrent que cette probabilité est de l'ordre de 1,05.10⁻⁵/an. Cette probabilité est 10 fois supérieure à celle calculée pour une rupture hors séisme (10⁻⁶/an). Cet écart s'explique en grande partie par le fait que les calculs pseudo-statiques sont conservatifs et ne signifient pas forcément la rupture du barrage.

Dans le détail, le dépassement du seuil de cisaillement n'est atteint que pour des séismes supérieurs à l'OBE (0,4 m/s²) voire au SES (1,4 m/s²). Le cas le plus probable étant un séisme de PGA compris entre 2,5 et 3,0 m/s² (période de retour de l'ordre de 200 000 ans) et une cote amont légèrement inférieure à la RN.



Figure 17 : PGA des séismes provoquant des ruptures

A.03 - Calcul probabiliste d'un barrage poids – comment estimer et améliorer la fiabilité d'un ouvrage avec un exemple pratique de calcul page 41

5. CONCLUSIONS

Le travail présenté dans cet article montre un exemple de mise en pratique d'un calcul probabiliste pour évaluer la stabilité d'un barrage poids. La méthode de calcul utilisée, dérivée de la méthode de Monte-Carlo, a permis d'estimer une probabilité de rupture de l'ordre de 10⁻⁶/an en quelques centaines de milliers de simulations seulement.

L'analyse détaillée des résultats a permis de dégager les éléments suivants :

- Les ruptures correspondent presque toutes à des cotes supérieures à la PHE. Les cotes inférieures ne conduisent pas à des ruptures, même pour des caractéristiques faibles à l'interface barrage-fondation.
- Le nombre de mesures disponibles a une influence importante sur le calcul de la probabilité de rupture : plus on dispose d'essais, moins il y a d'incertitude sur les données d'entrée et par conséquent sur la probabilité de rupture.
- La méthode de calcul permet la prise en compte directe de l'historique du barrage pour éliminer des scénarios peu probables (ou impossibles). Un barrage est ainsi plus fiable après plusieurs années de service voire dès son remplissage si il a montré sa capacité à résister à des chargements significatifs qui permettent d'éliminer le risque d'avoir des caractéristiques de résistance très faibles.

La méthode de calcul probabiliste apporte une vision différente des calculs aux états limites. Elle supprime d'abord les biais de calcul introduits dans les coefficients de sécurité partiels. Elle les remplace par la connaissance des paramètres d'entrée, comme si ces coefficients de sécurité étaient variables et dépendaient de la connaissance que le vérificateur a sur la donnée d'entrée en question. La méthode de calcul permet ensuite de mieux peser le poids de chaque paramètre et de mieux cibler les actions à mettre en œuvre pour améliorer la fiabilité des ouvrages. A titre d'exemple, si les calculs montrent que les ruptures se produisent majoritairement pour des cotes de retenue supérieures à un certain seuil, il peut être envisagé d'introduire un déversoir spécifique pour rester en dessous de cette cote. Si au contraire la probabilité de rupture est expliquée en grande partie par des caractéristiques d'interface faibles, il peut être envisagé de réaliser des campagnes de reconnaissances complémentaires pour vérifier ces caractéristiques et envisager un confortement si nécessaire.

Finalement, le travail présenté dans cet article ne donne qu'un premier aperçu de ce que peuvent apporter les calculs probabilistes. Des travaux en cours envisagent de coupler ce genre de calculs aux études de danger afin d'avoir une vision plus globale des scénarios de défaillance. Il est aussi envisagé d'introduire progressivement d'autres facteurs d'incertitude comme la capacité de drainage ou la résistance à la traction de l'interface barrage-fondation, ce qui peut être déterminant dans le cas de certains barrages.

RÉFÉRENCES ET CITATIONS

- [1] CFBR (2012) Recommandations pour la justification de la stabilité des barrages-poids. CFBR.
- [2] Kreuzer, H et Léger, P, (2013) The adjustable Factor of Safety: A reliability-based approach to assess the factor of safety for concrete dams. Hydropower & dams, Vol.XX, Issue 1.
- [3] Lombardi, G, (1988) Distribution à double borne logarithmique, Communication n° 25, 16e congrès CIGB, San Francisco.

TENIR COMPTE DE L'HISTOIRE DANS LES JUSTIFICATIONS DE STABILITE : L'APPROCHE BAYESIENNE

Taking history into account in the justifications for stability: the bayesian approach

Luc DEROO, Michel LINO, Sadri MEVEL

Jean-Jacques FRY EDF-CIH

MOTS CLEFS

Diagnostic. Barrages. Approche bayésienne. Jugement de l'expert. Erosion interne.

KEY WORDS

Safety assessment. Dams. Bayesian approach. Expert judgment. Internal erosion.

RÉSUMÉ

En France, la majorité des barrages et digues en service sont des ouvrages anciens. L'ancienneté des barrages est souvent une difficulté : la mémoire précise de leur constitution a pu se perdre, les archives ont pu s'altérer, les normes de construction et de justification sont obsolètes. La méconnaissance de la constitution ou l'inadéquation de la constitution aux standards actuels peuvent faire douter de la sécurité. Mais l'ancienneté est aussi un gage de confiance : les barrages anciens ont subi de nombreuses épreuves de chargement, qui sont autant de tests de robustesse ; leur comportement à l'occasion de ces épreuves est un enseignement précieux quant à leur capacité à résister à de futures sollicitations.

Dans tout diagnostic de sécurité d'un barrage en service, l'analyse du comportement historique est une composante essentielle. Cependant, cette analyse est avant tout qualitative. Peut-on trouver le moyen de la quantifier? Cette question est explorée dans cette communication, en utilisant les outils de l'approche bayésienne. L'idée générale est la suivante :

- cherchant à poser un diagnostic concernant une pathologie donnée (exemple : érosion interne non stabilisée) ;

- l'ingénieur établit un jugement a priori, bâti à partir de sa connaissance de la constitution de l'ouvrage ;

- puis il considère les remplissages précédents comme autant de tests pour lesquels le comportement du barrage est caractérisé (résultats de la surveillance et de l'auscultation) ;

- et, tirant profit des statistiques du parc mondial et en utilisant l'approche Bayésienne, il exploite ces tests pour obtenir un jugement a posteriori.

La démarche est comparable à celle adoptée par le médecin qui utilise des tests médicaux pour améliorer son évaluation de la probabilité qu'un patient soit atteint d'une maladie donnée. On retrouve en effet la notion de probabilités a priori et a posteriori, et l'idée de tests calibrés sur des cohortes de patients ; la qualité des tests (sensibilité, spécificité, ratio de vraisemblance) est alors le paramètre clé qui permet de faire évoluer de manière quantifiée le diagnostic.

ABSTRACT

In France, the majority of dams and levees in service are old structures. The age of dams is often a difficulty: the precise memory of their constitution may have been lost, archives may have been altered, construction and justification standards are obsolete. Lack of knowledge of the constitution or the inadequacy of the constitution to current standards may raise doubts about safety. But seniority is also a guarantee of confidence: old dams have undergone numerous loading tests, which are all robustness tests; their behaviour during these tests is a valuable lesson as to their ability to withstand future loadings.

In any safety diagnosis of a dam in service, the analysis of historical behaviour is an essential component. However, this analysis is above all qualitative. Can we find a way to quantify it? This question is explored in this paper using the tools of the Bayesian approach. The general idea is as follows:

- seeking to diagnose a given pathology (example: unstabilized internal erosion);

- the engineer makes an a priori judgment, based on his knowledge of the structure's constitution ;

- then, he or she considers the previous fills as tests, for which the behaviour of the dam is characterized (results of monitoring and auscultation);

- and, taking advantage of world portfolio statistics and using the Bayesian approach, he or she uses these tests to obtain an a posteriori judgment.

The approach is similar to that adopted by a physician who uses medical tests to improve his or her assessment of the likelihood that a patient will have a particular disease. We find the notion of a priori and a posteriori probabilities, and the idea of calibrated tests on patient cohorts; the quality of the tests (sensitivity, specificity, likelihood ratio) is then the key parameter that allows the diagnosis to evolve in a quantified way.

1.INTRODUCTION

Dans le domaine des barrages, l'évaluation de la sûreté utilise régulièrement le « jugement de l'ingénieur », car les méthodes de calcul ne sont pas toujours disponibles et car, lorsqu'elles le sont, elles ne représentent parfois qu'imparfaitement la réalité du comportement de la structure.

Ce « jugement de l'ingénieur » s'appuie sur un double retour d'expérience :

- le retour d'expérience du parc : le comportement du parc mondial des barrages, ou celui, plus limité, des barrages qu'il a eu l'occasion de connaître ;
- confronté au retour d'expérience du comportement du barrage qu'il examine.

Ce jugement est généralement peu formalisé, et il peut être biaisé.

Cet article examine dans quelle mesure les méthodes bayésiennes pourraient limiter le biais du jugement expert. Cette démarche paraît légitime : car ces méthodes sont pratiquées dans un domaine qui utilise des démarches similaires : le diagnostic médical.

L'article présente successivement :

- §2, les concepts principaux de l'approche bayésienne et son utilisation dans le cadre des biostatistiques médicales;
- §3, la transposition au domaine des barrages à retenue permanente pour le diagnostic à l'érosion interne ;
- §4, une note sur les limites d'applications, et les prolongements qu'il serait utile d'envisager.

2.CONCEPTS

2.1.Approche bayésienne, principe général

Cet article n'a pas pour ambition de donner un aperçu général de l'approche bayésienne. Nous nous contentons d'en donner une illustration. Le théorème de Bayes s'écrit : $P(A|B) = \frac{P(B|A).P(A)}{P(B)}$, où P(A|B) est la probabilité conditionnelle de A, sachant B. On peut l'illustrer ainsi :



2.2. Utilisation en diagnostic médical, définitions

Dans le domaine médical, les statistiques bayésiennes permettent d'évaluer les performances d'un Test utilisé pour poser un diagnostic [1].

Dans le cas le plus simple, un test donne un résultat soit positif, soit négatif. Le test n'est cependant pas parfait : le test peut échouer à déceler la maladie (« faux négatif ») ou être positif chez un patient qui n'est pas atteint de la maladie (« faux positif »).

On note *M* l'événement "le patient est atteint de la maladie" et *NM* son complémentaire "le patient n'est pas atteint de la maladie", on note T+ l'événement "le test est positif". La grandeur recherchée est p(M|T+), la probabilité que le patient soit malade sachant que le test est positif. Le Tableau 1 donne la liste des termes les plus utilisés.

Terme	Définition / Notation
Malade / Non malade	M : Malade ; NM : Non malade
Test	Test diagnostic (T), qui peut être positif (T+) ou négatif (T-)
VP : vrai positif	Malade (M) et Testé positif (T+)
VN : vrai négatif	Non malade (NM) et Testé négatif (T-)
FP : faux positif	Non malade (NM) et Testé positif (T+)
FN : faux négatif	Malade (M) et Testé négatif (T-)
Pv : prévalence	Par définition, la prévalence de la maladie est p(M). On l'appelle également « taux de
	base » en statistique bayésienne.
o : Cote (ou Odds)	o = P(M) / (P(NM) : probabilité (Malade) / probabilité (Non Malade)
	P(M) = 0 / (1+0)
Sensibilité d'un test	Capacité du test à identifier un malade.
	Se = P(T+ M) = P(M et T+)/P(M).
	Mesure sur une population : VP / (VP+FN)
Spécificité	Capacité du test à ne pas alerter faussement les non malades
	Sp = P(T- NM) = P(NM et T-)/P(NM).
	Mesure sur une population : VN / (VN+FP)
Probabilité pré-test	Eventualité de la maladie évaluée par le médecin avant de connaître le résultat du test
	diagnostic : P(M)
Probabilité post-test	Eventualité de la maladie évaluée par le médecin après le résultat du test diagnostic :
	P(M T+) si le test est positif
RV+ ou RV- :	RV+ = Se / (1-Sp) ; RV- = (1-Se) / Sp
Ratios de vraisemblance	Capacité des tests à faire évoluer la probabilité pré-test, de maladie (RV+) ou non- maladie (RV-).
	RV+=1 : le test n'apporte aucune information ; RV+>>1 : très bon test.
	RV-=1 : le test n'apporte aucune information ; RV-<<1 : très bon test.
Cote post-test	Cote post-test = odds pré-test * RV+ (si T+) ou cote post-test * RV- (si T-)
	Si deux tests successifs positifs, on peut combiner : o_post = o * RV1 * RV2
Evidence	Evidence = log (P) – log (1-P), avec logarithmes en base décimale
	(pour une probabilité de très basse probabilité 10 ⁻⁴ , l'évidence est -4 ; pour une
	probabilité de très haute probabilité, 0,9999, l'évidence est 4).
	Le décalage de 1 point d'évidence correspond au décalage d'une classe de probabilité
	dans la notation utilisée ci-dessous.

Tableau 1 : Liste des termes les plus utilisés

Le théorème de Bayes permet d'écrire p(M|T+) = p(T+|M).p(M) / [p(T+|M).p(M) + p(T+|NM).(1-p(M))]Il est également possible d'écrire cela par : p(M|T+) = Pv * Se / [Pv * Se + (1-Pv) * (1 - Sp)]

2.3.Classes de probabilité

Tableau 2 : Classes de probabilités

Appréciation de la fiabilité de la barrièreou del'occurrence d'un événement	Classe de fiabilité	Probabilité annuelle (Grille 1)	Probabilité d'un événement pendant la vie de l'ouvrage (*)	Evidence = Valeur numérique de la classe
Jamais jusqu'à présent mis en défaut, sur un très grand nombre d'installations	F	P < 10 ⁻⁶	P < 10 ⁻⁴	- 4
Mise en défaut ou événement possible mais extrêmement peu probable	E	P < 10⁻⁵	P < 1/1000	- 3
Mise en défaut ou événement très improbable	D	P < 10 ⁻⁴	P < 1/100	- 2
Mise en défaut ou événement improbable	С	P < 1/1000	P < 1/10	- 1
Mise en défaut ou événement probable	В	P < 1/100	P < 0,6	- 0,2
Mise en défaut ou événement courant	A	1/100 ≤ P	0,6 ≤ P	0

(*) la durée de vie étant conventionnellement prise égale à 100 ans.

Les classes de probabilités annuelles peuvent notamment être approchées à partir de :

- données statistiques, lorsque l'échantillon est disponible (exemple : Defra [2]) ;
- retour d'expérience mondial tel qu'apprécié par le jugement d'expert (Tableau 3).

Elles peuvent parfois être reliées à d'autres considérations ; par exemple, les coefficients partiels utilisés par les Eurocode sont rattachés à des probabilités de défaillance (cf. §5).

Evénement possible mais extrêmement peu probable	Evénement très improbable	Evénement improbable	Evénement probable	Evénement courant
N'est pas impossible au vu des connaissances actuelles, mais non rencontré au niveau mondial sur un très grand nombre d'installations	S'est déjà produit dans ce secteur d'activités, mais a fait l'objet de mesures correctives réduisant significativement sa probabilité	S'est déjà produit dans ce secteur d'activités, sans que les éventuelles corrections apportées depuis apportent une garantie de réduction significative de probabilité	S'est produit et/ou peut se produire pendant la durée de vie de l'installation	S'est produit sur le site considéré et/ou peut se produire à plusieurs reprises pendant la durée de vie de l'installation

Tableau 3 : Utilisation du REX mondial pour établir les classes de probabilité

3.DANS LE DOMAINE DU DIAGNOSTIC DES BARRAGES

3.1. Une analogie naturelle

Il est tentant d'utiliser les approches bayésiennes dans le domaine des barrages, car les analogies sont frappantes !

Ana	lyse médicale (source : [1])	Le domaine des barrages		
Test une info démarc	diagnostic : tout moyen permettant d'obtenir ormation utile au médecin pour l'assister dans sa he diagnostic face à un patient	Médecin = l'ingénieur Patient = l'ouvrage		
Le te	est diagnostic peut être :	Le test diagnostic peut-être :		
1.	Un examen paraclinique (ex : un dosage biologique)	 Des mesures d'auscultation : piézométrie, débits, ; une mesure au laboratoire sur un prélèvement in-situ 		
2. Un examen d'imagerie médicale		2. Des reconnaissances géotechniques, géophysiques pour connaître l'état de la constitution interne		
3.	Une épreuve fonctionnelle	3. Une épreuve de mise en eau de l'ouvrage		
4.	Un signe physique révélé par l'examen clinique	4. Les observations des inspections en VTA ou ETC		
5.	Un signe fonctionnel rapporté par le patient	5. Observations lors des tournées de l'exploitant		
6.	Une information obtenue par l'interrogatoire	6. Le comportement lors d'un épisode passé		

Avec les barrages, comme en médecine, il est impossible de tout connaître du fonctionnement interne du patient. Avec les barrages, comme en médecine, certaines maladies restent mal connues, et les remèdes incomplets. Avec les barrages, comme en médecine, le jugement humain intervient dans l'appréciation du risque.

3.2.Un exemple : la stabilité du talus aval du barrage de Douteux-MaisSansSouci.

3.2.1.Le barrage

Le barrage (fictif !) de *Douteux-MaisSansSouci* a été construit dans les années 1950. Il s'agit d'un barrage en remblai, de hauteur 19 m. Les archives de la construction ont été perdues. Des plans de projet laissent penser que le barrage est un ouvrage en argiles sableuses, avec un filtre-drain cheminée, et un tapis aval. La cote de retenue normale est à 17 m dans le référentiel du barrage. Le bassin versant est relativement modeste, et l'évacuateur, construit assez loin en rive droite, est de forte capacité : les Plus Hautes Eaux sont à 17,50 m. L'ensemble du barrage est fondé sur la frange d'altération de terrains marneux.

Le barrage est exploité *sans souci* depuis sa mise en eau en 1952. De 1957 à 1996, le propriétaire avait même pris la liberté de rehausser de 50 cm la cote d'exploitation du barrage en installant un batardeau rustique par-dessus l'évacuateur. L'auscultation est pratiquée par trois piézomètres dans le talus aval et un seuil de mesure des débits de percolation en fond de vallée ; les mesures faites tous les mois depuis 1982 montrent une nappe partiellement rabattue dans le talus aval, et des débits de fuite de l'ordre de 30 l/min, sans évolution. Le pied aval du barrage est humide (et l'a toujours été, d'après l'exploitant), ce qui tend à confirmer que la nappe est au-dessus du tapis aval.

La retenue du barrage dépasse 7 hm³ et il y a des enjeux à l'aval en cas de rupture. Ce contexte a motivé la réalisation d'une étude de stabilité récente, utilisant le référentiel du CFBR. Une campagne de reconnaissance a été conduite. Les reconnaissances ont confirmé la fondation sur les marnes altérées, mais n'ont pas pu mettre clairement en évidence le tapis, et ont été l'occasion de prélever des échantillons du remblai du barrage.

Les calculs de stabilité du barrage ont été conduits conformément aux Recommandations du CFBR, en considérant des valeurs raisonnablement conservatives pour les paramètres. La pente du talus aval du barrage est raide (2,2H/1V), et les résultats, sans surprise, ne sont pas bons. Avec un coefficient partiel de 1,25 sur les paramètres géotechniques, le coefficient de modèle est 0,93 sous RN ; avec 1,1, le coefficient de modèle est 1,03 aux PHE. La note de calcul conclut en rappelant la pente raide, le caractère homogène du barrage et la possible absence de tapis : l'état du barrage est qualifié de *douteux*.

3.2.2.La « maladie »

La « maladie » que l'on cherche à dépister est l'instabilité du talus aval pour une cote de retenue inférieure ou égale aux PHE (hors séisme).

Cette maladie peut être plus précisément définie comme suit. Un barrage est « malade » si sa stabilité est mise en défaut pour une cote de retenue inférieure aux PHE : le barrage va se rompre à l'occasion d'une prochaine montée de la cote de retenue, pour une cote < PHE (sans qu'il y ait « vieillissement » significatif). Notons qu'un barrage « malade » peut en théorie avoir déjà résisté à une cote de retenue égale aux PHE sans se rompre, car les facteurs autres que la cote de retenue peuvent jouer un rôle (notamment les autres facteurs qui influencent le régime des pressions interstitielles dans la recharge aval ou en fondation).

3.2.3.L'approche bayésienne

Un barrage « malade » est un barrage qui, au cours de son existence, subit une rupture par instabilité mécanique en grand de son talus aval, en dehors de toute sollicitation sismique, et pour une cote de retenue < PHE. L'approche par le calcul fournit une information : le barrage a une probabilité assez élevée d'être malade : c'est la probabilité a priori, p(M). L'information supplémentaire est que le barrage a subi une épreuve de mise en eau longue et réussi, c'est l'épreuve T, de mise en eau, avec un résultat -, négatif.

L'approche bayésienne s'écrit : p(M|T-) = p(T-|M).p(M) / [p(T-|M).p(M) + p(T-|NM).(1-p(M)).

Dans ce calcul, les deux termes qui pèsent sont p(M) et P(T-|M). Une manière de les approcher est décrite ci-dessous. Il faut considérer les valeurs quantitatives avec la plus grande prudence ; la méthode n'est pas encore calibrée.

P(M) est la probabilité qu'un barrage soit « malade », indépendemment de toute considération quant à son comportement lors du test de mise en eau. C'est la probabilité a priori, évaluée sur la base de la constitution du barrage, et pas de son comportement. Ici, une manière de l'approcher est d'utiliser le résultat des calculs de stabilité.

Le résultat du calcul de stabilité est mauvais. Certes, le coefficient de stabilité « global » est supérieur à 1 (1,25*0,93 sous RN, ce qui fait 1,16 ; 1,1*1,03 sous PHE, ce qui fait 1,13). Mais cette marge de sécurité est faible : par une approche du type de celle développée dans les Eurocodes ([3][4]), la probabilité de rupture est estimée à 5.10⁻³ par an (classe B), alors que si le coefficient de stabilité « global » avait été de 1,5, cette probabilité serait de 5.10⁻⁶ (classe E).

P(T-|M) est la probabilité qu'un barrage « malade » (i.e. qui va connaître une rupture pour une cote < PHE) ait auparavant passé avec succès l'épreuve d'une mise en eau de longue durée à RN et PHE, sans désordre, avec piézométrie et débit de drainage stabilisés.

Première approche : l'avis d'expert, sur la base du Tableau 3. Dans le monde, les cas documentés de rupture ou d'accident sérieux sur les talus aval de grands barrages en remblai se sont produits au premier remplissage, et ne correspondent donc pas à ce cas (détails de cette analyse non présentés ici). Cela n'exclut pas des exceptions, non rapportées. On note dans la classe « événement très improbable », voire « événement improbable » (P *pendant la vie de l'ouvrage* entre 1/10 et 1/1000). Pour l'exercice présenté ici, on choisit de poser P(T-|M)~1%.

Deuxième approche : base de données constituées pour DEFRA sur le parc des barrages anglais, [2]. Ces données sont utilisées dans l'encadré ci-contre. Elles sont évidemment un peu fragiles, car peu nombreuses. Elles ne contredisent pas l'ordre de grandeur mentionné précédemment. Calcul sur la base des données DEFRA [2] Données :

 Nombre de « emergency drawdown » par « slope instability », entre 1975 et 2000 : 12 pour des barrages de moins de 5 ans (sur une population d'environ 300 barrages); 1 pour des barrages de plus de 5 ans (population 2107 barrages).

Hypothèses de travail :

- Sans « emergency drawdown », il y aurait eu rupture
- Faute de disposer d'une meilleure appréciation, on considère que : tous les barrages de plus de 5 ans ont subi un test de mise en eau complet, T.
- On postule que le comportement des 2107 barrages et celui des 300 nouveaux barrages (post 1975), vis-à-vis du test T, est comparable

Calculs :

- Nombre de barrages malades, rapporté à une population de 300 barrages : NbM = 1/2107*300+12 = 12
- Nombre de barrages malades ayant subi avec succès le test de mise en eau : 1 pour 2107, soit, pour une population de 300 barrages : 1/2107*300
- P(T-|M) = Nb(T-|M) / NbM = 1/2107*300 / 12 = 1,2%.

P(T-|NM) est la probabilité qu'un barrage « non malade » subisse un chargement aux PHE dans les mêmes conditions que le barrage de *Douteux-MaisSansSouci* : avec une piézométrie et des débits stables, *sans souci* apparent. Ce que l'on cherche ici, c'est la proportion des barrages du parc qui sont *sans souci* apparent aux PHE, sachant qu'ils ne sont pas malades. Une borne inférieure de P(T-|NM) est P(T-), proportion des barrages du parc qui sont sans souci apparent aux PHE. Cette statistique n'est pas disponibles, mais on peut provisoirement considérer que c'est le cas de la grande majorité des barrages. Le calcul est effectué avec une probabilité de 80% ; ce chiffre joue peu.

Le test est performant : Se = 99% ; Sp = 80% ; RV-=(1-Se)/Sp = 0,0125.

Et la probabilité a posteriori est : p(M|T-) = 0,01*p(M) / [0,01*p(M) + 0,8*(1-p(M)) ~ 0,01*p(M)

Il y a décalage de deux points d'évidence. La confiance dans le barrage a été multipliée par 100. Le barrage de *Douteux-MaisSansSouci* est ainsi aussi fiable qu'un barrage en fin de construction (i.e. qui n'a pas encore passé l'épreuve de première mise en eau), de même nature mais avec des pentes ou des matériaux qui auraient donné un coefficent « global » de 1,4 par le calcul conforme aux Recommandations CFBR.

Rappelons ici que ce calcul est fragile : il dépend beaucoup de la probabilité P(T-|M], et il y aurait lieu d'approfondir beaucoup l'évaluation de ce chiffre. Mais il suffit à démontrer ceci : à supposer que l'on parvienne à bien calibrer la valeur de P(T-|M], alors la méthode apporte une contribution substantielle au jugement sur la sécurité d'un ouvrage. Notons que P(T-|M] est une probabilité qui ne dépend pas du barrage de Douteux-MaisSansSouci. : elle est établie à partir du comportement de l'ensemble du parc des barrages, de même type que Douteux-MaisSanssouci.

La conclusion (§3) apporte des commentaires sur l'interprétation de ces résultats.

4.LE CAS DE L'EROSION INTERNE

4.1.Un cas d'intérêt majeur

Le cas précédent présente un intérêt mais ne répond pas à une nécessité : en matière de stabilité du talus aval, on dispose de moyens permettant de procéder aux calculs de stabilité, et il n'y a pas vraiment *besoin* de nouvelles approches.

En matière d'érosion interne, au contraire, il y a un besoin : lorsqu'il n'y a pas filtres et drains conformes, il y a toujours suspiscion d'érosion, et la preuve de la résistance par le calcul est difficile. La détection de l'érosion interne par l'ausculation est aléatoire et par la surveillance demande que l'on ait de la chance en lien avec la dynamique du développement de l'érosion.

L'interprétation du comportement passé est souvent utilisé lors du jugement d'expert, comme facteur de confiance quand la première mise en eau s'est bien passée. Les mises en eau sont en effet des épreuves fonctionnelles très efficaces, à condition que ce premier remplissage soit assez long et assez haut pour bien éprouver l'ensemble des chemins d'érosion, car les accidents d'érosion se produisent d'abord au premier remplissage et plus rarement dans les 5 premières années. Mais aussi, a contrario, comme facteur d'inquiétude lorsque des incidents se sont produits pour des cotes inférieures à la cote des PHE.

Une appréciation quantitative de la valeur des tests du passé permet de progresser, en tentant de bien prendre en compte la valeur explicative de ces épreuves. En effet, toutes les épreuves du passé ne se valent pas, et toutes les « maladies » d'érosion interne ne sont pas aussi bien diagnostiquées par une épreuve donnée.

4.2. Une définition de la « maladie »

Le bulletin 164 de la CIGB propose une terminologie relative à l'érosion interne.

L'érosion interne peut se décliner sous ses quatre formes de base : érosion de conduit, érosion régressive, érosion par suffusion et érosion de contact – ainsi que par des combinaisons entre ces formes.

Dans tous les cas, le processus d'érosion interne couvre plusieurs phases : initiation, continuation (non-filtration), progression. Le mécanisme d'érosion interne, qui se met en place avec l'initiation, peut être auto-interrompu à n'importe laquelle de ces phases, et alors il n'y aura pas rupture. Nous nous intéressons ici aux cas d'érosion interne qui ne sont pas auto-interrompus et qui, sauf intervention humaine, iront à la rupture. Par simplification, nous les appelons cas d'Erosion Interne Non Stabilisée (EINS).

Les différents mécanismes d'érosion interne ont un autre point commun : celui de se produire le long d'un chemin de percolation. L'altitude de ce chemin a une importance, car elle permet de comprendre dans quelle mesure une épreuve de mise en eau passée a sollicité ce chemin.

La « maladie » que l'on examine ici est EINS-z : l'érosion interne non stabilisée provoquée par une cote de retenue inférieure ou égale à la cote z.

4.3. Approche bayésienne

4.3.1.Notations

On note ici :

- P(EINS-z), probabilité que se développe un mécanisme d'érosion interne non stabilisé ;
- TestZT : la cote « z » a été atteinte (ou pratiquement atteinte) pendant longtemps.

« Longtemps » signifie : un temps suffisamment long pour que l'érosion se soit développée, soit quelques heures à quelques jours pour l'érosion de conduit et pour l'érosion le long des ouvrages traversants ; quelques jours ou semaines pour l'érosion régressive ; quelques années (!) pour la suffusion et l'érosion de contact.

« pratiquement atteinte » signifie que l'on peut admettre une part d'extrapolation, notamment pour les mécanismes d'érosion régressive, suffusion et érosion de contact.

D'autres tests, moins performants mais plus fréquemment pratiqués peuvent être considérés :

- TestZ : la cote « z » a été atteinte (ou pratiquement atteinte) pendant suffisamment de temps pour que l'érosion ait normalement le temps de se développer, mais pas suffisamment longtemps pour que l'on soit placé dans les circonstances du TestZT ;
- TestT : la cote « z » n'a pas été atteinte. Mais une cote de retenue inférieure, déjà significative pour les chemins d'érosion les plus sensibles, a été atteinte pendant longtemps. Test valable uniquement le long d'un chemin déjà actif.

Par ailleurs, on évalue le comportement lors du Test par une Classe, exprimée ci-dessous :

Echelle	Intitulé	Classe	
0	Pas d'écoulement		
1	Ecoulement diffus	FC	
2	Ecoulement local	Ec	
3	Ecoulement évolutif	Dc	
4	Preuve d'érosion	Cc	
5	Forte érosion	D	
6	Erosion majeure	Bc	
7	Rupture évitée par action volontaire		
8	Rupture	Ac	

Tableau 4 : Echelle des symptômes d'érosion

Et on note P(E|ZTi) = P(EINS-z | TestZT = Classe_i) la Probabilité que se développe un mécanisme d'érosion interne non stabilisé, sachant que le TestZT a atteint la classe i (la classe i précisément, ni plus, ni moins).

L'approche bayésienne s'écrit de la manière suivante :

 $P(E|ZTi) = P(ZTi|E) * P(E) / (P(ZTi|E) * P(E) + P(ZTi|nE) * (1-P(E))) \sim P(ZTi|E)/P(ZTi|nE) * P(E).$

P(E) est le *prior* ou probabilité pré-test : probabilité que l'ouvrage soit affecté d'une érosion interne non stabilisée ; évaluation faite avant toute observation du comportement. P(E) est la probabilité évaluée par l'approche analytique.

Note pour le cas de l'érosion de conduit : l'érosion de conduit laisse rarement des traces : quand elle est initiée, elle s'arrête rarement en route. Donc on peut avoir 0 masse d'érosion observée, puis une rupture soudaine. Ainsi, un mécanisme d'érosion ne prendra pas nécessairement le temps de parcourir toute la palette des symptômes.

4.3.2. Mise au point des tables de vraisemblance

Cette étape est le point central de la méthode. Il s'agit d'établir, à partir de la population mondiale ou d'échantillons représentatifs, les deux termes suivants : P(ZTi|E) et P(ZTi|nE).

Pour rendre la méthode plus précise, il sera utile de distinguer des sous-populations dans la population mondiale. Typiquement :

- Pour ne pas considérer l'érosion interne comme une seule maladie, mais comme une famille de maladies différentes (pour reprendre l'exemple du §2.1, distinguer différentes formes d'allergie au gluten permet de rendre le test plus spécifique) ;
- Pour tenir compte des facteurs de risques particuliers de certains sous-ensembles de population (pour reprendre l'exemple du §2.1, distinguer les populations à risque en raison de leur patrimoine génétique permet d'affiner le prior).

Mais, même sans ces précisions, l'analyse apporte déjà des indications.

La mise au point des tables de vraisemblance résulte pour l'essentiel d'un jugement général sur la répartition des symptômes d'érosion dans la population mondiale des barrages. A ce stade, les chiffres donnés dans le Tableau 5 restent très généraux et soumis à discussion. Ils résultent d'avis d'experts, basés sur le Tableau 3, et du REX Erinoh.

Ces chiffres donnés ne sont donc pas certains, et devront faire l'objet d'un étalonnage futur. En ordre de grandeur, ils sont jugés vraisemblables, pour les barrages à retenue permanente.

 Tableau 5 : table de vraisemblance pour le TestZT (A une cote donnée, en situation stabilisée : cote atteinte régulièrement, pendant longtemps), pour les processus d'érosion « rapides » : érosion de conduit et érosion régressive

Echelle	0-1	2	3	4	5-6	7
Classe comportementale	Fc	Ec	Dc	Сс	Вс	Ac
	Ecoulements diffus stables	Ecoulement concentré stable	Ecoulement évolutif	Preuve d'érosion	Forte érosion	Erosion conduisant à la rupture
P(Classe EINS-z)	Extrêmement p	oeu probable	Très improba	ble	Situation la plus courante	
= VP / (VP+FN)	(a)		(c)	(c)		
	Classe E ⇔	Classe E ⇒	Classe D ⇒	Classe D ⇔	Classe A	Classe A
	0.10% (b)	0.10% (b)	1%	1%	18% (d)	80% (d)
P(Classe nonEINS-z)	Situation la plus	s courante		Improbable	Improbable	Extrêmement
= 1- VN / (VN+FP)	(f)			(e)	(e)	peu probable
	Classe A ⇔	Classe A ⇒	Classe A ⇒	Classe C ⇒	Classe D ⇒	-
	32%	32%	30%	5%	1%	
Déplacement évidence	-2.5	-2.5 (g)	-1.5	-0.7	1	-

(a) : la démarche de qualification utilise la méthode suivante. Cette case correspond à : « un ouvrage subissant une érosion interne non stabilisée, pour une cote de retenue Z donnée, manifeste comme seuls symptômes – à cette cote Z tenue suffisamment longtemps - des écoulements diffus stables ou des écoulements concentrés stables ». Cela est quasiment impossible (au vu des connaissances actuelles sur la cinétique de ces phénomènes) et cela est non rencontré au niveau mondial.

(b) : On adopte alors la cotation E, extrêmement peu probable, et la probabilité associée.

(c): Ces cas correspondent à un barrage pour lequel un mécanisme d'érosion interne s'est développé, mais a été stabilisé (par différents mécanismes possibles): filtration, auto-cicatrisation, effondrement d'un toit, ...; puis le barrage a connu une longue phase de stabilité à la cote considérée. Les auteurs n'ont pas connaissance de barrages EINS dans cette catégorie => classement en « très improbable ». Par contre, de nombreux barrages non EINS ont connu des écoulements évolutifs.

(d) : considérant les notes (a) et (c), il reste 98% à distribuer entre ces deux chiffres. On utilise le REX Erinoh. Notons que le nombre de cas de ruptures est faible, et rend les chiffres incertains. Pour 12 cas de rupture (ERINOH), nous avons : 8 Ac, 2 Bc causés par une fondation évolutive (remontée de karsts, subsidence pour causes externes), 2 cas non déterminés. Le Test ZT aboutit presque toujours à la note Ac, sauf lorsque des phénomènes extérieurs éventuellement lents viennent créer de nouveaux chemins (Briare, Baldwin Hills). Cela correspond historiquement à environ 80% des cas. Les notes Bc constituent des alertes sérieuses. Cela correspond historiquement à environ 20% des cas.

(e) : dans la population des barrages qui ne subissent pas d'érosion interne généralisée, la probabilité que la classe « Preuve d'érosion » ou « Forte érosion » soit atteinte est faible, parce que les ouvrages subissant une Forte érosion ou une Preuve d'érosion sont peu nombreux dans la population des barrages => classement « improbable » par lecture du Tableau 3. Autre approche, la base DEFRA [2] fournit un moyen de comparaison : 5 « serious incident » + 38 « concerns leading to works » sur un parc de 2107 barrages en remblai ; les pourcentages retenus ici sont supérieurs.

(f) : la plupart des barrages se trouvent dans ces trois classes. Compte-tenu de la note e), il reste 94% à distribuer, qui ont été répartis également entre ces trois classes.

(g) : le déplacement d'évidence est calculé comme log(0,1% / 32%) = -2,5. La prise en compte de l'information historique permet de diminuer la note comportementale de 2 à 3 classes.

4.3.3.Résultats

La synthèse est exprimée par le tableau ci-dessous :

Selon la classe d'érosion constatée à l'occasion de l'épreuve ZT, on calcule un « déplacement d'évidence » :

Classe d'érosion	Fc	Ec	Dc	Cc	Bc	Ac
Information provenant de l'épreuve ZT	+2.5	+2.5	+1.5	+1	-1	-3

Compte-tenu du caractère préliminaire de la table de vraisemblance ci-dessus, les valeurs numériques de ce tableau sont donnés uniquement à titre d'illustration ; elles demandent calibration future. Intuitivement, les résultats paraissent solides :

- Plus-value de confiance substantielle (+1,5) qui peut être accordée aux ouvrages ayant subi une épreuve complète de mise en eau (Test ZT) démontrant l'absence de phénomènes évolutifs (classes Ec ou Fc). Modulations :
 - très grande plus-value de confiance si on a à la fois l'épreuve complète et l'auscultation avec absence de dérive (+2,5) ;
 - moindre plus-value si, à retenue permanente, des phénomènes d'érosion sont observés (+1), résultat qui peut paraître paradoxal, mais qui correspond à une érosion interne stabilisée.
- L'historique devient un facteur d'inquiétude (-1) si une forte érosion est constatée (Bc) alors même qu'une épreuve de mise en eau complète a eu lieu (Test ZT).

L'approche comportementale proposée ici génère des déplacements d'évidence de +2,5 à -3. Ces déplacements sont significatifs, et peuvent dans de nombreux cas suffire à changer la conclusion opérationnelle d'un diagnostic.

5.LIMITES, COMMENTAIRES

5.1.L'évaluation de la probabilité P(T+|M) : les tables de vraisemblance

L'approche bayésienne repose sur des statistiques qui ne sont pas encore disponibles, et en particulier, P(T+|M) : probabilité qu'un barrage « malade » soit diagnostiqué comme tel par un test.

Cependant, le nombre de « maladies » et le nombre de tests ne sont pas si nombreux : il devrait être possible de bâtir des tables génériques, qui pourraient être progressivement affinées. Il sera nécessaire de bâtir des tables différentes. Par exemple pour les différents types d'érosion interne, car les symptômes observés n'ont pas la même signification selon les mécanismes mis en oeuvre.

Les outils pour bâtir ces tables sont :

- Les données statistiques, et on voit que la base DEFRA anglaise, basée sur l'accidentologie constatée sur une trentaine d'années, apporte des éléments de quantification intéressants ;
- Le jugement d'expert, dans une approche assez similaire à celle utilisée dans les analyses de risque.

Le grand intérêt de la méthode, c'est que les tables de vraisemblance sont indépendantes du cas d'étude spécifique : elles sont mises au point en dehors de tout cas particulier, et peuvent ainsi bénéficier de l'accumulation du savoir et de la confrontation entre de nombreux avis d'experts. Lors de l'étude d'un cas particulier, il reste alors à choisir la bonne table de vraisemblance parmi celles qui sont disponibles. Cela limite grandement le « biais » de jugement de l'ingénieur sur un cas particulier.

La grande difficulté de la méthode ... c'est qu'il faut un effort collectif pour aboutir à ces tables.

5.2.Le vieillissement

L'approche proposée ici valorise les épreuves du passé. Il faut pour cela que ces épreuves soient représentatives. Si, entre temps, le barrage a *significativement* vieilli, ou s'il a été *significativement* conforté, alors le résultat de l'épreuve est caduc et le test doit être renouvelé fréquemment. Ce jugement vaut notamment pour les remblais dans leurs premières années de service (effets de la consolidation qui peut ouvrir des fissures par tassement), les digues et petits barrages, qui « vieillissent » par agressions extérieures (fouisseurs, végétations), mais aussi pour les parties d'ouvrages anciens sensibles au vieillissement lent : érosion interne de suffusion ou de contact, corrosion de l'acier, altération du mortier ou du bois des ouvrages inscrits dans les remblais. Il vaut également pour les dispositifs de drainage sensibles au colmatage.

En dehors de ces cas, ou pour les barrages entretenus (i.e. maintenus en conditions), le vieillissement pourrait n'avoir qu'un impact secondaire. Ce qui expliquerait cette observation générique : sauf exceptions et hors séisme, les barrages ont cédé à leur niveau maximum d'exploitation.

Le travail à mener consiste alors à préciser (pour chaque catégorie de table de vraisemblance) ce que signifie un vieillissement *significatif*.

5.3.L'importance de la probabilité a priori (ou « taux de base »), p(M)

Un test, même performant, ne permet pas de conduire seul au diagnostic. En effet, la probabilité résultante dépend beaucoup du « taux de base ».

Supposons par exemple un test, soit positif, soit négatif. Les études ont montré que, lorsque le patient est porteur de la maladie, le test est positif dans 90 % des cas : P(T+|M) = 0,9. Pour un patient non atteint de la maladie, le test est positif dans seulement 1% des cas (faux positif) : P(T+|NM)=1%. Alors, on obtient : sensibilité 90%, spécificité 99%, ratio de vraisemblance = 90. C'est un bon test.

L'application donne : P(M|T+) = 0.9 p(M) / [0.89 p(M) + 0.01].

Si la maladie est rare et qu'elle ne concerne que 1 personne sur 100 000, alors $p(M)=10^{-5}$. Dans ce cas, p(M|T+) = 9. 10^{-4} . Ce qui signifie que, sur 1 000 000 personnes qui seraient testées, on détecterait 9 VP, 1 FN, 10 000 FP et près de 1 millions de VN. Etre détecté positif laisse une probabilité d'être malade aussi basse que 1 pour mille !

Dans ce cas, le Test apporte certes une information (être détecté positif multiplie par 100 la probabilité d'être malade), mais n'apporte pas de conclusion (être détecté positif laisse une probabilité de 999/1000 de ne pas être malade). Dans l'évaluation de la probabilité d'être malade, l'information principale est portée par p(M), la probabilité a priori.

Appliqué au cas du barrage de Douteux-MaisSansSouci, cela signifie la chose suivante : certes le test apporte des indications précieuses, mais la probabilité de rupture est largement pilotée par la probabilité a priori p(M), qui dépend de la constitution du barrage – et est donc approchée par les calculs de stabilité. Il met bien en évidence que, dans ce cas, le point-clé est le calcul de stabilité – si on réussit à le rendre représentatif.

5.4. Une approche basée sur des données incomplètes

L'approche de Bayes est une approche probabiliste. Elle est pertinente à condition de pouvoir bâtir des tables de probabilités solides. Le moyen le plus fiable d'y parvenir est d'utiliser des statistiques basées sur une population importante. La population des barrages mondiaux est importante : 60 000 grands barrages dans la base de la CIGB ; plus de 2000 (petits) barrages construits au Royaume-Uni depuis 1975, plus de 2000 barrages de classes A à C en France, et des dizaines de milliers de barrages plus petits.

La constitution progressive de bases d'incidents pourrait donc fournir une excellente base de travail. Mais les données demeureront incomplètes. Elles devront être complétées par le jugement d'expert pour établir les tables de vraisemblance, comme ce qui a été fait dans le cas de l'érosion interne. Ce n'est pas parfait, et cela demeure contestable – mais c'est en tous cas une des sources principales du jugement de l'expert, qui peut être rationnalisée et actualisée régulièrement.

Par ailleurs, on note que le besoin d'établir des conclusions sur la base de petites populations existe également en médecine, domaine dans lequel l'approche bayésienne est considéré comme une approche utile dans le cas où les populations sont insuffisantes pour procéder à des analyses statistiques classiques. Il reste à pleinement tirer profit de la production scientifique abondante sur le sujet des approches bayésiennes dans le cas de maladies rares.

5.5.Note concernant la relation entre coefficient partiels et probablité de défaillance

Les Eurocodes utilisent la méthode des coefficients partiels, par laquelle « on donne aux variables de base (actions, résistances et propriétés géométriques) des valeurs de calcul en utilisant des coefficients partiels [...]». Une question importante a été la calibration des coefficients partiels à considérer.

L'annexe C de l'Eurocode 0 précise que deux méthodes ont été utilisées pour calibrer ces coefficients :

- 1. « essentiellement » en se basant sur « la longue expérience acquise dans la construction traditionnelle » ;
- 2. par des méthodes fiabilistes, qui « ont été utilisées par la suite pour le développement des Eurocodes».

Les méthodes fiabilistes consistent à se fixer une probabilité maximale de défaillance à ne pas dépasser, probabilité de défaillance qui peut être également exprimée sous la forme d'un indice de fiabilité : Pf = $\phi(-\beta)$, avec ϕ la distribution cumulée de la fonction normale standard.

La signification de β est la suivante :

On définit la fonction de performance de la structure g = R(ésistance)-E(ffet des actions) ; la probabilité de défaillance s'écrit alors Pf = Prob(g<0), et, si g est normalement distribuée, Pf = Prob(g< μ_g - $\beta\sigma_g$), avec μ_g la moyenne de g et σ_g l'écart type de g. « Pour d'autres distributions de g, β n'est qu'une mesure conventionnelle de la fiabilité ».

Sous ces réserves, les Eurocodes donnent les résultats suivants :

- 1. Pour des éléments de type RC2, l'indice cible de fiabilité pour les ELU, aux Eurocodes, est 4,7. Soit une probabilité de défaillance de l'ordre de 10⁻⁶ par an.
- Pour des éléments de type RC1 (classe de conséquence CC1 : conséquences faibles en cas de rupture) et RC3 (classe de conséquence élevées en cas de rupture), les indices cibles sont 4,2 et 5,2. Ces indices sont atteints en multipliant les actions par un coefficient partiel KFI de 0,9 et 1,1.
- 3. Ainsi, de manière conventionnelle (exacte seulement si g est une loi normale), augmenter de 10% le coefficient de sécurité divise par 10 la probabilité de rupture ; diminuer de 10% le coefficient de sécurité multiplie par 10 la probabilité de rupture.

L'EC1 attire l'attention sur le point suivant : les probabilités de défaillances ne correspondent pas à des taux réels de défaillance. Ce sont des valeurs opérationnelles « *aux fins de calibration des codes et de comparaison des niveaux de fiabilité des structures »*.

RÉFÉRENCES ET CITATIONS

- [1] Biostatistique, sous la direction de Regis Beuscart, Omniscience, 2009
- [2] DEFRA Research Contract "Reservoir Safety Floods And Reservoir Safety Integration", Ref. XU0168 Rev A05, August 2002, p27
- [3] Eurocode 0 Base de calcul des structures
- [4] J. Calgaro Introduction aux Eurocodes Sécurité des constructions et base de la théorie de la fiabilité Eyrolles, 1996

RETOUR SUR LES PRATIQUES DE JUSTIFICATION DE LA SÛRETE DES BARRAGES PRÉSENTÉES À L'ADMINISTRATION

Feedback on dam safety justification studies submitted to authorities

Guirec PRÉVOT, Stéphan AIGOUY, Florent BACCHUS, Thomas CARLIOZ, Florian CHAMPIRÉ, Marc HOONAKKER, Tarik OUSSALAH, Laëtitia RIVOLLET, Jean-François VILLARD

BETCGB, 17 boulevard Joseph Vallier 38000 Grenoble prenom.nom@developpement-durable.gouv.fr

MOTS CLEFS

Barrages, Sûreté, Justification

KEY WORDS

Dams, Safety, Checking

RÉSUMÉ

Dans le cadre de sa mission de contrôle des ouvrages hydrauliques, l'État s'assure que les responsables d'ouvrages justifient la tenue de leurs ouvrages en différentes situations d'exploitation. L'étude de dangers examine les différents scénarios de ruine qui sont directement dépendants de la sensibilité intrinsèque des ouvrages et de la fiabilité de leurs équipements.

Depuis le 6 août 2018, l'arrêté fixant des prescriptions techniques relatives à la sécurité des barrages donne les exigences essentielles de sécurité que doivent respecter les barrages neufs et anciens. Cet arrêté, dit «arrêté technique», explicite donc des objectifs de résistance des ouvrages vis-à-vis des aléas de crues et de séismes ainsi que des incidents exceptionnels mis en exergue par l'étude de dangers.

L'étude de dangers doit démontrer la sécurité de l'ouvrage au travers d'une vérification des exigences essentielles de sécurité appuyées en partie sur les deux annexes de l'arrêté technique.

Le vérificateur reste libre d'appliquer les méthodes les plus opportunes au cas par cas, associées à des critères d'acceptabilité sur les différents éléments concourant à la sécurité des ouvrages.

La démonstration de la maîtrise et de l'acceptabilité du niveau de sécurité indiqué dans les EDD est examinée par les services de l'État. Le BETCGB a ainsi pu avoir connaissance d'un grand nombre d'approches dans les différents domaines caractérisant la sécurité des ouvrages (près de 350 études de dangers examinées en sus des différentes études afférentes – structurelles, hydrauliques, hydrologiques...), avec parfois des divergences de pratiques. Cet article vise à présenter un état des savoir-faire sur différents sujets traités par les vérificateurs d'ouvrages. L'objectif de cette présentation est de mettre en avant les pratiques intéressantes de justification de la sûreté des ouvrages et leurs limites.

Plusieurs thématiques interrogeant la notion de cote de danger, les problématiques de prise en compte des vagues, les dispositions de vidange, les modélisations, ..., sont abordées.

ABSTRACT

As part of its mission to control hydraulic structures, the Government requires the owners to check the safety of their dams in different operating situations. The safety review examines the different failure scenarios that are directly dependent on the intrinsic resistance of the structures and the reliability of their equipment.

Since 6 August 2018, the decree laying down the technical requirements for the safety of dams has provided "essential safety requirements" for new and existing dams. Therefore, this decree indicates the objectives in terms of resistance of structures against floods and earthquakes as well as exceptional incidents highlighted by the safety review.

The safety review must demonstrate the safety of the structure through a verification of "essential safety requirements" supported in part by two technical annexes.

However, the owner with his consultant remain free to apply the most appropriate methods which are often linked with criteria of acceptability for the various elements contributing to the safety of the structures.

Demonstration of the control and acceptability of the level of safety indicated in safety reviews is examined by the governement regulators. Thus, the BETCGB has seen a large number of approaches (around 300 safety reviews examined with their associated studies –stability, hydraulic,hydrology...) in the various fields characterizing the safety of structures, with sometimes divergences of practices. This article aims at presenting a state of the know-how on various subjects addressed by engineers. The aim is to highlight the most efficient practices for checking the safety of structures and their limits.

Several themes like the concept of safety water level, overtopping, bottom outlet or modeling, ..., are discussed.

1. INTRODUCTION

Depuis 2007, la réglementation française sur la sûreté des barrages s'est étoffée. Quelques années après le décret 2007-1735 du 11 décembre 2007 qui introduisait les examens techniques complets et revues de sûreté pour les barrages de classe A ainsi que les études de dangers (EDD) pour les barrages de classes A et B, le décret 2015-526 [1] du 12 mai 2015 regroupe ces rapports dans l'EDD pour tous les barrages A et B. Cette EDD est désormais le document intégrateur permettant au responsable de l'ouvrage de démontrer la sûreté d'un ouvrage.

Cette démonstration doit s'effectuer dans le cadre du respect des exigences essentielles de sécurité formulées dans l'arrêté du 6 août 2018 fixant des prescriptions techniques relatives à la sécurité des barrages [2]. Ces dernières sont vérifiées en particulier par l'intermédiaire des annexes I et II de cet arrêté. Or, l'EDD doit se prononcer sur l'ensemble des risques impactant l'ouvrage et induits par ce dernier. Dans les EDD de première génération (env. 350 examinées par le BETCGB) et les études afférentes (hydrologie, hydraulique, structurelles...), les responsables d'ouvrages ont utilisé différentes méthodes et critères pour justifier la sécurité de leurs ouvrages.

Par l'examen de toutes ces justifications le BETCGB a ainsi pu avoir connaissance d'un grand nombre d'approches dans les différents domaines caractérisant la sécurité des ouvrages, avec parfois des divergences de pratiques. Cet article vise à présenter un état des pratiques, traduisant l'évolution des savoir-faire sur différents sujets traités par les vérificateurs d'ouvrages. Le but est de mettre en avant les pratiques intéressantes de justification de la sûreté des ouvrages et leurs limites.

Cet article ne suit pas un plan progressif mais s'attache à traiter des points incontournables de la sûreté des ouvrages en exploitation

2. VIDANGE DE FOND

Les dispositifs de vidange de fond, thématique traitée dans les études de dangers, sont des organes de sécurité importants « destinés à la vidange volontaire de la retenue (en cas de désordres graves, pour des opérations d'inspection, de maintenance) » [3]. La vidange de fond est souvent utilisée comme barrière de sécurité à un scénario de défaillance de la structure du barrage (exemple : rupture) afin d'interrompre le scénario de défaillance par abaissement de la charge amont.

2.1 Bibliographie

Dans le guide CFBR-Cemagref [4], le dispositif de vidange de la retenue est recommandé pour « permettre l'entretien et surtout la possibilité de vidange rapide en quelques jours en cas de danger [...] ». Des préconisations sur le dimensionnement des vidanges sont proposées, en particulier en fonction du critère $H^2\sqrt{V}$, sur les protections amont afin d'éviter tout problème dû au transport solide, et à l'aval pour éviter les affouillements (dissipateur d'énergie). Pour les retenues importantes ($H^2\sqrt{V}$ >30), le guide indique que le diamètre adopté doit permettre de diviser par deux le volume d'eau en moins de 8 jours, le calcul étant fait sans tenir compte des apports naturels. Dans le cas des grands bassins versants, la conduite ainsi dimensionnée doit permettre, lorsque la retenue est pleine, d'évacuer le double du plus fort débit moyen mensuel. La crue de chantier retenue peut également conduire à augmenter le diamètre de la conduite de vidange de fond.

$H^2\sqrt{V}$ ($m^2hm^{3/2}$)	Type de conduite	Diamètre de la conduite en mm	Nombre et position des vannes
< 30	PVC ou acier	160 ou 200 PVC 200 à 300 en acier	une vanne aval
30 à 100	Acier	300 à 400	
100 à 300		4000 à 600	
300 à 700	Acier ou béton à âme tôle	600 à 800	une vanne de garde amont et une vanne aval
700 <i>à</i> 1 500		800 à 1 200	
> 1500	galerie en béton arm	é (ou tuyau posé dans la galerie de visite)	vanne de garde et vanne réglable en aval

Figure 1 : Recommandations pour le dimensionnement des dispositifs de vidanges de fond [4]

La CIGB, dans son bulletin 49 « Exploitation des ouvrages hydrauliques de barrages » [5], indique que « la présence d'un organe de vidange est un facteur très important de sécurité dans le cas où un abaissement rapide du plan d'eau s'avère nécessaire. En particulier, l'ouvrage de vidange permet un bon contrôle du niveau du plan d'eau lors du premier remplissage, même s'il ne procure pas une sécurité absolue.». Le bulletin recommande la réalisation d'essais périodiques sous charge totale avec un taux d'ouverture compatible avec les enjeux aval.

Le guide BETCGB [6] préconise des règles qui sont globalement suivies sur le parc français :

- Un dispositif de fond et équipé d'une vanne de garde amont permettant la maintenance sur la vanne aval et d'une vanne aval permettant un réglage fin des débits;
- Des grilles de protection de l'entonnement amont de la vidange à maille large pour limiter les risques de colmatage ;
- Un dimensionnement des vidanges de fond couramment admis pour les ouvrages nouveaux permettant :
 - Diminution de 50 % de la poussée sur le barrage en 8 jours en supposant les apports nuls et sans la participation de la prise usinière,
 - Vidange totale de la retenue en 21 jours dans les mêmes conditions ;
- Des procédures d'essais élaborées en prenant en compte les risques à l'aval.

2.2 Des bonnes pratiques constatées lors de l'instruction des EDD et études afférentes

La fonction « vidange de fond » est souvent utilisée dans les EDD comme barrière de prévention, face à des ERC (événements redoutés) incluant la rupture du barrage, en cas de remise en cause de la sécurité intrinsèque de l'ouvrage, en cas de comportement anormal détecté par l'auscultation, mais également parfois dans certaines circonstances de crue. Il est très sastisfaisant de constater que l'acceptabilité de cette barrière est de plus en plus souvent évaluée à travers un niveau de confiance obtenu à partir des critères classiques suivants :

Indépendance par rapport au scénario de défaillance identifié

Ce critère semble vérifié systématiquement lors des scénarios de défaillances hors crues. Dans les scénarios de crues, il apparaît impossible de réduire drastiquement la charge au moyen de la vidange de fond.

• Efficacité et temps de réponse

Avant de parler du dimensionnement de la vidange en tant que telle, le délai de prise en compte de la situation dangereuse et de la décision d'ouverture du dispositif de fond peut influer sur le critère de temps de réponse. Des procédures dans le cadre de la politique de prévention des accidents majeurs et sa déclinaison dans le système de gestion de la sécurité ont pu ainsi être mises en place.

En termes de critères de vitesse d'abaissement, les critères [6] sont très souvent considérés. Notons que la demi-charge (qui est le critère le plus important) peut être évaluée de plusieurs manières, en fonction du type de barrage :

- Il peut s'agir d'un calcul sur un profil: la demi-charge est alors atteinte sur le profil de plus grande hauteur pour une hauteur d'eau égale à la hauteur d'eau à RN divisée par $\sqrt{2}$;
- Il peut s'agir d'un calcul de résultante sur l'ensemble du parement amont, prenant en compte sa géométrie tridimensionnelle (barrage-voûte, barrage à masque amont...).
- Dans tous les cas, il ne s'agit jamais de la demi-hauteur par rapport à la hauteur à RN.

L'efficacité et la fiabilité ont pu être jugées par la prise en compte d'une capacité minimale de la vidange de fond (par rapport aux modules moyens mensuels) et également en termes de conception du conduit dans son ensemble : présence de grilles amont, présence de deux vannes en série ou non, espacement de ces deux vannes, types de vannes, etc. La chaine cinématique, les alimentations éléctriques et le contôle-commande sont des éléments dont la fiabilité doit, le cas échéant, être démontrée.

Testabilité et maintien dans le temps

Les modalités de testabilité ont également été critiquées dans les EDD, afin de déterminer si elles sont satisfaisantes et à même de garantir la fonctionnalité de la vidange. L'aspect maintenance du dispositif a également été justifié afin de démontrer que la fonctionnalité de la vidange est pérenne.

3. SÉCURITÉ LORS DES CHANTIERS

Les ouvrages connaissent dans leur durée de vie des phases de travaux. Le plus souvent, l'objectif de ces travaux est d'améliorer la sûreté de l'ouvrage. Paradoxalement, ce moment singulier, a priori de courte de durée par rapport à la durée de vie de l'ouvrage, conduit souvent à une dégradation temporaire de la sûreté de l'ouvrage (structure amoindrie, évacuation des crues limitée).

3.1 Bibliographie

Les responsables d'ouvrages accompagnés de leurs bureaux d'études, comme les services de contrôle, ont toujours été vigilants dans ces phases critiques [7]. Les nouvelles réglementations ont permis d'entériner les bonnes pratiques :

• Dans le cadre du dossier de nouvelle autorisation ou de nouvelle approbation pour des travaux envisagés sur un barrage existant ou pour la construction d'un nouvel ouvrage, une étude de dangers est demandée [8]. L'analyse de risques doit y couvrir également la phase chantier ;

Dans le cas d'un barrage neuf ou reconstruit, l'arrêté technique [2] stipule dans son item 41 de l'annexe 2 que « la conception d'un barrage de classe A prend en considération une situation dite « extrême de batardage » ou de toute autre forme de mise hors service de l'organe d'évacuation des crues le plus capacitif du barrage. Afin d'éviter que cette concomitance d'événements soit à l'origine d'une libération incontrôlée et dangereuse de l'eau contenue dans la retenue, la probabilité annuelle de dépassement de la cote de danger (cf. 5) pendant la période de neutralisation de l'organe précité n'est pas supérieure à 3 × 10⁻⁴ pour un barrage rigide, 10⁻⁴ pour un barrage en remblai. Le calcul de cette probabilité peut tenir compte de la saisonnalité des crues.

Il est toutefois admis que le non-dépassement de la cote de danger soit garanti seulement par des mesures d'exploitation compensatoires dont la mise en œuvre est rendue possible par la conception du barrage. À cette condition, le niveau de la retenue à prendre en compte au début de la crue peut être à une cote inférieure à la cote maximale en situation normale d'exploitation (cote de RN) ».

3.2 Des bonnes pratiques rencontrées

Certains responsables d'ouvrages accompagnés de leurs ingénieries ont prêté une attention particulière pendant ces phases de chantier à la conservation d'un niveau de sûreté des ouvrages identique à l'exploitation courante en développant des analyses de risques poussées, en étudiant précisément les phases de chantiers critiques pour la sûreté de l'ouvrage, en prenant des précautions quant au possible décalage des phases critiques en cas de retard de chantier sur des périodes à risques hydrologiques plus marqués.

Les moyens utilisés ont pu être variés :

- Dans les cas les plus simples, un creux préventif, jouant sur la capacité de laminage de la retenue ;
- Pour des chantiers prévus sur des durées courtes (moins d'un an), le responsable d'ouvrage a pu programmer les phases critiques de son chantier aux périodes de risques hydrologiques plus faibles et démontrer par une saisonnalisation de l'hydrologie le maintien du niveau de sûreté de son ouvrage ;
- Dans le cas où le niveau de sûreté de l'ouvrage n'a pas pu être maintenu à un niveau identique à celui de l'exploitation courante, le responsable d'ouvrage en lien avec les services de l'État et les collectivités a mis en œuvre un plan d'alerte spécifique pour ces phases critiques de chantier.

4. CALCUL DES REVANCHES

L'arrêté technique barrages [2], dans son item 27 de l'annexe I, définit la notion de revanche et prescrit les sollicitations à prendre en compte pour le calcul de cette revanche (reprise des recommandations CFBR [3]) :

« Pour la détermination de la revanche, qui représente la différence de cote entre la retenue et la crête du barrage, éventuellement surmontée d'un dispositif d'atténuation (parapet, pare-vagues, merlon), on considère la plus défavorable des deux configurations suivantes :

- Un vent de période de retour 50 ans sur une retenue à la cote des PHE ;
- Un vent de période de retour 1000 ans soufflant sur une retenue à la cote de retenue normale RN. »

Pour le calcul de la revanche, les bureaux d'études ont utilisé plusieurs méthodes de justifications.

Les données de vents ont été en général obtenues auprès de MetéoFrance (ou autres bases de données). Les caractéristiques retenues ont ainsi pu être analysées en fonction des directions et des intensités associées. En absence de données exploitables, les bureaux d'études ont utilisé les valeurs indiquées dans l'Eurocode 1, Rosa 2000, ou les règles Neige et Vent 65.

La hauteur d'atteinte des vagues sur le parement, quantifiée en termes de run-up, a été déterminée sur la base du fetch et de l'interaction de la vague avec la structure, ce qui détermine la revanche.

Plusieurs méthodes ont pu être utilisées, des recommandations du guide CFBR à des méthodes parfois plus récentes utilisées en maritime. Quelle que soit la méthodologie retenue par l'ingénierie, des pratiques intéressantes ont retenu les taux de franchissement des vagues par-dessus la crête de l'ouvrage suivants [3] :

- 32 % pour les barrages-poids et les voûtes ;
- 13 % pour les ouvrages à parement aval en enrochements ;
- 5 % pour les barrages en remblai, mais aussi pour tous les autres types de barrage pour lesquels un déversement pourrait être préjudiciable (terrain de fondation meuble ou érodable, barrages confortés par un remblai aval, présence de voies d'accès à des organes de sécurité importants).

Comme bonne pratique, certains responsables d'ouvrages ont équipé, en cas de revanches insuffisantes, la crête de leurs barrages par des dispositifs pare-vagues ou parapet. Dans ce cas, une réflexion particulière est néanmoins menée pour déterminer si la construction d'un tel dispositif peut conduire à une réduction significative de la période de retour de la crue amenant la cote du plan d'eau à la cote de danger du barrage. Dans ce cas, l'insuffisance de revanche a pu être traitée par des solutions de confortement.

5. ÉTABLISSEMENT DE LA COTE DE DANGER DES OUVRAGES : PRINCIPES ET PRATIQUES

La notion de cote de danger pour un barrage est un critère essentiel pour juger de son niveau de sûreté et évaluer les marges de sécurité par rapport aux situations rares et extrêmes. La première réglementation sur les EDD demandait déjà aux responsables d'ouvrages de se prononcer sur cette cote. Dans la très grande majorité des cas, l'affichage de cette cote résultait d'une démarche forfaitaire inspirée de la pratique des PPI. Or, dans le cadre des EDD des barrages de classe A et B, l'arrêté du 3 septembre 2018 [8] prescrit au maître d'ouvrage de l'établir. La notion de cote de danger n'est pas simple à appréhender. Correspond-elle à un calcul sans aucune marge de sécurité ? La démarche des Eurocodes (états limites ultimes) est-elle applicable ? Est-elle intrinsèque à l'ouvrage ? Ce chapitre prospectif présente donc la pratique, quelques réflexions et les moyens disponibles et déjà utilisés sur ce sujet pour permettre de répondre à la nouvelle réglementation.

5.1 Définition

On trouve diverses définitions de la cote de danger dans la réglementation ou les textes rédigés par l'administration. C'est dans une directive du STEEGBH sur les plans particuliers d'intervention, adressée en 1997 aux services de contrôle [9], que le terme est utilisé pour la première fois, définissant la cote de danger comme la « cote de la retenue au-delà de laquelle on considère que le barrage est susceptible de se rompre ». Précisons qu'il était déjà demandé de la justifier, voire de la calculer.

Dans différentes publications lors des colloques CFBR-SHF (2009 et 2017), des définitions très semblables de la cote de danger sont évoquées comme étant « la cote au-delà de laquelle l'ouvrage risque de subir des dégâts majeurs pouvant conduire rapidement à la rupture » [10] et comme « une cote intrinsèque à l'ouvrage, c'est-à-dire sans lien avec une probabilité de l'atteindre. C'est la cote au-delà de laquelle on ne sait plus garantir la stabilité globale du barrage mais où des dégradations peuvent affecter la structure. Ce n'est donc pas nécessairement la cote atteinte pour la crue extrême » [7]

Pour conclure sur la définition qui est communément partagée par la profession, en outre inscrite désormais dans [2] et [8], on retiendra que la cote de danger est la cote à partir de laquelle on ne sait plus garantir la stabilité de l'ouvrage.

Cette définition conduit logiquement à deux critères :

- Un critère « limite » de la stabilité pour lequel le vérificateur est capable d'approcher par calcul le phénomène de rupture du barrage. Cas concret : Vérification d'un barrage-poids en recherchant les conditions d'atteinte d'un coefficient de sécurité égal à 1
- Un critère méthodologique au-delà duquel les méthodes et hypothèses utilisées sont incertaines. C'est la limite de leurs utilisations qui fournira la cote de danger. Cas concret : Recherche de la cote de danger sur un barrage en remblai conduisant à prendre des niveaux d'eau supérieurs à la cote de crête (ou de l'étanchéité). Le vérificateur, n'étant pas suffisamment confiant dans les hypothèses prises et les méthodes employées pour évaluer les conséquences de la surverse sur le parement aval, choisira une cote de danger correspondant à la crête, du fait des limites énoncèes ci-avant.

5.2 Concept de cote de danger et Eurocodes

Il est tentant de rapprocher les notions de cote de danger et celle d'états limites ultimes au sens des Eurocodes. Bien que les barrages soient exclus du champ des Eurocodes, une comparaison des méthodes de dimensionnement permettrait d'offrir un éclairage utile sur les niveaux d'exigence relatifs de ces référentiels.

Les Eurocodes [11] proposent les définitions suivantes :

- Etats limites de service : états correspondant à des conditions au-delà desquelles les exigences d'aptitude au service spécifiées pour une structure ou un élément structural ne sont plus satisfaites ;
- Etats limites ultimes : états associés à un effondrement ou à d'autres formes similaires de défaillance structurale.

On définit alors des situations de projet (ensembles de conditions physiques) au cours desquelles des états-limites ne doivent pas être dépassés.

L'arrêté technique du 6 août 2018 [2] propose une approche similaire et on peut identifier ces états limites en rouge et situations de projet en bleu :

• Exigence 1° Dans les conditions normales d'exploitation du barrage, les risques liés à son fonctionnement sont pleinement maîtrisés, en tenant compte des contraintes pouvant s'exercer naturellement sur l'ouvrage, venant notamment des actions de l'eau de la retenue ;

• Exigence 2° En cas d'événement naturel exceptionnel tel que lié à la crue du cours d'eau alimentant la retenue, le barrage conserve la disponibilité de tous ses organes de sécurité. En cas de séisme, le barrage n'est pas à l'origine d'une libération incontrôlée et dangereuse de l'eau contenue dans la retenue.

Des précisions sont apportées dans l'annexe 1 (item 10) : le barrage ne doit pas subir de dommage

Item 33 : Les diverses situations extrêmes de crue correspondent à celles à l'occasion desquelles la cote de retenue est inférieure ou égale à la cote de danger de l'ouvrage. Elles ne conduisent pas à une libération incontrôlée et dangereuse de l'eau contenue dans la retenue. »

Pour autant, une comparaison plus poussée s'avère délicate. En effet, les vérifications des ouvrages aux différents états limites aux Eurocodes se font par le biais de jeux de coefficients de sécurité (appliqués sur les résistances et les sollicitations) permettant d'assurer la tenue des ouvrages avec des marges de sécurité suffisantes. La figure 2 présente ces différents coefficients de sécurité et leurs notations.



Figure 2 : Coefficients partiels Eurocodes [11]

Dans les Eurocodes, les coefficients partiels et de modèle proposés pour la justification des structures visent à atteindre un niveau de fiabilité défini par un indice de fiabilité β , traduisant les marges de sécurité entre la situation probable de la structure face à une sollicitation et la situation pour laquelle la structure est (ou devrait être) dimensionnée. Cet indice de fiabilité β dépend de la classe de conséquence associée à l'ouvrage (CC1, CC2 et CC3 pour respectivement des conséquences faibles, moyennes et élevées) [11].



Figure 3 : Illustration de l'indice β

Si on applique cette approche en accord avec l'Eurocode 0 [11], l'indice de fiabilité d'une structure telle qu'un barrage (conséquences élevées en cas de défaillance, classe CC3) devrait conduire à une probabilité annuelle de défaillance à l'Etat Limite Ultime de 10⁻⁷ (sous condition d'une loi normale sur les distributions des sollicitations et des résistances).

Dans le domaine des barrages, alors que la notion de cote de danger suppose l'absence de coefficient de sécurité (puisqu'on ne peut plus garantir la stabilité au-delà de cette situation), le calcul est néanmoins réalisé en conservant des valeurs caractéristiques sur les propriétés des matériaux, traduisant des incertitudes liées à leur détermination et leur caractère inhomogène. De même, il arrive que des coefficients de modèle soient conservés.

La fiabilité selon les Eurocodes est déterminée à partir de deux points de fonctionnement : celui de l'état probable basé sur des valeurs moyennes et celui du point de vérification de la structure après le choix des valeurs caractéristiques et l'application de coefficients partiels. L'indice de fiabilité est donc la distance entre ces deux états dans le diagramme Résistance / Sollicitation (Figure 3).

S'il on tente de comparer un niveau de sûreté d'un barrage avec un indice de fiabilité au sens des Eurocodes, on peut prendre l'exemple de la rupture en cisaillement d'un barrage poids en crue (sans surverse). La détermination du niveau de sûreté en crue vis-à-vis de ce scénario va conduire à examiner différents scénarii de crues de probabilités faibles pour connaitre la tenue de l'ouvrage jusqu'à la cote de danger. Les hypothèses sur les résistances pour conduire ces études se font (si l'étude est bien construite) à partir des valeurs caractéristiques et non à partir des valeurs moyennes. A titre d'exemple, pour un barrage pour lequel la cote de danger serait atteinte pour une crue de probabilité 10-5 et compte-tenu des valeurs caractéristiques sur les résistances prises habituellement (de l'ordre de deux fois l'écart type), la probabilité annuelle de défaillance se situe entre 10⁻⁶ et 10⁻⁷. Pour cet exemple là, cela rejoindrait les probabilités cibles fixées dans les Eurocodes pour ces types d'ouvrage.

Si ce développement est commode à réaliser sur les scénarios de défaillances en crue sans surverse, il l'est beaucoup moins sur des mécanismes moins quantifiables telles que les ruptures par érosion interne ou par surverse. En effet, pour le mécanisme de surverse d'un barrage en remblai par exemple, la fiabilité du barrage est essentiellement associée à la fréquence de la crue qui provoque la surverse car les propriétés de résistance à l'érosion externe et la cinétique des phénomènes sont actuellement trop peu connues pour être prises en compte dans l'évaluation de l'indice de fiabilité. De plus, la comparaison est théoriquement délicate et doit rester "en ordre de grandeur" car les incertitudes et les lois de probabilité des paramètres peuvent être très différentes dans le domaine du génie civil "traditionnel" et celui des barrages. On souligne au passage que ces approches fiabilistes font apparaître l'importance des incertitudes (sur les sollicitations et sur les résistances), vis-à-vis du niveau de fiabilité obtenu, comme le montrent d'ailleurs [15], [16] et [17].

5.3 Une cote de danger intrinsèque à l'ouvrage ?

Compte tenu du fait que le chargement hydrostatique est bien souvent très majoritairement dimensionnant, la cote de danger apparaît comme étant intrinsèque à l'ouvrage. En réalité, les conditions d'application de la sollicitation peuvent avoir une influence significative sur la tenue de l'ouvrage :

- Les raffinements des méthodes de justification, en particulier, sur les barrages-voûtes, conduisent à tenir compte des effets thermiques et à aboutir à des cotes maximales admissibles qui dépendent de la saison ou qui seront explicitement conditionnées à une saison ;
- Lorsqu'on s'intéresse à des mécanismes de rupture par érosion externe, la hauteur de déversement seule ne suffit pas à présumer de la tenue ou non de l'ouvrage. La durée de déversement est un paramètre également important ;
- Le niveau d'eau à l'aval de l'ouvrage, qui peut par exemple influencer les sous-pressions au sein du barrage, peut également avoir un impact significatif sur le niveau d'eau à l'amont que le barrage est capable de retenir.

Ainsi, en toute rigueur, il apparaît que le seul paramètre « hauteur d'eau à l'amont» ne suffit pas à définir totalement la sollicitation maximale à laquelle l'ouvrage est intrinsèquement capable de résister.

Pour autant, il apparaît bien souvent que ces autres paramètres de sollicitation sont très étroitement liés au niveau d'eau amont, rendant bien compte de la situation la plus défavorable pour l'ouvrage et justifiant cette notion de cote de danger intrinsèque à l'ouvrage :

- Concernant l'érosion externe, la démarche actuelle de dimensionnement des ouvrages est le plus souvent de considérer un hydrogramme de référence, et de proposer des hydrogrammes homothétiques à partir de cette référence et des évaluations des débits maximaux. Ainsi la durée de déversement est directement liée à la cote maximale atteinte ;
- De même, les niveaux d'eau à l'amont et à l'aval de l'ouvrage ont, dans l'immense majorité des cas, une origine commune : la crue. Ainsi, le niveau aval est directement corrélé au niveau amont.

Ainsi, on peut voir que si le caractère intrinsèque de la cote de danger n'est pas totalement vérifié, dans un bon nombre de cas il reste possible de décrire la situation de sollicitation la plus préjudiciable pour l'ouvrage à l'aide de ce seul paramètre. Dans les autres cas, il sera plutôt pertinent de définir, au cas par cas, les différentes « situations de danger » et déterminer la plus probable.

5.4 Une cote de danger calculable ?

Dans le cadre des EDD des barrages de classes A et B, l'arrêté du 3 septembre 2018 [8] prescrit au responsable de l'ouvrage d'établir cette cote de danger, incitant à conduire une réflexion sur la cote de danger de l'ouvrage concernée par l'EDD. Cela rompt avec les pratiques antérieures qui consistaient à considérer des valeurs forfaitaires en fonction des types d'ouvrages.

Hormis les cas de surverse par-dessus la crête de l'ouvrage où le raisonnement sera plutôt qualitatif et/ou sur la base de méthodes innovantes sur l'estimation de l'érosion à l'aval des ouvrages, comme cela a pu être vu dans certaines études, des calculs ont été réalisés sur certains barrages pour déterminer la cote de danger. Par exemple, sur un barrage-poids, il est aisé de conduire un calcul en augmentant progressivement le niveau d'eau jusqu'à atteindre les facteurs de sécurité égaux à 1.

Cette recherche de la cote de danger doit amener le responsable d'ouvrage et son ingénierie à examiner l'ensemble des mécanismes de défaillance et à retenir le plus probable et réaliste pour l'établissement de la cote de danger retenue.

6. LES MÉTHODES DE JUSTIFICATION DE LA STABILITÉ DES OUVRAGES

Par les sollicitations des services de contrôle sur les études de stabilité ou de comportement d'ouvrage, le BETCGB a l'occasion de constater la diversité des pratiques en matière de modélisation. Les éléments indiqués dans les paragraphes suivants sont des bonnes pratiques qui ont été mises en œuvre et qui ont permis d'améliorer la qualité des justifications, des modélisations et de la présentation de leurs résultats.

6.1 Le chargement à appliquer dans les modèles

Les cas de charge à appliquer aux modèles utilisés sont en partie précisés par l'arrêté technique barrage [2] depuis aout 2018. Cet arrêté n'étant pas exhaustif, certaines études ont utilisé d'autres combinaisons d'actions (notamment celles des recommandations CFBR) pour justifier de manière pertinente les conditions de stabilité de certains ouvrages.

L'arrêté technique barrage fixe les conditions dites « normales » d'exploitation de l'ouvrage. Il est notamment spécifié qu'en situation courante, le plan d'eau peut varier entre la CME et RN. Par conséquent, pour satisfaire aux exigences essentielles de sécurité, les sollicitations de nature non hydraulique, ne se cumulant pas à la survenue d'une crue, doivent être examinées avec un plan d'eau initialement à RN, ce qui est la pratique courante, mais aussi avec une cote initiale correspondant à la CME. Un tel cas de charge peut en effet revêtir un caractère dimensionnant. Par exemple, pour un ouvrage sensible thermiquement, des études tenant compte d'un plan d'eau au niveau de la CME couplé avec des conditions thermiques courantes ou rares ont permis de statuer sur la possibilité d'ouverture de fissures, par exemple en pied aval pour une voûte mince. De même, la stabilité vis-à-vis d'un événement sismique a pu être étudiée selon deux hypothèses : un plan d'eau à RN et un plan d'eau à la CME.

L'administration a pu constater que la définition des conditions aux limites imposées pour les différents cas de charge était présentée de manières diverses dans les notes de calcul examinées. Par exemple, une bonne pratique relevée est que le chargement appliqué par la retenue (sur le barrage, sur le fond de la retenue...) a été détaillé. Il en est de même sur les conditions de chargement thermique, en particulier le coefficient de dilatation thermique choisi et le régime choisi (permanent, transitoire).

S'agissant de la prise en compte des sous-pressions dans les notes de calculs, les recommandations CFBR pour le calcul des barrages-poids ou voûtes [11] [12] indiquent qu'il est possible de tenir compte de l'auscultation pour justifier un éventuel rabattement des sous-pressions. Toutefois, il est également précisé que les éventuels dispositifs de drainage et voile d'injection peuvent, en raison du vieillissement, perdre en efficacité. De plus, les données d'auscultation collectées correspondent à des niveaux de retenue courants. Le comportement de la piézométrie en situations rare ou extrême reste par conséquent inconnu. Certaines notes de calcul ont prudemment proposé un calcul sans rabattement. Une autre pratique rencontrée et à recommander est d'effectuer une étude de sensibilité du coefficient de rabattement et de proposer des hypothèses plausibles d'extrapolation des sous-pressions pour des cas de charges jamais rencontrés (PHE, voire RN sur certains ouvrages), pour identifier un éventuel effet de seuil qui pourrait conduire à la ruine de l'ouvrage.

6.2 Lois de comportement et critères de rupture

Les recommandations du CFBR sur les barrages-poids, voûtes et remblais [11] [12] [13] détaillent précisément l'intérêt de recourir à des valeurs caractéristiques de résistance des matériaux en lieu et place de simples valeurs moyennes. En particulier si le nombre d'essais est faible, le jugement d'expert y est fortement recommandé. Un certain nombre d'études suivent la prudence de ces recommandations en ne considérant pas les valeurs moyennes et discutant de la représentativité des essais pratiqués ainsi que de leur dispersion éventuelle.

Nous avons pu examiner des études dont le choix des valeurs caractéristiques s'est appuyé sur (i) des imageries de paroi permettant d'évaluer les discontinuités (que les essais en laboratoire peuvent difficilement qualifier), (ii) les données relatives à la méthode de prélèvement (vitesse et couple du carottier), (iii) une distribution spatiale judicieuse des investigations sur le barrage (par exemple conduisant à plusieurs sondages sur les plots d'un barrage-poids, dont un par plot a minima...), (iv) des valeurs finales retenues avec prudence en particulier sur les paramètres fragiles telle que la résistance à la traction) qui

prennent en considération la méthode de mesure (par exemple l'essai de fendage surestime la résistance à la traction des échantillons composés de gros granulats). Ces exemples sont à encourager de façon générale.

Dans une optique de présentation claire des hypothèses, les lois de comportement (pour décrire les matériaux, leurs pathologies, les éléments d'interfaces...) utilisées ont été décrites et précisées très clairement dans des études de stabilité, en particulier quand des lois de comportement non linéaires, mêlant élasticité, critères d'endommagement et plasticité, interviennent dans les modèles. La rhéologie adoptée pour modéliser le matériau relève, en effet, des hypothèses du modèle. Il apparaît donc justifié à ce titre qu'elle soit clairement exposée ainsi que l'intégralité des paramètres numériques associés. Parfois, les notices détaillant les lois de comportement utilisées ainsi que leurs formulations ont été jointes aux notes de stabilité.

Le calage d'un modèle de type éléments finis, tel que réalisé classiquement, consiste notamment à ajuster le module d'Young du matériau béton et du matériau rocher. Toutefois, ces paramètres ont une réalité physique et peuvent être mesurés ou comparés à des valeurs de référence (au moins en ce qui concerne le matériau béton). Ainsi, il est aisé de confronter le module trouvé par le calage aux valeurs de la littérature, voire à des essais expérimentaux faits sur des carottes. Certes, le module calé par l'auscultation traduit un module à l'échelle de l'ouvrage alors que ceux obtenus à partir des carottes caractérisent le comportement plus local du béton. Néanmoins, une telle démarche vise à caractériser le degré de représentativité du modèle numérique construit par l'ingénieur vis-à-vis de la réalité physique de l'ouvrage qui intègre souvent un degré supérieur de complexité (moindre qualité de clavage, dégradation, respiration de fissures plus ou moins prononcée...). La différence entre les modules de référence et ceux issus de calage numérique permettrait de quantifier l'importance de ces éléments complexes dans la réponse de la structure, et constituerait donc un bon indicateur vis-à-vis de la nécessité de recourir ou non à une modélisation plus fine.

Le BETCGB note aussi que pour une meilleure représentativité du comportement de l'ouvrage et de sa fondation, certaines études ont appliqué des modèles orthotropes à la fondation, conduisant à des analyses expertes intéressantes du comportement des ouvrages.

6.3 Modèles utilisés

Sur un plan général, le BETCGB constate que les modèles utilisés par les ingénieries répondent correctement aux problématiques posées. Nous formulons quelques remarques :

- Pour le calcul des barrages-voûtes, la plupart des notes exposent leur méthodologie de calage permettant d'objectiver la vraisemblance du modèle (linéaire, puis, le cas échéant, non-linéaire) et sa sensibilité ;
- S'agissant du gonflement, les calages des modèles restent difficile à réaliser. Néanmoins, nous remarquons que ce sujet fait l'objet de travaux prometteurs, déjà mis en œuvre dans certaines études ;
- Cependant, les modèles hydrauliques visant à estimer le champ de pression dans un barrage en remblai ou dans une fondation sont relativement peu utilisés dans la mesure où pour les ouvrages existants l'auscultation permet d'accéder à cette donnée (avec la précaution faite auparavant quant à l'extrapolation des données mesurées et analysées). Dans ce cas seule une étude de sensibilité permet d'objectiver les marges de sécurité.

6.4 Post-traitement

Les modes de transmission actuels des résultats sont majoritairement présentés dans des rapports « papiers ». Avec les possibilités techniques modernes, quelques bureaux d'études ont déjà fourni des représentations tridimensionnelles numériques de fondations ou de barrage, ce qui ouvre la voie à la transmission des résultats au format numérique, solution qui est d'une grande valeur, permettant de mieux visualiser et analyser les résultats.

Globalement, la plupart des ingénieries représentent les rosettes de contraintes sur les parements amont et aval des ouvrages et les forces résultantes : ce sont des bonnes pratiques à souligner, pour bien visualiser les résultats.

Le post traitement fait l'objet d'analyses, comme la justification a posteriori de l'emplacement de non-linéarités positionnées a priori. Cela peut par exemple correspondre à une analyse des contraintes dans les éléments linéaires de la structure (vérification dans le plan de Mohr que le critère de Mohr-Coulomb n'est pas dépassé et que les tractions restent acceptables) ou d'une comparaison entre l'état de traction / compression en parements aval et amont. Cette seconde démarche permet en effet de juger de l'extension amont / aval de la zone du béton sollicitée en traction.

7. CONCLUSIONS

L'examen des études de dangers nombreuses et diversifiées et des études afférentes (hydrologie, hydraulique, stabilité, auscultation...) par le BETCGB et plus généralement par l'appui technique national aux services de contrôle (BETCGB et IRSTEA), a permis d'identifier plusieurs bonnes pratiques rencontrées. Avec les progrès techniques des ingéniéries au cours de la dernière décennie et face aux enjeux de sûreté auxquels est confrontée la profession, ces pratiques sont naturellement à encourager pour perfectionner la démonstration de la sûreté de leurs ouvrages, dans le cadre de la nouvelle réglementation.

REMERCIEMENTS

Le BETCGB remercie l'IRSTEA pour la relecture attentive et constructive de cet article et pour sa participation active dans la mission d'Appui Technique National et d'animation des services de contrôle dans les DREAL.

RÉFÉRENCES ET CITATIONS

- [1] Décret n° 2015-526 du 12 mai 2015 relatif aux règles applicables aux ouvrages construits ou aménagés en vue de prévenir les inondations et aux règles de sûreté des ouvrages hydrauliques
- [2] Arrêté du 6 août 2018 fixant des prescriptions techniques relatives à la sécurité des ouvrages
- [3] CFBR (2013), Recommandations pour le dimensionnement des évacuateurs de crues de barrages
- [4] CFGB-Cemagref (1997), Petits barrages, recommandations pour la conception, la réalisation et le suivi
- [5] CIGB (1984) Bulletin 49 « Exploitation des ouvrages hydrauliques de barrages »
- [6] BETCGB (2002), Guide de contrôle des barrages en exploitation
- [7] Bizard K, Schriqui C, Toniolo C, Aigouy S, Dieudonné S, Prevot G, Expériences des Services de Contrôle concernant la sûreté hydraulique des barrages, colloque CFBR 2016, Chambéry
- [8] Arrêté du 3 septembre 2018 modifiant l'arrêté du 12 juin 2008 définissant le plan de l'étude de dangers des barrages et des digues et en précisant le contenu
- [9] Courrier du chef du STEEGB aux directeurs régionaux de l'industrie de la recherche et de l'environnement, sur les plans particuliers d'intervention, en date du 17/10/1997
- [10] Royet P, Degoutte G, Peyras L, Lavabre J, Cotes et crues de protection, de sûreté et de danger de rupture, La houille Blanche, 2010.
- [11] Eurocode 0, NFEN1990, mars 2003
- [12] CFBR (2012), Recommandations pour la justification de la stabilité des barrages-poids
- [13] CFBR (2018) Recommandations pour la justification du comportement des barrages voûtes existants
- [14] CFBR (2015), Recommandations pour la justification de la stabilité des barrages et des digues en remblai
- [15] Kreuzer H, Leger P, The Adjustable Factor of Safety: A reliability-based approach to assess the factor of safety for concrete dams, Hydropower & Dams Issue One, 2013
- [16] Lacasse S, Höeg K (2019), Reliability and risk approach for design and safety evaluation of dams, ICOLD, Symposium 2019, Ottawa
- [17] Peyras L., Boissier D., Carvajal C., Bacconnet C., Becue JP., Royet P. 2010, Analyse de risques et Fiabilité des barrages Application aux barrages-poids en béton. Ed. Universitaires Européennes. Berlin. 201 p.

ETABLIR LA COTE DE DANGER D'UN BARRAGE.

QUESTIONS SOULEVÉES ET ÉLÉMENTS MÉTHODOLOGIQUES POUR Y RÉPONDRE.

How to determine the danger water level of a dam?

Questions raised and guidelines.

Benoît HOUDANT EDF Hydro, Centre d'ingénierie Hydraulique <u>benoit.houdant@edf.fr</u>

Benoît GEHANT

OXAND benoit.gehant@oxand.com

MOTS CLEFS

Cote de danger (CDD), cote des plus hautes eaux (PHE), cote de vulnérabilité, cote fusible, étude de dangers (EDD), plan particulier d'intervention (PPI), barrage en remblais, barrage rigide, barrage voûte, barrage mobile en rivière (BMR), barrage composite, composant fusible.

KEY WORDS

Dam safety, risk assessment, maximum water level, danger water level (DWL), vulnerability water level, fuse water level, French regulation about dam safety, embankment dam, concrete gravity dam, RCC dam, arch dam, gate-structure dam, composite dam, fuse component.

RÉSUMÉ

Cette communication retrace le contexte dans lequel la notion de cote de danger (CDD) a été progressivement définie en France. Elle précise les données d'entrée et les principes généraux utilisés pour établir la CDD d'un barrage. La communication s'attache également à mettre en lumière plusieurs questionnements inhérents à l'établissement de la cote de danger, et à proposer en réponse des éléments méthodologiques.

ABSTRACT

This article shows how the concept of danger water level (DWL) has emerged in France for dam engineers, and how it is defined today in the French regulation. We give the input data required to determine the DWL for a dam. We highlight several questions raised for any engineer who has to determine the DWL. We give some methodological advice to help engineers to answer to these questions.

1. UNE BREVE HISTOIRE DE LA COTE DE DANGER

La notion de cote de danger a été progressivement définie par la profession et la règlementation en France.

Ni le décret de 1992 [1] établissant les Plans Particuliers d'Intervention (PPI) concernant certains grands barrages¹, ni son arrêté d'application de 1994 [2], ni l'arrêté de 2002 venant abroger ce dernier [3], ne mentionnaient de cote de danger pour un barrage. Cette règlementation identifiait néanmoins « **l'état de péril imminent** [...], lorsque l'exploitant estime qu'il n'a plus le contrôle de l'ouvrage ».

La pratique des PPI a ensuite rapidement associé la notion de cote de danger à cet état de péril imminent. Dans le même temps, une approche forfaitaire était adoptée pour fixer cette cote de danger, comme le détaille le rapport français de 2000 au congrès de la CIGB à Beijing [4] :

« Sauf cas exceptionnel, on admet que la cote de danger correspond à :

La cote de la crête pour un barrage en remblais. Cette cote peut éventuellement être abaissée au niveau supérieur du noyau pour un barrage zoné ;

La cote de la crête majorée d'un mètre environ pour un barrage en béton ».

Ainsi, dans les années 1990 et 2000, la règlementation française n'utilisait pas le terme de cote de danger, mais cette notion a malgré tout émergé pour préciser l'état dit de « péril imminent ». La cote associée à cet état était alors définie de façon forfaitaire, comme indiqué dans le rapport français CIGB de 2000.

¹ Le décret PPI de 1992 concerne les barrages de plus de 20 mètres sur terrain naturel, et de capacité supérieure à 15 hm³.

En 2009, lors du colloque CFBR-SHF consacré aux évacuateurs de crue, Royet *et al.* [5] proposaient des définitions pour la « cote de danger de rupture : cote au-delà de laquelle l'ouvrage risque de subir des dégâts majeurs pouvant conduire rapidement à la rupture. L'atteinte de cette cote constitue un état limite ultime pour l'ouvrage. ». Les auteurs confirment que cette cote correspond à « l'état de péril imminent pris lorsque l'exploitant estime qu'il n'a plus le contrôle de l'ouvrage » (au sens de la règlementation PPI). Ils précisent également la manière de déterminer cette cote en pratique (de façon plus détaillée que suivant le rapport français au congrès CIGB de Beijing en 2000 [4]) :

« La pratique consiste à déterminer cette cote de la façon suivante :

- cote de la crête pour un remblai semi-homogène ou à masque amont ;
- cote d'arase du noyau pour un remblai zoné ;
 - cote conduisant au débordement d'un coursier avec érosion du talus aval d'un remblai ;
- cote correspondant à la limite de résistance à l'effort tranchant ou à l'ouverture de fissure d'un barrage ou d'une digue poids ;
- cote pouvant être sensiblement supérieure à la crête pour un barrage voûte. »

Le CFBR publie en juin 2013 ses *Recommandations pour le dimensionnement des évacuateurs de crues de barrages [6]*, dans lesquelles il indique que « [la cote de danger] s'est imposée au groupe de travail comme une composante obligatoire de l'estimation de la marge de sécurité d'un ouvrage ». Ce document précise que « la cote de danger correspond à la cote audelà de laquelle on ne sait plus garantir la stabilité de l'ouvrage ».

Cette définition est reprise dans l'arrêté du 6 août 2018 [7] fixant des prescriptions techniques relatives à la sécurité des barrages : « La cote de danger, intrinsèque à l'ouvrage, est la cote de retenue au-dessus de laquelle la stabilité de l'ouvrage n'est plus garantie. ». L'arrêté du 3 septembre 2018 [8] prévoit que « l'étude de dangers établit, au regard de la stabilité de l'ouvrage, la cote de danger, intrinsèque à l'ouvrage, à prendre en compte ; c'est-à-dire la cote de la retenue au-dessus de laquelle la stabilité de l'ouvrage n'est plus garantie ».

C'est bien la définition que nous suivrons dans cet article, tout en précisant les questions que cette définition soulève.

2. LES ELEMENTS A PRENDRE EN COMPTE POUR ETABLIR UNE CDD

Pour établir la CDD d'un barrage conformément à la règlementation française, l'ingénieur doit prendre en compte l'ensemble des éléments relatifs au barrage (conception, réalisation, maintenance, exploitation) et à sa fondation (en particulier l'érodabilité du massif rocheux en aval, s'il envisage de positionner la CDD au-dessus de la crête du barrage, dans le cas d'un barrage rigide).

2.1. Prendre en compte les éléments intrinsèques au barrage et à sa fondation...

L'ingénieur intègrera toutes les données et observations disponibles concernant l'historique du comportement du barrage. Ces éléments seront tirés des rapports de visite technique approfondie et d'examen technique complet, des rapports d'auscultation, d'études de comportement et de stabilité, des rapports de crue et de tout autre retour d'expérience d'événement rare ou exceptionnel sur le barrage considéré (en particulier les déversements notables et leurs conséquences si elles sont connues). Il intègrera également bien entendu toutes les études ayant été menées sur le passage des crues et le dimensionnement et le fonctionnement des évacuateurs de crue du barrage.

2.2.... mais aussi des éléments relatifs à l'environnement du barrage, et à sa typologie

Dans le cas d'un barrage rigide, si l'analyse conduit à positionner la CDD au-dessus du couronnement, l'ingénieur devra intégrer, outre la sensibilité intrinsèque de l'ouvrage à la surverse et la tenue du parapet :

- le risque d'érosion de la fondation aval ou des appuis ;
- l'élévation du niveau d'eau en aval du barrage, et le risque de mise en charge de la fondation aval ou des appuis (perte de stabilité), en particulier au niveau des drains.

Dans tous les cas, l'ingénieur devra également intégrer dans son étude les enseignements tirés du retour d'expérience issu de l'accidentologie mondiale pour le type de barrage concerné.

3. QUELQUES PRINCIPES GENERAUX POUR ETABLIR LA CDD

Si la règlementation (cf. réf. [7] et [8]) exige à présent de s'écarter d'une approche forfaitaire pour désormais produire une étude spécifique établissant la cote de danger, on peut cependant retenir plusieurs principes généraux qui permettent de guider l'ingénieur en charge d'établir la CDD.

3.1.Les deux principaux facteurs : résistance au chargement hydrostatique et résistance aux écoulements liés au déversement par-dessus la crête

La CDD d'un barrage est principalement conditionnée par deux facteurs :

- la résistance intrinsèque du barrage et de sa fondation au chargement hydrostatique (stabilité structurelle) ;
- la résistance du barrage (son parement aval, ses appuis, et sa fondation aval) aux écoulements liés au déversement par-dessus la crête (déferlement de vagues ou écoulement continu).

La CDD d'un barrage sera prise comme la cote minimale pour laquelle l'une de ces deux limites de résistance est atteinte.

3.2. Résistance intrinsèque du barrage et de sa fondation au chargement hydrostatique (stabilité structurelle)

On donne ci-dessous quelques grands repères pour établir en première approche la CDD d'un barrage ; ces éléments sont bien entendu à adapter selon l'état de l'ouvrage et son comportement (en fonction des éléments collectés décrits au paragraphe 2) :

- pour un barrage rigide (barrage-poids, barrage à contreforts ou multi-voûtes, ou barrage-voûte) : la CDD peut être établie à la cote correspondant à l'atteinte d'un critère d'état-limite ultime de résistance de la structure ou de la fondation (cisaillement), avec les jeux de coefficients partiels s'appliquant à la catégorie des situations extrêmes égaux à 1 ;
- pour un barrage en remblai homogène ou à masque amont : la CDD peut être établie à la cote de la crête ou du sommet du masque. L'ingénieur devra le cas échéant étudier la résistance du parement aval au déferlement de vagues ;
- pour un barrage en remblai zoné : la CDD peut être établie à la cote d'arase du noyau ;
- pour tous types de barrages en remblai, avec un coursier en contact avec le remblai : la CDD peut être établie à la cote conduisant :
 - soit au débordement du coursier de l'évacuateur de crues, du fait du risque d'érosion du talus aval du remblai (en tenant compte, le cas échéant, de la formation d'ondes stationnaires et du gonflement de la lame d'eau par entraînement d'air);
 - o soit à des recirculations hydrauliques en pied aval du barrage susceptibles d'éroder celui-ci.

NB1 : pour les barrages en remblais, l'ingénieur devra en outre vérifier le non-dépassement d'états limites ultimes de résistance du barrage et de sa fondation.

NB2 : l'approche de l'ingénieur ne peut pas être purement calculatoire ; les résultats quantitatifs des modélisations ne sont qu'un élément d'appréciation du comportement des barrages en béton (en particulier les voûtes). La cote au-delà de laquelle la sûreté de l'ouvrage ne peut être démontrée ne relève pas uniquement des niveaux de contraintes atteints, d'autant que les modèles ne permettent pas toujours une fidèle représentation de l'effet des sous pressions et de la fissuration. L'état limite ultime de résistance du barrage et de sa fondation relève donc d'une appréciation de l'ingénieur, sur la base de résultats de calculs mais aussi de son expérience des modèles utilisés, de sa connaissance du comportement du barrage et de ses éventuelles pathologies.

3.3.Résistance du barrage (son parement aval, ses appuis, et sa fondation aval) aux écoulements liés au déversement par-dessus la crête

Dans le cas des barrages rigides (béton, maçonnerie, BCR, remblais durs), l'ingénieur peut être amené à positionner la CDD au-dessus du couronnement du barrage. Il devra alors intégrer une étude d'érosion du parement aval du barrage, de ses appuis et de sa fondation aval.

3.4. Précaution importante concernant les barrages de faible hauteur ou des plots de rive de barrage de plus grande hauteur

L'ingénieur devra porter une attention particulière aux barrages de faible hauteur ou aux plots de rive dans le cas de barrage de grande hauteur (en particulier pour les barrages poids béton et les culées de voûtes). En effet, l'impact de l'incrément du chargement hydrostatique dépend fortement de la hauteur de la section considérée du barrage. Ainsi, pour les barrages de grande hauteur, et surtout si le risque d'érosion des appuis est avéré, il conviendra de justifier que la stabilité est assurée également sur les plots de rives.

4. LES QUESTIONS SOULEVEES LORS DE L'ETABLISSEMENT D'UNE CDD

Une fois ces grands principes fixés, l'ingénieur reste confronté à plusieurs questions d'importance.

Nous évoquons celles qui nous paraissent les plus délicates, et donnons (quand nous pouvons) quelques éléments de méthode pour y répondre.

4.1.A quelle probabilité de rupture correspond la CDD ?

4.1.1. CDD et probabilité de rupture d'un barrage

NB : On ne traite pas ici de la question de la probabilité d'atteinte de la CDD, question qui nécessite de recourir à une analyse hydrologique des crues extrêmes, et à une étude de la fiabilité des organes d'évacuateur de crue en prenant en compte le cas échéant le risque « corps flottants ». On s'intéresse ici à la probabilité de rupture d'un barrage lorsque la CDD est atteinte (et ce quelle qu'en soit la raison).

On comprend bien que la probabilité de rupture d'un barrage à la cote de danger correspond à une probabilité ε « significative », mais pas égale à 1 ; car comme indiqué dans les recommandations du CFBR, « il y a en effet encore des marges cachées dans les méthodes de calcul [...] et dans l'appréciation de l'ingénieur » [6].

Le choix de ce niveau de probabilité ε est donc important pour guider l'ingénieur sur le niveau auquel il place la CDD. S'il est important, ce choix est néanmoins complexe : l'ingénieur ne dispose pas (ou rarement) d'outil probabiliste de calcul de rupture selon les paramètres hydrauliques et mécaniques considérés pour le barrage et sa fondation.

Au-delà de cela, c'est un vrai changement de culture auquel l'ingénieur doit faire face : il ne s'agit plus pour lui de seulement **justifier la tenue d'un ouvrage** à RN ou PHE avec plus ou moins de marges de sécurité (marges censées couvrir en particulier les incertitudes sur les données d'entrée), autrement dit, d'en démontrer la stabilité. Il s'agit pour ce nouvel exercice d'établir une cote au-delà de laquelle il n'est plus en capacité de démontrer la tenue de l'ouvrage, autrement dit **d'estimer la rupture comme un événement possible voir probable**.

L'ingénieur passe d'un domaine très connu (vérification de la stabilité d'un ouvrage soumis à divers chargements, avec des marges de sécurité conformes à l'état de l'art) à un domaine qui lui est peut-être moins familier : l'estimation de la probabilité de rupture d'un ouvrage dont il a l'habitude de garantir la tenue.

L'exercice est difficile, tant pour des raisons de psychologie générale (il se trouve placé aux limites de son savoir -ce qui peut être désagréable- dans la mesure où on lui demande de se prononcer sur une cote au-delà de laquelle **il ne sait plus garantir** la stabilité de l'ouvrage), que pour des raisons de psychologie cognitive (pas ou peu d'outils à sa disposition, peu l'habitude de se poser ce type de questions) ou de psychologie sociale (la société, ou la profession, lui a toujours assigné un rôle de sachant, apportant des garanties). Etant donnée la faible accidentologie mondiale (et c'est heureux), il ne peut pas non plus s'appuyer sur une approche fréquentiste des probabilités (basée sur une fréquence d'occurrence de rupture) ; il doit donc s'appuyer sur une approche subjective –ou bayésienne- (basée sur une prise de pari). Si l'approche des probabilités bayésiennes a des assises mathématiques solides [9], cette approche est néanmoins souvent éloignée de la pratique de l'ingénieur dans le domaine des barrages, pour les raisons évoquées plus haut.

Cela étant, puisqu'il ne peut plus garantir la stabilité du barrage à la CDD, l'ingénieur doit se résoudre à associer une probabilité à la rupture du barrage soumis à la CDD (au moins en ordre de grandeur, et après une éventuelle période d'acculturation à ce nouveau concept de probabilité subjective). Il peut par exemple choisir de retenir une valeur de l'ordre de 0,1 comme probabilité associée à la rupture du barrage soumis à la CDD. Cela implique bien entendu que dans la « zone grise » comprise entre la cote des PHE et la CDD, la probabilité de rupture n'est pas nulle.

NB1: Cet ordre de grandeur de 0,1 correspond à une valeur maximale admissible pour la probabilité de rupture d'un barrage à la CDD. En suivant les grands principes établis au paragraphe 66, l'ingénieur peut choisir d'adopter une approche simplifiée, plus sécuritaire, pour établir la CDD (par exemple la cote du sommet du noyau d'étanchéité pour un barrage zoné); la probabilité de rupture associée à cette cote sera alors souvent inférieure à de telles valeurs (sauf pathologie ou défaut de conception du barrage).

NB2 : Même si, comme nous l'avons développé au cours de ce paragraphe, la probabilité de rupture du barrage à la CDD est bien inférieure à 1, on considère tout de même, pour la justification de la sécurité, que l'atteinte de la CDD entraîne la rupture du barrage (avec une probabilité de 1).

4.1.2. De l'usage des probabilités dans le domaine de la sécurité des barrages et des digues

Dans un autre domaine, et même si l'exercice s'est montré difficile au début, l'introduction des probabilités pour la prévision des crues a montré des avantages importants [10]. Prévisionnistes et exploitants de barrages hydroélectriques ont su s'approprier le langage des probabilités pour mieux communiquer sur le risque hydrologique [11] et [12], et in fine améliorer la sûreté du barrage en crue.

Dans un autre domaine plus proche, les EDD des digues de protection contre les inondations, l'usage des probabilités est désormais bien établi [13]. Il faut noter néanmoins qu'étant données la nature et l'histoire parfois pluri-séculaire de ces ouvrages (et de ce fait non conformes aux règles de l'art actuelles), l'accidentologie est bien plus fournie que celle des barrages. Par exemple, pour estimer la probabilité de rupture d'une digue à une cote donnée, le gestionnaire des digues du delta du Rhône peut s'appuyer sur une accidentologie de 11 brèches et 17 départs de brèches en seulement 20 ans (1993-2003) [13]. La profession a ainsi proposé en 2013 des probabilités de ruptures associées aux différentes cotes [14] : « pour la crue de dimensionnement ou crue de sûreté, la probabilité de rupture associée est de 10 % et pour la crue de danger, cette probabilité est de 50 %. ». En 2017 la règlementation relative aux digues de protection [15] a respectivement retenu les valeurs de 5% et 50%.

Enfin, à l'international, dans le domaine des études de dangers de barrage ("dam safety & risk assessment"), plusieurs de nos collègues de la CIGB ont adopté l'approche bayésienne (probabilités subjectives) pour qualifier les probabilités de rupture de barrage conditionnées à diverses cotes ou paramètres mécaniques du barrage ou de ses fondations [16]. Lacasse & Höeg [17] montrent que cette approche vient naturellement à l'ingénieur, puisqu'il ne s'agit ni plus ni moins que d'un complément à la méthode observationnelle développée par Terzaghi puis par Peck [18], et très largement utilisée par les géotechniciens depuis plus de 50 ans.

L'histoire doit donc nous rendre optimistes sur les capacités de l'Ingénieur, l'Exploitant, et l'Administration à adopter en France ce nouveau langage dès lors qu'on évoque la notion de cote de danger d'un barrage ; car la cote de danger est intrinsèquement liée... aux probabilités !

4.2.Comment prendre en compte la cinétique des mécanismes de ruine de l'ouvrage ?

Les mécanismes de ruine de barrage peuvent dépendre de l'ampleur et de la durée de l'exhaussement du plan d'eau. C'est par exemple le cas d'une érosion régressive de la fondation en aval d'un barrage rigide suite à un déversement prolongé, ou le cas d'une érosion de parement aval d'un barrage en remblais suite à déversement par-dessus la crête².

L'ingénieur peut être alors amené à intégrer divers scénarios (hydrologie/exploitation) permettant de caractériser des événements pouvant mener à la ruine de l'ouvrage. On voit bien dès lors que la CDD n'est plus, comme indiqué dans les textes règlementaires [7] et [8], **intrinsèque à l'ouvrage**, mais qu'elle dépend du contexte de celui-ci (climatologie des pluies extrêmes et comportement du bassin versant, qui gouvernent la forme de l'hydrogramme de crue).

Intégrer la cinétique des mécanismes de rupture est donc un exercice très délicat pour lequel l'ingénieur est particulièrement démuni... tout comme les auteurs de ces lignes.

4.3.Comment positionner la CDD dans le cas de barrages mobiles en rivière qui restent stables pour des crues extrêmes ?

Certains barrages mobiles en rivière (BMR) en crue ont des cotes amont et aval très proches du fait des contournements de l'ouvrage, et de ce fait peuvent rester stables même à des cotes très élevées. Dans ce cas, la cote de danger peut ne pas exister (cf. recommandations 2013 du CFBR [6]).

L'ingénieur doit alors étudier les situations de danger les plus pénalisantes pour l'ouvrage (cas de passes batardées par exemple).

Après avoir étudié l'ensemble des situations de danger qui lui paraissent les plus pénalisantes, l'ingénieur peut indiquer, dans le cas d'un BMR qui reste stable pour des crues extrêmes, que la cote de danger n'est pas définie.

4.4.Comment définir une CDD unique pour un barrage voûte particulièrement sensible thermiquement ?

Pour certains barrages voûtes minces, particulièrement sensibles à la température, le chargement thermique peut atteindre un ordre de grandeur comparable au chargement hydrostatique. La CDD en hiver peut ainsi être significativement plus basse que la CDD en été.

Une fois encore, contrairement à ce qui est indiqué dans les textes règlementaires [7] et [8], la CDD n'est plus **intrinsèque à** l'ouvrage, puisqu'elle dépend de la saison (chronique de température de la période passée).

L'ingénieur doit alors, dans une **approche saisonnière**, intégrer les chargements thermique et hydraulique de la voûte pour en déterminer la CDD. L'ingénieur peut alors être amené à indiquer deux CDD, conditionnées à la saison : une CDD estivale et une CDD hivernale, en précisant les périodes associées.

4.5.Comment définir une CDD unique pour un barrage constitué de plusieurs ouvrages de caractéristiques constructives différentes ?

Lorsqu'on s'intéresse à un composant d'un barrage (un ouvrage structurel tel qu'une digue de fermeture, une passe vannée, une usine, etc.), on utilise le terme de **cote de vulnérabilité** pour désigner la cote au-delà de laquelle la stabilité de ce composant n'est plus garantie.

Lorsqu'un barrage est constitué de plusieurs ouvrages de caractéristiques constructives différentes, on peut définir la notion de barrage composite. En pratique, on s'intéresse au caractère composite d'un barrage quand ses composants

² Par exemple, la rupture du barrage en remblais de Tous (Espagne, 2007, cf. [19]) suite à une surverse importante a été relativement lente : plus de 2h, avec une charge atteignant 1,10 m au dessus de la crête. La largeur du barrage en crête très importante (62 m, car le projet prévoyait une surélévation ultérieure) explique en partie la vitesse de ruine relativement faible. Cette rupture a fait une trentaine de victimes, l'ordre d'évacuation ayant été donné tardivement (cet ordre d'évacuation a concerné 100 000 personnes).

présentent des caractéristiques constructives suffisamment variées pour qu'on puisse les différencier par des modes de défaillance et des cotes de vulnérabilité différents.

On peut ainsi considérer comme composants distincts, si c'est justifié par des particularités constructives locales :

- barrage poids / digue de fermeture en remblais ;
- barrage voûte / barrage de fermeture de faible hauteur ;
- plot d'un barrage poids non solidaire mécaniquement du reste du barrage (pas de clé de cisaillement) ;
- barrage usine / barrage mobile en rivière.

NB : si on étend la notion de composant à la vantellerie, on peut pratiquement considérer que tous les barrages vannés présentent un caractère composite. On réservera cependant la terminologie d'ouvrage composite à un ouvrage composé de plusieurs éléments structurels (ouvrages de génie civil).

Pour établir la CDD du barrage composite, l'ingénieur doit avoir à la fois une approche analytique (modes de défaillance ouvrage par ouvrage), et systémique (pour définir les situations dans lesquelles la fonction « retenir l'eau » n'est plus assurée par le barrage composite).

L'intérêt de la prise en compte du caractère composite d'un barrage est de dissocier des scénarios de rupture « totale », peu réalistes, au profit de scénarios de rupture « partielle » du barrage (rupture de l'un de ses composants), plus proche de ce que l'on constate en analysant l'accidentologie mondiale.

Nous proposons de définir la CDD d'un barrage composite comme la cote de vulnérabilité la plus basse des différents **composants structurels majeurs** de ce barrage.

Par composant structurel majeur, nous entendons

- un ouvrage de génie-civil (ouvrage statique) ;
- suffisamment important (c'est-à-dire dont le ratio des sections mouillées est supérieur à 10%³);
- dont la rupture entraîne une onde de submersion suffisamment importante, largement supérieure par exemple à celle de la plus grande vanne du barrage.

4.6.Comment intégrer la rupture de vannes dans l'établissement de la CDD d'un barrage (en particulier pour les barrages mobiles en rivière) ?

Dans certains cas, la rupture du plus gros organe mobile (par exemple une vanne principale d'un barrage mobile en rivière) peut avoir des conséquences tout aussi importantes que la rupture d'un composant structurel (statique) de l'ouvrage. Il serait donc tentant d'intégrer la cote de vulnérabilité des vannes dans la détermination de la cote de danger du barrage.

Cela soulève la question de la définition d'une cote de vulnérabilité pour un organe mobile, dont la sensibilité à l'élévation de cote varie suivant le degré d'ouverture :

- Une vanne de surface, sensible au déversement, peut avoir une cote de vulnérabilité au niveau de son bordé supérieur. Si la vanne est ouverte, même partiellement, cette cote est plus haute que si elle est fermée ;
- De la même façon, une vanne en conduite reprend nettement plus d'efforts (par effet de fond) si elle est fermée que si elle est ouverte, et sa sensibilité à l'exhaussement est donc fortement diminuée à l'ouverture.

C'est la raison pour laquelle nous avons proposé, au paragraphe précédent, de n'intégrer dans la définition de la CDD que les ouvrages statiques, et d'écarter les organes mobiles⁴.

Cette approche permet de distinguer la rupture d'un barrage de celle d'une vanne : si les deux sont évidemment étudiés dans l'EDD (et peuvent avoir parfois des conséquences aussi importantes), la CDD est bien associée à la « stabilité de l'ouvrage » et non à la « tenue d'une vanne ». Cette approche est bien cohérente avec les usages de la profession [6], et bien entendu avec la règlementation [7] et [8], qui ne mentionne la CDD que par rapport à la « stabilité de l'ouvrage⁵ ».

³ On donne ici un ordre de grandeur permettant de se positionner sur une valeur « raisonnable » permettant de qualifier la rupture du barrage (si on perd plus de 10% du barrage, sauf organe mobile, on qualifie l'événement de rupture de barrage, et la cote associée à cette rupture est qualifiée de cote de danger. Cette valeur est à adapter au cas par cas, en fonction des configurations particulières (hauteur maximale du barrage, longueur en crête).

⁴ Attention toutefois : la CDD du barrage peut dépendre indirectement de la cote de vulnérabilité d'une vanne, dans le cas par exemple où la rupture de la vanne entraîne une érosion aval qui provoque ensuite la rupture du barrage.

⁵ Le terme ouvrage renvoie au génie-civil, par opposition au terme organe, qui renvoie à la vantellerie.

A.06 – Etablir la cote de danger d'un barrage. Questions soulevées et éléments méthodologiques pour y répondre page 70
4.7.Peut-on prendre en compte le caractère fusible d'un composant de barrage, que ce soit un ouvrage de génie-civil ou une vanne ?

On définit dans cet article la cote fusible d'un composant de barrage (partie d'ouvrage ou organe mobile) comme la cote au-delà de laquelle l'ingénieur est « presque sûr » de la rupture du composant ; autrement dit la cote pour laquelle la probabilité de rupture est de l'ordre de 0,9 à 0,99.

<u>Avertissement</u> : le concept de composant fusible pour un barrage est à manier avec beaucoup de précaution. L'histoire a en effet montré que beaucoup d'ouvrages ayant été conçus pour être fusibles ne l'ont pas été dans la pratique (voir par exemple le retour d'expérience des déversoirs fusibles de digues de protection contre les inondations [20]). Or, nous nous intéressons dans ce chapitre aux ouvrages conçus comme fusibles, mais aussi à tous les ouvrages et organes n'ayant pas été conçus comme fusibles, mais dont l'ingénieur estime que la rupture interviendra pour une cote significativement plus faible que la cote de danger du barrage principal. Si des ouvrages dits fusibles ont montré par le passé qu'ils ne l'étaient pas, il convient a fortiori d'être très prudent lorsqu'on qualifie un ouvrage ou un organe de fusible, alors que celui-ci n'a pas été conçu comme tel (et qu'au contraire le calcul de justification de sa tenue comporte des conservatismes et des facteurs de sécurité).

Cela étant, l'ingénieur peut parfois considérer que la rupture d'un ou plusieurs **composants secondaires**⁶ (vanne, petite digue de fermeture, etc.) interviendra pour une cote significativement plus basse que la CDD du barrage principal. Le débit relâché à l'aval sera ainsi significativement augmenté, réduisant ainsi la probabilité d'atteinte de la CDD (la CDD ne sera pas modifiée, mais elle sera atteinte pour une crue d'un temps de retour significativement plus important).

Nous établissons alors plusieurs concepts pouvant être utiles à l'ingénieur pour caractériser la performance du fusible considéré. La performance d'un fusible s'apprécie par :

- sa **fiabilité** : un fusible est fiable si sa cote fusible est significativement inférieure à la cote de danger de l'ouvrage principal ;
- sa sélectivité : un fusible est d'autant plus sélectif que sa cote fusible est proche de sa cote de vulnérabilité ;
- son efficacité : un fusible est efficace si sa rupture réduit significativement la probabilité de rupture de l'ouvrage principal. En pratique, il faut a minima que le débit libéré par l'ouvrage fusible augmente d'une décade le temps de retour de la crue nécessaire à l'atteinte de la cote de vulnérabilité de l'ouvrage principal.

La fiabilité et la sélectivité d'un fusible peuvent être produites par des phénomènes non linéaires en fonction de la cote (introduction de sous-pressions dans des hausses Hydroplus par exemple). L'efficacité du fusible dépend directement du débit libéré.

4.8.Savoir détecter des configurations particulières qui peuvent mettre en danger le barrage

Pour déterminer la CDD, l'ingénieur devra enfin être vigilant à bien analyser toutes les voies de contournement hydraulique possibles, pouvant mettre en situation de danger tout ou partie de l'ouvrage, par exemple :

- non fermeture hydraulique d'un parapet sur une culée de barrage ;
- mise en charge d'un réseau de drainage situé en pied aval du barrage suite à déversement sur la crête de l'ouvrage ;
- existence d'un puits « technique » sur le couronnement d'un barrage rigide, qui lors d'un déversement se remplirait d'eau et viendrait mettre en charge la galerie périmétrale et le réseau de drainage ;
- ennoiement d'un local abritant des dispositifs de contrôle-commande ;
- etc.

Cette dernière mise en garde nous permet de conclure sur l'importance de dépasser une approche purement calculatoire, pour que l'ingénieur puisse avoir une vision de synthèse sur le comportement du barrage soumis à des cotes très élevées, proches de sa cote de rupture.

⁶ Attention toutefois : si le composant considéré peut être qualifié de « composant structurel majeur du barrage» tel que défini au paragraphe 4.5, la CDD du barrage sera définie comme égale à la cote de vulnérabilité de ce composant (comme indiqué en 4.5). On ne s'intéresse donc dans ce paragraphe 4.7 qu'à des composants suffisamment petits pour que leur rupture ne puisse pas être considérée comme la rupture du barrage, mais suffisamment importants pour libérer un débit suffisant pour abaisser significativement la probabilité d'atteinte de la CDD du barrage. Suite à l'avertissement de début de chapitre, c'est une 2^e raison de manier ce concept avec beaucoup de précaution.

5. EN CONCLUSION

La CDD établie dans l'EDD relève d'une expertise s'appuyant sur le retour d'expérience de l'ouvrage concerné, l'accidentologie et l'incidentologie des ouvrages analogues, et le cas échéant une étude de stabilité.

Pour les barrages rigides, l'établissement de la CDD intègre les deux aspects : résistance du barrage et de sa fondation au chargement hydrostatique, et résistance du barrage et de sa fondation aux écoulements par surverse.

Par ailleurs, il est important de retenir que :

- La CDD peut différer de certaines valeurs forfaitaires initialement retenues pour les barrages soumis à PPI (par exemple crête ou crête + 1m pour les ouvrages en béton) ;
- La CDD peut évoluer lors de la mise à jour de l'EDD. Deux raisons à cela : d'une part parce qu'on écarte une approche forfaitaire au profit d'une étude argumentée ; d'autre part parce que certains barrages sont évolutifs (par exemple un barrage en béton soumis à gonflement), et que l'étude établissant la CDD intègre les dernières informations d'auscultation concernant le comportement de l'ouvrage, et parfois de nouveaux outils de modélisation ;
- Dans certains cas particuliers plusieurs CDD peuvent exister : par exemple sur un barrage-voûte sensible thermiquement (celles-ci sont associées à des périodes différentes) ;
- Dans certains cas particuliers la CDD n'existe pas : par exemple pour un barrage mobile en rivière dont les cotes amont et aval sont très proches et qui de ce fait reste stable pour des crues extrêmes, du fait des contournements de l'ouvrage (cf. recommandations 2013 du CFBR [6]) ;
- Considérer un barrage comme composite peut amener à considérer des scénarios de rupture partiels, et donc à réduire les conséquences à l'aval, sans toutefois modifier la CDD ;
- Considérer des composants fusibles peut parfois amener à réduire la probabilité d'atteinte de la CDD sans pour autant modifier celle-ci.

REMERCIEMENTS

Ces réflexions ont été alimentées par des échanges divers avec des ingénieurs d'EDF-CIH (en particulier Frédéric Laugier, Philippe Kolmayer, Jean-Noël Maillet, Jean-Marie Boutet, Jean-Robert Courivaud, Olivier Cheruy, Bernard Reverchon, Thomas Viard, Manuel Antunes, Estelle Fistarol et Denis Aelbrecht), d'EDF-Hydro (Laurent Bessadi), d'EDF Lab (Nicole Goutal), ainsi que d'autres organismes (en particulier Thibaut Mallet du Symadrem). Merci à eux.

Merci également aux deux relecteurs du CFBR pour leurs remarques qui nous ont permis de clarifier plusieurs points.

BIBLIOGRAPHIE

- [1] Décret du 15 septembre 1992 établissant les Plans Particuliers d'Intervention concernant certains grands barrages
- [2] Arrêté du 1er décembre 1994 pris en application du décret no 92-997 du 15 septembre 1992 relatif aux plans particuliers d'intervention concernant certains aménagements hydrauliques
- [3] Arrêté du 22 février 2002 pris en application du décret n° 92-997 du 15 septembre 1992 relatif aux plans particuliers d'intervention concernant certains aménagements hydrauliques.
- [4] Analyse de risque et crue de danger, D. Bister, P. Le Delliou. 20^e congrès des grands barrages, CIGB Beijing 2000.
- [5] Cotes et crues de protection, de sûreté et de danger de rupture. P. Royet, G. Degoutte, L. Peyras, J. Lavabre, F. Lemperrière. Colloque CFBR-SHF: Dimensionnement et fonctionnement des évacuateurs de crues, Jan 2009, Paris, France.
- [6] Recommandations pour le dimensionnement des évacuateurs de crues de barrages, CFBR, juin 2013
- [7] Arrêté du 6 août 2018 fixant des prescriptions techniques relatives à la sécurité des barrages, Ministère de la transition écologique et solidaire.
- [8] Arrêté du 3 septembre 2018 modifiant l'arrêté du 12 juin 2008 définissant le plan de l'étude de dangers des barrages et des digues et en précisant le contenu, Ministère de la transition écologique et solidaire.
- [9] Foundations of statistics, Leonard Savage, 1954
- [10] Contribution à l'amélioration de la prévision hydro-météorologique opérationnelle. Pour l'usage des probabilités dans la communication entre acteurs. Benoît Houdant, thèse de doctorat, Ecole Nationale du Génie Rural des Eaux et des Forêts (Agro Paris Tech), mai 2004.

- [11] Expertise humaine des prévisions hydrométéorologiques et communication de leurs incertitudes dans un contexte décisionnel. Rémy Garçon, Benoît Houdant, Federico Garavaglia, Thibault Mathevet, Emmanuel Paquet et Joël Gailhard. La Houille Blanche 5, 2009.
- [12] Prévision hydrométéorologique opérationnelle à EDF-DTG Progrès récents et état des lieux en 2018. Lætitia MOULIN, Alain ABONNEL, Damien PUYGRENIER, Audrey VALERY, Rémy GARCON, Colloque SHF « De la prévision des crues à la gestion de crise », Avignon, 14-16 Novembre 2018.
- [13] Etude de dangers du système d'endiguement Rive Gauche du Delta du Rhône, Thibaut MALLET, Charlie DAST, Marceau REQUI, Séverine CHARDES, Antoine CASTAGNET, SYMADREM, Arles, Jean-Jacques FRY, EDF-CIH, Le Bourget du Lac, Commission Internationale des Grands Barrages, Vingt-sixième Congrès des Grands Barrages, Vienne, Juillet 2018
- [14] Niveaux de protection, de sûreté et de danger pour les digues fluviales : définitions, conséquences et responsabilités, Thibaut Mallet (SYMADREM), Gérard Degoutte (CTPBOH), Paul Royet (IRSTEA), Digues maritimes et fluviales de protection contre les submersions, 2e colloque national – Digues2013, 12-14 juin 2013 à Aix-en-Provence.
- [15] Arrêté du 7 avril 2017 précisant le plan de l'étude de dangers des digues organisées en systèmes d'endiguement et des autres ouvrages conçus ou aménagés en vue de prévenir les inondations et les submersions.
- [16] Simulation supported Bayesian network for estimating failure probabilities of dams, K. Ponnambalam & A. El-Awady, Department of Systems Design Engineering, University of Waterloo, Ontario, Canada, S. Jamshid Mousavi, School of Civil and Environmental Engineering, Amirkabir University of Technology, Tehran, Iran, A. Seifi, Department of Industrial Engineering and Management Systems, Amirkabir University of Technology, Tehran, Iran, ICOLD Proceedings, Ottawa, June 2019
- [17] In praise of monitoring and the Observational Method for increased dam safety, S. Lacasse & K. Höeg, Norwegian Geotechnical Institute, Oslo, Norway, ICOLD Proceedings, Ottawa, June 2019
- [18] Peck, R.B. (1969). Advantages and Limitations of the Observational Method in Applied Soil Mechanics. The 1969 Rankine Lecture. Géotechnique. 19(1): 171–187.
- [19] BACCHUS Florent, DEROO Luc, LEMPERIERE François, POUPART Michel. Retour d'expérience des accidents de barrages liés au fonctionnement des évacuateurs de crue. In Colloque "Hydraulique des barrage et des digues". Chambéry : CFBR-SHF - 29,30 novembre 2017. p. 189-202.
- [20] Les déversoirs fusibles le sont-ils vraiment ? Paul Royet et Patrice Mériaux. Colloque « Sécurité des digues fluviales et de navigation », Orléans, novembre 2004. Comité Français des Grands Barrages et Ministère de l'Ecologie et du Développement Durable.

EVOLUTION DES CALCULS NUMERIQUES AU TRAVERS DES ACTIVITES DU COMITE A DE LA CIGB

Evolution of Numerical Analysis though activities of committee A of ICOLD

Xavier Molin

Tractebel Engineering, agence de Lyon, Tour Part-Dieu - 129, rue Servient, 69326 Lyon CEDEX 3 - FRANCE <u>xavier.molin@tractebel.engie.com</u>

MOTS CLEFS

Calculs numériques, barrages, séisme, gonflement, fissures

KEY WORDS

Numerical analysis, dams, earthquake, swelling, cracks

RÉSUMÉ

Le comité A de la CIGB est dédié aux méthodes de calcul pour barrages. Depuis sa création en 1989, il a été à l'origine de plusieurs bulletins de la CIGB, et organise tous les 2 ans un atelier (benchmark) de calcul. Chaque atelier s'intéresse généralement à 3 sujets (par exemple barrages en béton, en remblais, et un sujet sur les séismes). Récemment sont apparus un thème libre, et des analyses probabilistes.

Les méthodes de calcul actuelles permettent de quantifier des problématiques de plus en plus complexes, en particulier pour modéliser des ouvrages anciens et expliquer des dérives observées. Les lois de comportement sont de plus en plus accessibles, et les efforts pour valider les méthodes de calcul ou contrôler les résultats ne doivent pas être oubliés. L'évolution des sujets abordés par le Benchmark est représentative des préoccupations et du savoir-faire de la profession ; la complexité des modélisations s'accroit. Les travaux du comité permettent également d'analyser la dispersion des résultats des calculs sur des sujets a priori bien définis. Ces incertitudes doivent être intégrées à l'analyse que fait l'ingénieur sur ses résultats de calcul.

Il est proposé d'exposer l'état de l'art et du savoir-faire actuel, illustré par les résultats des derniers benchmarks : calculs dynamiques (interaction fluide-structure et frontières absorbantes), calculs non-linéaires (fissuration, gonflement du béton), analyse de risque (probabiliste).

ABSTRACT

The Committee A of ICOLD is dedicated to numerical analysis of dams. Since its creation in 1989, it has produced several ICOLD bulletins, and organizes every 2 years a benchmark workshop. Each Benchmark usually focuses on 3 themes (e.g. concrete dam, embankment dam, and a subject relative on earthquake). Recently a free theme, and probabilistic analyses were introduced.

Current calculation methods allow to quantify more and more complex problems, especially to model old existing dams and to explain observed irrecoverable displacements. Materials laws are more and more accessible, and it should be paid attention to validate calculation methods or to control the results. The evolution of the subjects covered by the Benchmarks Workshops is representative of the concerns and know-how of the Profession; the complexity of modeling is increasing. The works of the committee also allow us to analyse dispersion of the models results on a well defined subject. These uncertainties must be incorporated into the engineer's analysis of his calculation results.

It is proposed to expose the state of the art and the current know-how, illustrated by the results of the latest benchmarks: dynamic calculations (fluid-structure interaction and radiative boundaries), non-linear calculations (cracking, swelling of concrete) and risk analysis (probabilistic).

1. INTRODUCTION

Le comité A est dédié aux méthodes de calcul pour les barrages. Créé en 1989, il traduit l'évolution révolutionnaire apporté par les ordinateurs, associés au développement de nouveaux algorithmes de calcul (en particulier la méthode aux éléments finis).

Le travail du comité A s'articule autour de deux axes majeurs :

- L'organisation d'ateliers de calcul, qui ont lieu tous les deux ans ;
- La rédaction de bulletins techniques relatifs aux modélisations numériques. Trois bulletins ont été publiés (94 : logiciels de calcul des barrages validation, 122 : procédure des calculs des barrages, et 155 : du bon usage des modèles de calcul dans l'ingénierie des barrages).



Depuis la création du comité, l'usage des modèles numériques a fortement évolué :

- L'accès au modèle numérique a été facilité : de nombreux logiciels commerciaux intègrent des modules de prétraitement maillage, des bibliothèques de lois non-linéaires nombreuses, des algorithmes de résolution optimisés ;
- Les serveurs de calculs sont de plus en plus puissants, ce qui permet d'envisager des analyses numériques de plus en plus détaillées, avec des maillages de plus en plus fins, et un nombre d'itérations de plus en plus important.

Cette facilité apparente est trompeuse, et le retour d'expérience lors des benchmarks montre que malheureusement les erreurs ne sont pas inexistantes.

Cette transition s'est accompagnée d'une évolution dans le travail du comité A. Le premier bulletin s'attache à la validation des logiciels de calculs, le dernier aux pièges liés à des modèles parfois trop compliqués.

2. DES CALCULS LINEAIRES AUX CALCULS NON-LINEAIRES : UNE REPRESENTATION QUI RESTE UNE SIMPLIFICATION DE LA REALITE

Les modèles aux éléments finis ont été une révolution dans le calcul numérique. Couplés à la puissance naissante des ordinateurs, ils permettent alors la résolution en contraintes et déplacements d'une structure de géométrie quelconque. Cette méthode reste largement utilisée dans la vérification des ouvrages de génie civil et des barrages en particulier. Les développements récents concernent l'amélioration et le développement de lois de comportement et d'algorithmes de résolution. La préparation des modèles (prétraitement) a été également grandement améliorée. Bien que d'apparence plus moderne, les post-traitements proposés par défaut ne sont généralement pas suffisants sur nos ouvrages, et plusieurs ingénieries ont développé leurs propres outils (cf. Figure 2 et Figure 3) : il s'agit en effet de comprendre comment transitent les efforts internes, et la visualisation à la fois de leur intensité et de leur direction est importante. Des sorties de calcul (chargements, mauvaise convergence, etc...), en facilitant le contrôle de la cohérence entre contraintes, déplacements, et enchainements lors des différentes étapes de calculs (chargements unitaires, calculs linéaires puis non linaires). A titre d'exemple, les sorties de calcul qui sont historiquement utilisées – et jusqu'à présent inégalées – concernent les « rosettes de contrainte » correspondant à l'affichage des contraintes principales (en orientation et intensité), ou encore les « queues de cerise » affichant la contrainte normale et de cisaillement le long d'une discontinuité. La diminution de la taille avec en

corollaire l'augmentation du nombre des éléments finis a tendance à rendre plus confus les sorties de calculs, et de nombreux code se contentent d'afficher une cartographie en couleur, insuffisant dans le cadre des barrages-voûtes par exemple.



Figure 2 : visualisation des contraintes principales, et de leurs directions



Figure 3 : visualisation des contraintes normales (cercles) et de cisaillement (flèche) au droit d'un joint [5]

Les premiers logiciels de calcul ont souvent été développés par les ingénieries ou les universités, comme peut le montrer la liste des logiciels utilisés lors du premier benchmark calcul [4]. Les ingénieurs en charge des modèles numériques avaient ainsi souvent contribué au développement des logiciels de calcul. Les logiciels étaient également souvent spécifiques à des domaines ou des types d'ouvrages. Actuellement les logiciels étant principalement des produits commerciaux, généralistes, le rapport des ingénieurs aux modèles a évolué : de développeurs, ils sont devenus utilisateurs. Les premiers calculs des barrages-voûtes ont été réalisés par des ingénieurs numériciens, très au fait des méthodes numériques, à l'aide d'hypothèses simples mais robustes. Les problématiques concernaient davantage la validation des logiciels naissants que des résultats eux-mêmes. Devenus plus faciles d'accès, avec des lois non-linéaires nombreuses et des puissances de calcul importantes, les modèles non-linéaires se sont multipliés. Les calculs non-linéaires ont permis des avancées dans la modélisation des mécanismes physiques en jeu et ont conduit vraisemblablement à des modèles plus réalistes. Toutefois, les modèles non-linéaires introduisent une grande complexité ne serait-ce que par le grand nombre de paramètres à définir, sans que l'ensemble de ces paramètres puisse être mesuré ou mesurable.

Les enjeux concernent la validation des résultats (le calcul a-t-il convergé ?), la pertinence des lois de comportement utilisées (sont-elles représentatives des mécanismes physiques ?), le choix et l'ordre d'application des chargements, ou la sensibilité des résultats à des paramètres qu'il est parfois difficile de mesurer.

Ce discours a certes été énoncé à de nombreuses reprises, mais le retour d'expérience des benchmarks montre malheureusement qu'il reste d'actualité. L'exemple ci-dessus illustre la déformée de la console de clef d'un barrage voûte soumis à la pression hydrostatique. Le graphique de gauche est extrait du premier benchmark, avec un modèle linéaire [4]. Le graphique de droite a été publié lors du benchmark de Stockholm en 2017 [5]. Un des objectifs de ce dernier modèle était de reproduire la fissuration de l'ouvrage. La dispersion des résultats est très importante – sans oublier quelques erreurs flagrantes en partie gauche du graphique – et illustre le nombre de choix auxquels est confronté le modélisateur. Par exemple, pour modéliser la fissuration du béton, le modélisateur doit répondre aux questions suivantes : la fissuration est-elle diffuse ou discrète ? quelle est la résistance en traction ? Comment sont relâchées les contraintes de traction - de manière brutale, adoucissement linéaire, exponentiel (cf. Fig.5) ? Quel est le comportement en cisaillement d'une fissure ouverte – rupture, modification de la rigidité ? Quel est le comportement de la fissure en cas de réorientation des contraintes ? La réponse est d'autant moins évidente, que le comportement de la structure peut évoluer dans le temps : la déformée du barrage mesurée à travers l'auscultation est donnée pour l'hiver 1991 (trait bleu en pointillé) et l'hiver 2011 (trait bleu continu). Les fissures apparaissent progressivement.



Figure 4 : déplacements de la console de clef. A gauche : analyse linéaire [4], A droite : calculs non-linéaires [10]. Les axes des deux graphiques sont inversés l'un par rapport à l'autre.



Figure 5 : exemple de comportement possible en traction [6]

Il est intéressant de noter que si l'on sélectionne uniquement les résultats des bureaux d'études qui justifient une expérience conséquente dans le calcul des barrages-voûtes, les résultats sont beaucoup plus restreints, sans doute par des réflexes acquis à travers les nombreuses modélisations dans le choix des paramètres de convergence des calculs, les lois de comportement utilisées et les hypothèses, permettant de déterminer rapidement quels sont les paramètres clefs qui influencent le plus les résultats de la modélisation, et sont représentatifs de la structure étudiée.

Face à ces défis, le modélisateur s'aidera des recommandations énoncées dans le bulletin 155 (qui date pourtant de 10 ans), où une modélisation par étapes est suggérée, en partant d'un comportement linéaire, permettant une compréhension qualitative du comportement de la structure et des mécanismes de rupture (calcul linéaire), et ensuite de quantifier les adaptations (calcul non-linéaire).

Les paramètres numériques dépendront également de l'objectif recherché : ainsi un modèle devant aider à l'interprétation des mesures d'auscultation cherchera à reproduire au mieux le comportement mesuré, tandis qu'un calcul pour la justification des barrages tiendra compte également du vieillissement potentiel de l'ouvrage (résistance à la traction nulle par exemple).

Pour finir, le modélisateur doit rester conscient que les modèles numériques, aussi évolués soient-ils, ne constituent qu'une approximation de la réalité, et qu'il doit rester prudent dans l'interprétation des mesures.

Le bulletin 155 [3] met d'ailleurs en garde :

« [...] les modèles aux éléments finis non-linéaires sont capables de considérer les propriétés non élastiques du barrage et de sa fondation, la pression d'eau dans le béton et le rocher, la fracturation hydraulique et les aspects dynamiques. Ils donnent une image plus réaliste des phénomènes physiques au prix d'un calcul plus complexe et de données plus fournies. Le concepteur doit garder à l'esprit que les modèles non-linéaires complexes ne fournissent pas toujours de meilleures solutions que les plus simples modèles élastiques. En fait, le modèle le plus sophistiqué n'est jamais qu'une approximation de la réalité, et les différences entre celui-ci et le monde physique sont d'autant moins évidentes que les mécanismes invoqués sont complexes. »

3. FIABILITE DES MODELES NUMERIQUES

Le bulletin 122 [2] dresse un tableau de la fiabilité des méthodes de calcul vis-à-vis des différentes problématiques rencontrées.

Les paragraphes ci-dessous détaillent quelques évolutions des modèles numériques et des discussions, reposant sur les résultats de benchmarks de calcul.

3.1. Analyses thermiques : les calculs limités par un manque de données historiques

L'analyse thermique des barrages a été abordée par plusieurs benchmarks.

Un chargement thermique se traduit par une déformation imposée $\epsilon = \alpha (T_{finale} - T_{initiale})$. Il faut donc connaître trois paramètres : le coefficient de dilatation thermique α , le champ de température initial, et le champ de température final, correspondant à l'instant où l'on souhaite étudier le comportement de la structure.

Les coefficients de dilatation thermique sont relativement bien connus, et peuvent être déterminés de manière efficace à partir des données d'auscultation, par exemple en réalisant une analyse HST puis un calage sur les déplacements réversibles.

Les températures finales correspondent généralement à un hiver ou un été jugé représentatif. Du fait de l'épaisseur importante des ouvrages, l'estimation des champs de température doit tenir compte de l'inertie thermique de l'ouvrage. La plupart des analyses numériques sont réalisées à partir de calculs transitoires et permettent d'obtenir un état thermique du barrage relativement représentatif du barrage.

En revanche la température initiale est souvent mal connue, faute de données historiques, ou dépendant de phénomènes complexes. Cette température initiale correspond au champ de température du barrage, à partir duquel les variations thermiques modifient les contraintes. Par exemple pour un barrage-voûte, la température initiale correspond à l'état thermique au moment du clavage de l'ouvrage. Ce champ thermique n'est vraisemblablement ni uniforme spatialement (le refroidissement dépend de la date de bétonnage, de l'épaisseur des levées, et éventuellement du refroidissement mis en place), ni uniforme dans l'épaisseur du barrage.

La détermination du champ de température initial et des contraintes associées a fait l'objet du thème A en 2009 [7], Paris. Le modèle représentait l'ensemble des reprises de bétonnage. Il était demandé de prendre en compte les conditions thermiques extérieures, ainsi que l'élévation de température lors de la prise du béton (loi imposée). Lors du couplage thermomécanique, une augmentation du module d'Young avec la maturité du béton a été prise en compte (loi définie par l'énoncé).



Figure 6 : Vue du maillage incluant l'ensemble des reprises de bétonnage, et estimation des contraintes aux points de contrôle par l'ensemble des participants [7].

L'estimation du champ thermique initial calculé par l'ensemble des participants est relativement homogène, les hypothèses thermiques étant bien définies dans l'énoncé. En revanche, les contraintes calculées marquent des différences de l'ordre du MPa, correspondant à l'ordre de grandeur des contraintes calculées.

Certains modèles n'ont pas réussi à prédire la fissuration au jeune âge qui est apparue sur le barrage.

Cette modélisation très fine de la construction nécessite un effort de modélisation très conséquent, pour des résultats d'un intérêt limité : les incertitudes sur l'élévation de température et l'évolution de la rigidité du module d'Young restent importantes, et les résultats ne sont pas nécessairement plus précis que la prise en compte d'une température de clavage uniforme.

3.2.Comportement du béton

3.2.1. Gonflement

Le gonflement du béton a été abordé à Valence (2011), à travers le thème A [8].

Plusieurs lois de gonflement ont été utilisées par les différents participants, parfois simplifiées, et pour certains avec couplage avec la loi de Larive [9].

Lorsque les modèles étaient bien calés, l'ensemble des lois a permis de reproduire de manière satisfaisante les déplacements mesurés par l'auscultation. Les résultats des modèles simplifiés (avec peu de paramètres d'entrée) n'étaient pas moins bons que ceux des modèles complexes.

Les contraintes calculées par les différents participants révèlent quelques surprises, y compris dès l'initialisation des contraintes et au premier remplissage du barrage, avant application du gonflement. Néanmoins, 6 participants (sur 12) obtiennent des résultats globalement cohérents entre eux.



Figure 7 : contraintes d'arc à mi-hauteur après remplissage, et après gonflement, calculées pour les différents participants [8]

Ces résultats illustrent vraisemblablement que l'estimation du comportement soumis à gonflement est à la portée des modèles actuels, mais que les erreurs sont faciles. Un calage sur l'auscultation (et idéalement sur des mesures de contraintes) est recommandé.

3.2.2. Fissuration du béton

La prédiction et la modélisation de la fissuration du béton ont été abordées dans plusieurs benchmarks de calculs. Plusieurs questions ont été soulevées.

- La prédiction de ces fissures, en discutant du choix des chargements et des lois de comportement. En particulier, un des objectifs de la modélisation thermique réalisée à Paris 2003 (§ 3) était de prédire les fissures qui sont apparues au jeune âge sur le barrage, avec des résultats variables ;
- La modélisation des fissures et leurs impacts sur l'ouvrage, en particulier à travers le thème A de Stockholm [10]. Un des objectifs était d'analyser la sensibilité des résultats en fonction du comportement en traction retenu par les différents participants (cf. Figure 45). Les résultats en déplacement sont très sensibles et dépendent non seulement de la loi de comportement choisie, mais également du choix fait sur les paramètres liés à la convergence du calcul non-linéaire la convergence est atteinte rapidement en contraintes, plus difficilement en déplacement. Néanmoins, la plupart des modèles reproduisent qualitativement le réseau de fissure observé, et les principales adaptations de la voûte. Il resterait aux modélisateurs à conclure si les hypothèses choisies sont conservatives vis-à-vis de l'objectif recherché.

3.3.Remblais

Différents sujets ont été abordés au cours des derniers benchmarks :

 la modélisation de l'érosion d'un remblai suite à un déversement, un modèle physique réduit ayant été réalisé par un laboratoire (Valence 2011 [11]). Il n'y a eu que peu de participants. La problématique liée à l'érosion reste difficile à aborder par la modélisation, et le dimensionnement se base principalement sur des méthodes empiriques; • la modélisation d'un CFRD, dont l'objectif était de prédire la fissuration du masque amont (Paris, 2009 [12]). Les nonlinéarités sont nombreuses : mise en place par couches, comportement des remblais, comportement de l'interface remblais / dalle en béton, comportement des joints entre plots du masque. L'état de contrainte dans l'ouvrage est globalement bien représenté, mais les contraintes calculées dans la dalle amont varient énormément d'un modèle à l'autre (Figure 8).



Figure 8 : (Paris 2009, barrage de Mohale)) contraintes verticales (à gauche) et contraintes dans le masque (à droite) calculées à l'issue du remplissage du réservoir, après calibration des modèles sur les mesures d'auscultation [12].

3.4.Séismes

Les possibilités de modélisation aux séismes ont fortement évolué les dix dernières années, en particulier pour modéliser les interactions fluide-structure et sol-structure.

Actuellement la plupart des ingénieries sont en mesure de prendre en compte les interactions fluide-structure avec une modélisation de la retenue (avec ou sans prise en compte de la compressibilité de l'eau) et ne sont plus restreintes à la méthode de Westergaard. L'apport de cette modélisation est variable d'un ouvrage à l'autre. Cet aspect a été traité à Graz (2013) [13], Lausanne (2015)[14] et Stockholm (2017)[5], pour respectivement deux barrages-voûtes et un barrage poids-voûte.

L'interaction fluide-structure engendre 3 mécanismes :

- la modification de la fréquence des modes propres de l'ouvrage ;
- des surpressions hydrodynamiques ;
- une dissipation de l'énergie.



Figure 9 : modes propres d'un barrage voûte avec l'interaction fluide structure (Thème A, Graz 2013 [13])

La Figure 9 représente une comparaison de certains résultats de Graz. La fréquence du mode fondamental est cohérente pour l'ensemble des participants, quelle que soit la méthode choisie pour tenir compte de l'interaction fluide structure. Pour l'ensemble des modes, l'hypothèse de Westergaard donne des fréquences très proches d'une modélisation par fluide compressible. L'hypothèse d'un fluide incompressible donne des fréquences un peu plus élevées. Les enveloppes de contraintes calculées sont similaires quelles que soient les hypothèses considérées. Il semblerait que la modélisation de l'interaction fluide-structure ait un impact plus important sur les barrages-poids (la dissipation de l'énergie est importante) que pour les barrages-voûtes.

Les cas de modélisation de l'interaction sol-structure avec des frontières absorbantes sont également de plus en plus nombreux dans les publications. Les frontières absorbantes ont été abordées à Stockholm (thème B). Ces derniers modèles permettent d'améliorer leur représentativité physique. Ils nécessitent en revanche des efforts de modélisation et de contrôle plus soutenus (paramètres des frontières absorbantes, déconvolution du signal sismique...). Ils permettent de tenir compte d'une dissipation importante apportée par l'interaction fluide-structure. Cette interaction semble plus importante pour les barrage-poids (amortissement équivalent pouvant atteindre 15 à 20 %) que pour les barrages-voûtes (parfois 5%).

4. DES MODELES PROBABILISTES EN APPUI DES ANALYSES DE RISQUES

Les modèles probabilistes sont apparus dans les thèmes du benchmark à Valence (2011) [15]. Leur objectif est de déterminer la défaillance d'un ouvrage non pas à travers un facteur de sécurité pour un jeu de données fixé (modèle déterministe), mais à travers un calcul de probabilité en considérant les données d'entrée comme des variables aléatoires.

Un tirage aléatoire des données d'entrée est réalisé et, pour chaque tirage, il est vérifié la défaillance ou non de la structure. Ces modèles sont pour l'instant limités à des modèles relativement simples pour lesquels il est possible de réaliser un grand nombre de calculs. Des recherches sont en cours pour les étendre à des modèles plus élaborés.

Le premier thème (Valence, 2011) [15] a étudié la stabilité d'un barrage-poids, sous poids propre et différents niveaux d'eau, avec prise en compte ou non de la défaillance du rideau de drainage. La première étape concernait un calcul déterministe, et les suivantes les modèles probabilistes.

Des différences significatives apparaissent pour la plupart des benchmarks entre les résultats des différents participants. Cependant, des différences sont également apparues pour les calculs déterministes à Valence – traduisant sans doute certaines erreurs de calculs, qui ne sont pas liées à la méthode.

Actuellement, ces modèles peuvent guider les maîtres d'ouvrage pour hiérarchiser les priorités de travaux à réaliser, et n'ont pas d'applications réglementaires relatives à la vérification intrinsèque de la stabilité ou de la résistance des ouvrages. Les résultats très différents entre eux observés lors des différents benchmarks soulignent que les questions soulevées par les modèles déterministes (représentativité et fiabilité) concernent également ces modèles probabilistes – la multiplication des calculs rend utopique la vérification de l'ensemble des résultats. Cela nécessite plus que jamais des modèles fiables et robustes.



Figure 10 : Valence 2011, facteur de sécurité (gauche) et probabilité de rupture (droite), calculée pour différents niveaux d'eau [15].

5. CONCLUSIONS

Le développement de la puissance des ordinateurs et des logiciels de calcul rend plus facile d'accès la réalisation de modèles complexes. Des problématiques telles que le gonflement, la prise en compte de la fissuration ou des calculs sismiques plus réalistes qui étaient autrefois hors de portée de la modélisation peuvent être analysées via des modèles numériques.

Les bulletins rédigés par le comité A de la CIGB donnent des recommandations pour éviter les principales erreurs. Les benchmarks de calcul permettent également de juger de la maturité et de la fiabilité des modèles numériques pour résoudre certaines problématiques.

Bien que les modèles simples continuent, dans beaucoup de cas d'étude, d'être des outils robustes et performants pour étudier le comportement des barrages et doivent être considérés comme la référence, les modèles complexes peuvent apporter un gain significatif, en particulier pour les ouvrages anciens, parfois pathologiques. Néanmoins, plus un modèle est complexe, plus le risque d'erreur augmente : l'utilisation des modèles complexes doit donc s'accompagner d'un contrôle renforcé et d'un sens critique poussé. Dans tous les cas, le contrôle des calculs par des mesures in-situ reste recommandé quel que soit le type de modèle utilisé.

6. REFERENCES

- [1] Bulletin 94 : logiciels de calcul des barrages validation, CIGB
- [2] Bulletin 122 : procédure des calculs des barrages, CIGB
- [3] Bulletin 155 : du bon usage des modèles de calcul dans l'ingénierie des barrages, CIGB
- [4] Theme A, The linear-elastic computation of a double curvature arch dam with its foundation under self-weight, hydrostatic load, thermal loads", 1st ICOLD Benchmark Workshop on numerical analysis of dams, Bergamo 1991
- [5] Theme B: Static and seismic analysis of an arch-gravity dam, 14th ICOLD Benchmark Workshop on numerical analysis of dams, Stockholm 2017
- [6] Notice Diana 10.2
- [7] Theme A, Initial strain and stress development in a thin arch dam considering realistic construction sequence, 10th ICOLD Benchmark Workshop on numerical analysis of dams, Paris 2009
- [8] Theme A, effect of concrete swelling on the equilibrium and displacements of an arch dam, 11th ICOLD benchmark workshop on numerical analysis of dams, Valencia, 2011
- [9] C. Larive, Apports combinés de l'expérimentation et de la modélisation à la compréhension de l'alcali-réaction et de ses effets mécaniques. Monographe LPC, Laboratoires des Ponts et Chaussées, Paris, ,1998.
- [10] Theme A, Thermal cracking of a concrete arch dam, 14th ICOLD Benchmark Workshop on numerical analysis of dams, Stockholm 2017
- [11] Theme B, Simulation of the behavior of prototypes of rockfill dams during overtopping scenarios. Seepage evolution and beginning of failure, 11th ICOLD benchmark workshop on numerical analysis of dams, Valencia, 2011
- [12] Theme B, Analysis of a concrete face rockfill dam including concrete face loading and deformation, 10th ICOLD Benchmark Workshop on numerical analysis of dams, Paris 2009
- [13] Theme A, Fluid Structure Interaction, Arch Dam Reservoir at Seismic Loading, 12th ICOLD benchmark workshop on numerical analysis of dams, Graz, 2013
- [14] Theme A, Seismic safety evaluation of a concrete dam based on guidelines, 13th ICOLD benchmark workshop on numerical analysis of dams, Lausanne, 2015
- [15] Theme C, Estimation of the probability of failure of a gravity dam for the sliding failure mode, 11th ICOLD benchmark workshop on numerical analysis of dams, Valencia, 2011

METHODOLOGIE POUR L'EVALUATION STOCHASTIQUE DES PERFORMANCES STRUCTURELLE ET FONCTIONNELLE DES BARRAGES EN BETON SOUS INCERTITUDES

Methodology for stochastic assessment of the structural and functional performances of concrete dams under uncertainties

Frédéric DUFOUR, David BOUHJITI, Julien BAROTH

Univ. Grenoble Alpes, CNRS, Grenoble INP¹, 3SR, F-38000 Grenoble, France <u>frederic.dufour@3sr-grenoble.fr</u>; <u>david.bouhjiti@3sr-grenoble.fr</u>; <u>julien.baroth@3sr-grenoble.fr</u>

MOTS CLEFS

Béton, confinement, Thermo-Hydro-Mécanique, fissuration, éléments finis stochastiques, surfaces de réponse

KEY WORDS

Concrete, containment, Thermo-Hydro-Mechanical, cracking, stochastic finite elements methods, response surface

RÉSUMÉ

La modélisation du comportement Thermo-Hydro-Mécanique (THM) des grands ouvrages en béton, en particulier ceux avec un rôle de confinement (barrages, réservoirs, etc.), doit tenir compte des hétérogénéités du matériau béton, des incertitudes associées à son comportement multiphasique complexe et de la variation spatio-temporelle intrinsèque de ses propriétés et des chargements THM appliqués. Ces aléas affectent fortement la réponse structurale des ouvrages massifs, notamment en termes de fissuration et de perméabilité, et conditionnent leur conformité aux critères réglementaires, leur réparation et leur durée d'exploitation. Dans cette contribution, une méthodologie basée sur des éléments finis stochastiques est déployée pour modéliser physiquement et efficacement les couplages probabilistes non linéaires dans le comportement THM des grands ouvrages. En particulier : (a) la fissuration du béton sous chargement THM est modélisée par un modèle d'endommagement stochastique vieillissant, local et régularisé en énergie tenant compte des effets d'échelle, (b) la distribution spatiale des propriétés du béton est introduite par des champs aléatoires auto-corrélés discrets et projetés et (c) la propagation d'incertitudes THM est analysée moyennant des approches d'analyse de sensibilité adaptatives et de couplage probabiliste basés sur les Méthodes de Surfaces de Réponses. Cela permet d'améliorer la prévision de la fissuration et de mieux prévoir, dans un temps de calcul raisonnable, le risque de non-conformité réglementaire en termes de densité et d'ouverture de fissures. Le potentiel d'une telle approche dans le contexte de la sureté des barrages en béton est important pour, entre autres, les risques (a) d'apparition d'ettringite secondaire à partir de la distribution de probabilité de pic de température au jeune âge et (b) de fissuration en pied amont de barrage avec une distribution de probabilité d'ouverture.

ABSTRACT

The modelling of the Thermo-Hydro-Mechanical (THM) behaviour of large concrete structures, especially those with a containment role (dams, reservoirs, etc.), should account for the concrete heterogeneities, the uncertainties associated with the complexity of its multi-phasic behaviour, the intrinsic spatiotemporal scattering of its properties and the variability of the applied THM loads. Such uncertainties strongly affect (a) the structural response of massive structures in terms of cracking and tightness, (b) their maintenance and repair operations' planning and (c) their operational lifespan. In this contribution a global FE- based stochastic methodology is presented to allow physically representative and efficient nonintrusive probabilistic coupling of strongly nonlinear and numerically expensive THM models describing large concrete structures' behaviour. In particular: (a) concrete cracking is modelled using a stochastic, local and energy regularized damage model accounting for size effects, (b) the spatial heterogeneity of properties is modelled using discretized and projected Random Fields and (c) uncertainties propagation is computed using non-intrusive probabilistic coupling based on Surface Response methods. Eventually, and without inducing hefty costs, this improves the prediction of concrete cracking risk both qualitatively and quantitatively and facilitates the reliability analysis and regulatory criteria conformity tests. The potential for such approach is clearly foreseeable for dams' safety assessment (the risk of Delayed Ettringite Formation (DEF) based on the Cumulative Density Function of the peak temperature at early age, the risk of concrete cracking at the up-stream base of the dam and the CDF of its associated opening, etc.).

¹ Institute of Engineering Univ. Grenoble Alpes

1. INTRODUCTION

1.1 Problématique et enjeux industriels

La durabilité des grands ouvrages en béton dépend fortement du vieillissement du matériau et de l'évolution temporelle de ses propriétés sous différentes sollicitations Thermo-Hydro-Mécaniques (THM). Particulièrement, pour les structures avec un rôle de confinement (barrage et réservoirs, etc.), les performances structurelles de résistance aux sollicitations de service et fonctionnelles d'étanchéité sont étroitement reliées à l'endommagement induit par les chargements THM qui réduisent la rigidité et le confinement structurels. Le sujet est davantage prégnant tenant compte des incertitudes associées :

(a) Au comportement complexe multiphasique et multi-physique du béton dans les grandes structures [1] : le béton, comme tous les matériaux, est par nature en déséquilibre thermodynamique permanent. Plusieurs mécanismes se mettent alors en place afin de tendre progressivement vers un état stable et équilibré entre les différentes phases (air, liquide, vapeur) constituantes du béton et leur environnement avoisinant. Or, étant donné les changements perpétuels de l'environnement, cet état d'équilibre est difficilement atteignable. Cela induit un effet de "vieillissement" sur les propriétés du béton et sur la réponse structurale aux chargements THM appliqués. Parmi les différents processus associés au vieillissement, il existe :

• L'hydratation au jeune âge accompagnée par des augmentations importantes de température et des gradients de déformations (entre le cœur du béton et ses bords libres) d'origine thermique et chimique induisant de la fissuration (en fonction des conditions aux limites). En fin d'hydratation, le cœur du béton peut être soumis à des contraintes de traction qui peuvent, si importantes, induire de la fissuration. A titre illustratif, c'est le cas d'une levée de béton frais coulée sur un substrat plus rigide (fondation rocheuse ou levée précédente). Ces fissures seront, si non bouchées dans leur intégralité, des chemins privilégiés d'écoulement et conditionnent, durant toute la durée d'exploitation, la stabilité mécanique de l'ouvrage (e.g., risque de soulèvement par poussée de l'eau infiltrant entre le rocher et le béton fissuré [2]). La montée en température peut affecter la stabilité chimique (e.g., risque d'endommagement par gonflement suite au développement de l'ettringite secondaire quand le pic de température au jeune âge dépasse les 65°-70°C et le niveau de saturation est important [3]).

• Les déformations différées irréversibles liées à la nature viscoélastique et multiphasique du béton [4]. Parmi ces déformations, et sous conditions de superposition des effets des phénomènes de vieillissement, il existe le fluage du béton (sous poids propre, contraintes résiduelles, efforts de précontrainte, poussée de l'eau, etc.) et son retraitgonflement par séchage-humidification sous flux hydriques variables dans le temps. Etant sensibles à la température, à l'humidité relative et au niveau de contrainte appliquée, ces déformations peuvent être à l'origine de moments de flexion supplémentaires au niveau de l'ouvrage. En effet, dans le cas d'un barrage, de forts gradients thermiques (et hydriques) sont observés entre le haut et le bas de l'ouvrage et entre ses faces amont et aval [5]. Le comportement différé est donc hétérogène dans la structure, ce qui pourrait éventuellement affecter sa tenue mécanique.

• (Bien qu'ils ne soient pas considérés dans cette contribution) Les gonflements pathologiques associés aux Réactions Alcali-Granulats, sulfatiques, lixiviation, ...

(b) Aux variations spatio-temporelles intrinsèques de ses propriétés et des chargements THM appliqués [6] : le béton est par définition un matériau hétérogène. Cela induit naturellement une variabilité spatiale de ses propriétés et de leurs évolutions dans le temps. A titre illustratif, une variation de 10 % est associée au module de Young et à la résistance à la traction du béton et une variation deux fois plus importante est associée aux propriétés viscoélastiques. A cela s'ajoute la variabilité des chargements THM (pouvant atteindre 40 %) dans la structure (associées aux changements de saisons, à l'exposition au rayonnement solaire, à la variation du niveau de la retenue, etc.) qui mènent à une réponse locale hétérogène et souvent plus critique que celle globale en termes de performance fonctionnelle.

Ainsi, une modélisation numérique stochastique, tenant compte des incertitudes THM associées au béton et à ses chargements, s'impose afin de :

(a) accroître le caractère prédictif des modèles physiques THM et leur capacité à quantifier les risques associés à l'exploitation d'ouvrages stratégiques en béton dans des conditions normales ou accidentelles.

(b) Suivre, en temps réels, l'évolution de la performance de l'ouvrage (état d'endommagement, étanchéité ou autre) tout en lui associant un niveau de confiance donné par le biais d'une probabilité d'occurrence.

(c) Evaluer le risque de non-conformité aux critères réglementaires. Ce point dépendant du type d'ouvrage et de son exploitation n'est pas développé dans cette contribution présentant une méthodologie générique.

(d) Optimiser la stratégie de maintenance et planifier des actions de réparation préventives.

(e) Prévoir, à un niveau de fiabilité admissible, l'état de l'ouvrage réparé et sa durée d'exploitation opérationnelle.

1.2 Solutions proposées

En vue d'une modélisation THM stochastique fiable et robuste, la stratégie proposée dans cette contribution se décline en six étapes (Figure 1) [7] :

(a) Etablir une analyse fonctionnelle et structurelle de l'ouvrage afin de définir et identifier les sources de nocivité, les critères et marges de sûreté associés au fonctionnement normal ou accidentel.

(b) Définir des modèles numériques THM adaptés au comportement de l'ouvrage et à la complexité des problèmes physiques traités.

(c) Quantifier les incertitudes à l'échelle du matériau (variabilité intrinsèque spatiale des propriétés THM, erreurs sur la mesure, etc.) et celles liées au chargement (variabilité des conditions aux bords, des effets structuraux de bridage ou empêchement de déformations, etc.) en entrée du modèle THM retenu.

(d) Analyser la sensibilité du modèle (dont la validité est démontrée aux échelles de l'éprouvette et de la structure) aux incertitudes identifiées. Cela permet de cerner le domaine de validité du modèle, d'identifier les paramètres et phénomènes influents et, éventuellement, de justifier des simplifications du modèle ou le besoin de recourir à des descriptions plus complexes.

(e) Analyser les effets de propagation d'incertitudes sur la réponse THM simulée. Les modèles physiques retenus sont, généralement, fortement non-linéaires et très coûteux en temps de calcul. Cela nécessite le développement d'une approche probabiliste adaptée. Dans ce travail, les méthodes basées sur les surfaces de réponse adaptatives et sur les approches spectrales sont retenues pour définir des métamodèles THM et permettre l'application de la méthode de Monte Carlo à faible coût.

(f) Evaluer la conformité de l'ouvrage dans la durée aux critères de sûreté retenus, le besoin de travaux de réparation et la durée d'exploitation prévisionnelle future.



Figure 1 : Stratégie globale d'analyse stochastique THM des grands ouvrages en béton

2. MODELISATION THM STOCHASTIQUE

Dans cette partie, nous présentons les principales hypothèses de modélisation THM stochastique pour un calcul physiquement représentatif et numériquement peu coûteux. En particulier, sachant que les calculs de barrage en béton se font généralement dans un cadre élastique et que le risque de fissuration est souvent établi moyennant un ratio de contrainte principale maximale à la résistance à la traction du béton [8][9][10], un intérêt particulier est accordé à une modélisation plus élaborée de la fissuration et de ses effets sur les propriétés de transfert du béton sous incertitudes, notamment pour quantifier le risque de fissuration et permettre une description plus réaliste du comportement local après amorçage des fissures.

2.1 Le modèle THM

La modélisation THM retenue consiste à chainer les calculs Thermique, Hydrique et Mécanique respectivement [1] en distinguant la phase de jeune âge et celle du long terme (post-hydratation du béton).

2.1.1 Calcul thermique

Au jeune âge, le calcul thermique consiste à résoudre l'équation de la chaleur avec un terme source Q représentatif de la quantité de chaleur dégagée par hydratation du ciment (Eq. 1).

$$\dot{\beta}(T) - \nabla \cdot (\lambda_c \nabla T) = Q_{\infty} \tilde{A}(\alpha) e^{-\frac{E_{\alpha}^{21}}{RT(t)}}$$
 Eq. 1

avec T la température en °C, $\dot{\beta}(T)$ l'enthalpie thermique en J/m³, λ_c la conductivité thermique (J/s/m/°C), Q_{∞} la chaleur d'hydratation (J/m³), $\tilde{A}(\alpha)$ la fonction d'affinité associée à la cinétique d'hydratation, R la constante universelle des gaz parfaits (J/°C/mol), E_a^{th} l'énergie d'activation associée au processus d'hydratation (J/mol).

Une fois l'hydratation achevée, la réponse thermique sur le long terme est principalement pilotée par les conditions aux bords d'échange (convectif, radiatif, etc.). La stratégie de calcul thermique par volume élémentaire présentée dans [5] peut être utilisée afin de tenir compte des gradients thermiques structurels responsables des effets thermiques (effet principal contribuant aux déplacements totaux du barrage).

2.1.2 Calcul hydrique

La deuxième étape de calcul consiste à résoudre l'équation de chaleur descriptive de la diffusion de l'eau dans le béton (Eq. 2) moyennant un facteur global de diffusivité, prenant en compte le phénomène de thermo-activation et nécessitant un calage sur des essais expérimentaux, sous flux hydriques exprimés en humidité relative (conditions aux bords de type Neumann).

$$\dot{C_{w}} = \nabla \cdot \left(A_{w} e^{B_{w}C_{w}} \frac{T}{T_{ref}^{w}} e^{-\frac{E_{a}^{w}}{R} \left(\frac{1}{T} - \frac{1}{T_{ref}^{w}} \right)} \nabla C_{w} \right)$$
Eq. 2

avec C_w la teneur en eau évaporable en kg/m³, A_w et B_w coefficients de diffusivité identifiés par essais de séchage.

2.1.3 Calcul mécanique

La dernière étape de calcul consiste à résoudre les équations descriptives du comportement viscoélastique endommageable associé au béton. Le tenseur de déformation total est décomposé, par superposition des effets, en six parties (Eq. 3) : une composante élastique ε_{ELAS} , une thermique ε_{TH} associée à la variation de la température dans le temps, une de retrait endogène au jeune âge ε_{ES} reliée au taux d'hydratation, une de retrait de dessiccation ε_{DS} reliée à l'évolution de la teneur en eau, une de fluage propre ε_{BC} et une dernière de fluage de dessiccation ε_{DC} descriptive du caractère viscoélastique du béton de partiellement saturé à saturé conformément au modèle rhéologique vieillissant et thermo-activé de Burgers [1].

$$\varepsilon_{\text{TOT}} = \varepsilon_{\text{ELAS}} + \varepsilon_{\text{TH}} + \varepsilon_{\text{ES}} + \varepsilon_{\text{DS}} + \varepsilon_{\text{BC}} + \varepsilon_{\text{DC}}$$
Eq. 3

Pour décrire la fissuration du béton, un modèle d'endommagement local, unilatéral, régularisé en énergie et basé sur un critère de déformation est retenu [11] (Eq. 4). Les ouvertures de fissures w_{ck} sont directement déduites à partir du champ de déformation via l'Eq. 5.

$$\boldsymbol{\sigma} = (1 - d) \mathbf{C_0} : \boldsymbol{\varepsilon}$$
 Eq. 4

$$w_{ck} = h_{EF} d \left(\boldsymbol{\varepsilon}_{ELAS,I} + \boldsymbol{\varepsilon}_{BC,I} + \boldsymbol{\varepsilon}_{DC,I} \right)$$
Eq. 5

avec d la variable d'endommagement entre 0 et 1, C_0 le tenseur de rigidité initiale en l'absence d'endommagement, h_{EF} la taille caractéristique des éléments finis fissurés, $\epsilon_{ELAS,I}$, $\epsilon_{BC,I}$, $\epsilon_{DC,I}$ les déformations principales maximales élastique, de fluage propre et de dessiccation respectivement.

Finalement, les effets d'échelle énergétique et statistique sont pris en compte respectivement en : (a) Définissant une loi d'échelle probabiliste basée sur la théorie de Weibull [12] permettant de relier la résistance à la traction R_t au volume effectif sollicité $V = V_{eff}$ (Eq. 6). Plus le volume sollicité V_{eff} est important moins est importante la résistance à la traction et, par conséquent, plus important est le risque de fissuration.

$$R_{t}(V) = \left(\frac{V_{eff}}{V_{ref}}\right)^{-\frac{1}{m}} R_{t,ref}$$
 Eq. 6

avec $R_{t,ref}$ la résistance à la traction d'un volume de référence donné V_{ref} et m le module de Weibull.

(b) Associant les propriétés mécaniques (particulièrement le module de Young) à des champs aléatoires auto corrélés dont la valeur en un point dépend des valeurs voisines pondérées par une fonction de corrélation spatiale, discrétisés et projetés sur les éléments finis.

En résultat, la loi de comportement (σ , ε) est dépendante du volume soumis à des efforts de traction et est spatialement variable. Cela permet d'introduire de l'aléa au niveau du comportement simulé en phase élastique et en phase adoucissante ; ce qui se manifeste par une description plus réaliste de la fissuration en termes d'amorçage et de propagation aléatoire des fissures dans le temps et l'espace, notamment lorsque le chargement est quasi homogène. *A.08 - Méthodologie pour l'évaluation stochastique des performances structurelle et fonctionnelle des barrages en béton sous incertitudes page 88*

2.2 Le couplage probabiliste non intrusif

Dans cette partie, des méthodes stochastiques sont présentées en adéquation avec la complexité, le nombre important de paramètres et le coût des calculs THM à l'échelle structurelle [7]. Particulièrement, les méthodes de surface de réponse sont retenues pour faciliter l'accès à une description probabiliste des réponses THM d'intérêt. Cette méthode permet de développer un modèle analytique approché \widehat{M} permettant des calculs probabilistes de type Monte-Carlo sans pour autant modifier la structure du modèle THM aux éléments finis M permettant lui de construire une réponse plus réaliste mais forcément plus coûteuse.

2.2.1 Quantité discontinue dans le temps

Pour les quantités discontinues (dans l'espace car localisé ou dans le temps à l'amorçage) et bornées (par des considérations énergétiques), comme la fissuration du béton, les méthodes de surface de réponse adaptatives basées sur les plans d'expérience sont retenues car plus adaptées que les développements spectraux continus.

Afin de simplifier, la méthode proposée est présentée ici pour le cas 1D où un paramètre en entrée X varie entre deux bornes [a, b]. L'identification de la surface de réponse consiste à mener les calculs aux points X=a et X=b et de comparer les réponses simulées. L'ajout d'un point de calcul a<X=c
b est conditionné par deux éléments (Figure 2) :

(a) la différence des réponses aux bords. En effet, pour la même réponse aux points a et b, et sachant que la fissuration est de nature monotone en fonction du chargement appliqué, le même état de fissuration pour tout point X entre a et b est attendu. Toutefois, si réponses différentes, le point de transition du profil de fissuration au point a à celui du point b doit être strictement compris entre a et b, ce qui justifie l'ajout d'un point central c selon le principe de dichotomie. Cette analyse est itérée ensuite pour tout segment du domaine [a, b]. Etant donnée la nature adaptative du processus, le nombre de segment n'est pas connu a priori.

(b) le respect d'une condition de discrétisation spatiale maximale du domaine [a, b]. Par exemple, en se donnant un nombre maximal de segments dans le domaine [a, b] en visant une précision donnée du paramètre X.



Figure 2 : Méthode de surface de réponse adaptative basée sur les plans d'expérience (cas 1D)

Cet algorithme peut facilement être généralisé pour N paramètres en entrée, ce qui permet d'avoir N directions de discrétisations spatiales adaptatives.

2.2.2 Quantité continue dans le temps

Pour les quantités continues dans le temps (e.g., température, taux de saturation, déformations et contraintes loin des fissures, ouvertures de fissures post-amorçage, etc.), les développements spectraux, et plus particulièrement les chaos polynomiaux sont retenus [13]. Le principe consiste à approcher la réponse du modèle M sur un domaine donné par une combinaison pondérée par des coefficients y de polynômes $\Psi(X)$ (Eq. 7) adaptée à la distribution associée des paramètres dans l'espace Hilbertien (base polynomiale d'Hermite pour les distributions normales, de Legendre pour celles uniformes).

$$M \approx \widehat{M} = \sum_{\sum \alpha_i = 0}^{Q < \infty} y_{\alpha} \Psi_{\alpha}(X)$$
 Eq. 7

L'ordre de troncature Q peut être défini en fonction de l'erreur relative du métamodèle \widehat{M} et du modèle M en termes de moyenne, de variance, de temps de calcul, ... (ou une combinaison de critères) [13].

2.3 Exemples de validation

2.3.1 Enceintes de confinement des réacteurs nucléaires

Les enceintes de confinement sont des grands ouvrages en béton armé et précontraint dont le rôle fonctionnel consiste à confiner les substances radioactives et empêcher leur fuite dans l'environnement. Elles sont similaires aux barrages dans le sens où leur performance est définie par leur perméabilité [14] et leur durabilité est intégralement dépendante de leur état de fissuration et de vieillissement. Par ailleurs, la massivité, le niveau de charge permanent et le niveau de risque acceptable sont des caractéristiques communes. A titre illustratif, nous présentons l'étude probabiliste d'un bâtiment réacteur expérimental à l'échelle 1:3 (maquette VeRCoRs [15]). Le modèle numérique de cette maquette compte en entrée plus de 60 paramètres et la simulation du comportement structurel THM nécessite une dizaine d'heure de calcul. En appliquant la stratégie globale décrite dans la Figure 1, et après quantification des incertitudes des paramètres en entrée, une analyse de sensibilité de la réponse du modèle THM a été menée. Cela a permis de réduire la liste des paramètres THM influents à 15 seulement [7]. Ce sont ces paramètres (représentatifs de la thermo-hydratation, de la fissuration au jeune âge, du séchage, du fluage et de la perméabilité) qui ont été retenus pour la propagation d'incertitudes THM. Nous présentons ici deux exemples de résultats obtenus en appliquant les méthodes stochastiques définies dans la partie 2.3.

(a) Fissuration au jeune âge : Les levées des enceintes de confinement, particulièrement celles coulées sur des volumes relativement plus rigides, sont soumises au jeune âge à de forts retraits empêchés augmentant considérablement le risque de fissuration. Ci-après nous présentons le cas du gousset (1^{ère} levée du mur de confinement coulée sur le radier dans la Figure 3a). Suite à l'analyse de sensibilité, 4 paramètres sont retenus (la résistance à la traction, le module de Young, le coefficient de retrait endogène et celui thermique) comme influents sur la fissuration du béton au jeune âge (avec un coefficient de variation estimé à 10% et une distribution de nature lognormale). En utilisant le modèle THM précédent et en adoptant l'approche stochastique dans la partie 2.3.1, une surface de réponse à 4 dimensions est obtenue avec une précision associée à la déformation équivalente au sens du modèle d'endommagement [11] de 3 $\mu m/m$. Suite à l'application de l'approche adaptative, et après application de la méthode de Monte Carlo au méta modèle résultant, les profils de fissurations prédis (Figure 3b) par le modèle sont bien descriptifs de ceux observés sur site avec un gain en temps de simulation évalué à 50% (par rapport à un schéma non adaptatif). Cela permet de souligner l'intérêt du schéma adaptatif d'un point de vue numérique et l'importance relative des retraits empêchés et des propriétés mécaniques (surtout le seuil d'endommagement défini comme le ratio de la résistance à la traction au module de Young) vis-à-vis de la fissuration des ouvrages massifs.

(b) Ouverture de fissures en surpression : Sur le long terme, et suite aux pertes de précontrainte dues au séchage et au fluage du béton, les ouvertures de fissures du jeune âge se rouvrent sous les efforts de pressurisation. Ici, une surpression absolue de 0,52 bars est considérée. Suite à l'analyse de sensibilité, 4 paramètres sont retenus (diffusivité hydrique, contraintes tangentielles de surpression et de précontrainte, retrait de dessiccation) comme influents sur les ouvertures différées des fissures de jeune âge (avec des coefficients de variation de 20%, 50%, 50%, 10% respectivement et des distributions lognormales). En appliquant la méthode des chaos polynomiaux décrite dans la partie 2.3.2, et en considérant un ordre polynomial maximal de Q=3 (développement polynomial avec 56 termes identifiés par la méthode de projection avec 4 points de gauss [7]), le métamodèle obtenu approche la réponse par éléments finis avec une erreur absolue moyenne de 16 μm considérée comme acceptable par rapport à l'incertitude de mesure d'ouvertures de fissures sur site. Les fonctions de répartition obtenues (Fig. 3c) montrent une augmentation des ouvertures de fissure (140% en moyenne avec un coefficient de variation décroissant de 90% à 45%) dans le temps pendant les 6 années d'exploitation prévue de VeRCoRs. Ces résultats impactent directement l'étanchéité de l'ouvrage et sa capacité à respecter les critères réglementaires. En l'occurrence, pour VeRCoRs, il est prévu que son taux de fuite dépasse le seuil réglementaire, en moyenne, pendant la 5^{ème} année de service. En fin de vie, le risque de ce dépassement est estimé à 40% ; ce qui nécessite une planification de travaux de maintenance afin d'étanchéifier la maquette et réduire son taux de fuite au-dessous de celui imposé par la réglementation.



Figure 3 : (a) Vue 2D Axisymétrique de VeRCoRs et modèle EF du Volume Structurel Représentatif du gousset (b) Comparaison des résultats prédictifs du modèle et ceux observés sur site (c) Evolution de la fonction de répartition des ouvertures de fissure

2.3.2 Applicabilité aux barrages en béton

Dans le cas des barrages en béton, l'intérêt de la prise en compte de ces effets THM dans un cadre stochastique est évident afin de mieux prévoir l'endommagement dans le béton ou aux interfaces béton-rocher et de mieux évaluer les conséquences sur les propriétés de transfert. Parmi les quantités d'intérêt éventuelles :

(a) les températures de jeune âge, l'efficacité des dispositions de refroidissement, l'humidité relative dans le volume, etc. pour l'évaluation du risque de dégradation chimique par formation d'ettringite secondaire [3].

(b) les ouvertures du contact béton-rocher, les ouvertures de joints de plots ou de reprises de bétonnage, les fissurations avec développement de fuites, etc. pour l'évaluation du risque de non-stabilité ou de rupture [16].

3. CONCLUSIONS

Dans cette contribution une méthodologie globale THM stochastique est présentée en vue d'une meilleure modélisation prédictive de la fissuration et du vieillissement des grands ouvrages en béton, particulièrement les barrages et réservoirs. L'approche retenue est basée sur (a) un modèle THM chaîné et vieillissant, physiquement représentatif, intégrant les effets de jeune âge, de fluage, de séchage et les effets d'échelle et de structure pilotant la fissuration du béton (b) des couplages probabilistes basés sur les surfaces de réponses discrets adaptatifs ou continus par développement spectraux permettant d'accéder, à moindre coût, aux moments statistiques des grandeurs THM d'intérêts. L'applicabilité de cette méthode au cas des enceintes de confinement des réacteurs nucléaires a été démontrée avec succès, tant d'un point de vue de la représentativité physique que d'un point de vue méthodologique d'optimisation des coûts numériques. Le potentiel de la méthode vis-à-vis de l'amélioration des simulations prédictives du vieillissement des barrages en termes de stabilité et de durabilité est encourageant et mérite d'être exploré davantage pour des cas d'application réalistes et pour l'aide à la décision dès la phase de conception.

RÉFÉRENCES ET CITATIONS

- [1] D. E.-M. Bouhjiti, J. Baroth, M. Briffaut, F. Dufour, B. Masson. 2018. Statistical modelling of cracking in large concrete structures under Thermo-Hydro-Mechanical loads: Application to Nuclear Containment Buildings. Part 1: Random Field effects (reference analysis). Nuclear Engineering and design. 333: 196-223. DOI : 10.1016/j.nucengdes.2018.04.005
- [2] Comité Français des Barrages et Réservoirs. 2018. Recommandations provisoires pour la justification du comportement des barrages-voûtes. ISBN : 979-10-96371-07-5.
- [3] C. Pina. 2017. Expansive reactions in concrete dams in Portugal: the old and the new ones. Symposium annuel du Comité Français des Barrages et Réservoirs. Lien : barragescfbr.eu/IMG/pdf/symposium2017_09_pina_expansive_reactions_in_concrete_dams_in_portugal.pdf
- [4] C. Serra, A. L. Tavares de Castro. 2011. Creep of dam concrete evaluated from laboratory and in situ tests. Strain. 48(3): 241-255. DOI: 10.1111/j.1475-1305.2011.00818.x
- [5] M. Tatin, M. Briffaut, F. Dufour, A. Simon, J.-P. Fabre. 2018. Statistical modelling of thermal displacements for concrete dams: influence of water temperature profile and dam thickness profile. Engineering Structures. 165: 6-75. DOI: 10.1016/j.engstruct.2018.03.010
- [6] D. E.-M. Bouhjiti, M. C. Blasone, J. Baroth, F. Dufour, B. Masson, S. Michel-Ponnelle. 2018. Statistical modelling of cracking in large concrete structures under Thermo-Hydro-Mechanical loads: Application to Nuclear Containment Buildings. Part 2: Sensitivity analysis. Nuclear Engineering and design. 334(1): 1-23. DOI : 10.1016/j.nucengdes.2018.04.013
- [7] D. E.-M. Bouhjiti. 2018. Analyse probabiliste de la fissuration et du confinement des grands ouvrages en béton armé et précontraint. Mécanique des matériaux. Université Grenoble Alpes. Français. Lien : tel.archives-ouvertes.fr/tel-01926903/
- [8] M. Rita, E. Fairbairn, F. Ribeiro, H. Andrade, H. Barbosa. 2018. Optimization of mass concrete construction using a twofold parallel genetic algorithm. Applied sciences. 8(3): 399. DOI: 10.3390/app8030399
- [9] M. Azenha, R. Lameiras, C. De Sousa, J. A. O. Barros. 2014. Application of air cooled pipes for reduction of early age cracking risk in a massive RC wall. Engineering Structures. 62-63: 148-163. DOI: 10.1016/j.engstruct.2014.01.018
- [10] R. Luna, Y. Wu. 2000. Simulation of temperature and stress fields during RCC dam construction. Construction Engineering and management. 126(5): .DOI: 10.1061/(ASCE)0733-9364(2000)126:5(381)
- [11] J. Mazars, F. Hamon, S. Grange. 2015. A new 3D damage model for concrete under monotonic, cyclic and dynamic loadings. Materials and structures. 48(11): 3779-3793 DOI: 10.1617/s11527-014-0439-8
- [12] A. Sellier, A. Millard. 2014. Weakest link and localization WL²: a method to conciliate probabilistic and energetic scale effects in numerical models. European Journal of Environmental and Civil Engineering. 18(10): 1177-1191 DOI: 10.1080/19648189.2014.906368
- [13] J. Baroth, D. Breysse, F. Schoefs. 2011. Construction Reliability: Safety, Variability and Sustainability. Wiley-ISTE.
- [14] D. E.-M. Bouhjiti, M. Ezzedine El Dandachy, F. Dufour, S. Dal Pont, M. Briffaut, J. Baroth, B. Masson. 2018. New continuous strain-based description of concrete's damage-permeability coupling. Numerical and Analytical Methods in geomechanics. 42(14): 1671-1697. DOI: 10.1002/nag.2808
- [15] Projet VeRCoRs: fr.xing-events.com/OLD-EDF-vercors-project.html
- [16] E. Bourdarot. 2016. Discussion sur les mécanismes de défaillance des barrages-voûtes. Retour d'expérience de l'accidentologie et de l'incidentologie. Colloque CFBR. DOI : 10.24346/cfbr_colloque2016_e02

THEME B – LES BARRAGES RIGIDES

SOUS THEME B1 – BARRAGES-POIDS

Communication introductive B1.01 JUSTIFICATION DE LA STABILITE DES BARRAGES-POIDS : PRATIQUES ACTUELLES - Luc DEROO (ISL)	page	95
Communication B1.02 LE DIMENSIONNEMENT DES BARRAGES-POIDS : CONDITION NECESSAIRE OU SUFFISANTE Thomas CARLIOZ, Tarik OUSSALAH (BETCGB), Ghazi HASSEN (ENPC)	page DE STAI	121 BILITE ?
<u>Communication B1.03</u> QUAND UNE APPROCHE EN COTE DE DANGER PERMET D'OPTIMISER LE PROJET DE SECU BARRAGE BCR - Julien GOLETTO, Eric VUILLERMET (BRLI), Nicolas JUANOLA (CD de l'Hérault)	page RISATION	131 N D'UN
Communication B1.04 CONFORTEMENT PAR ANCRAGES PASSIFS : QUEL COMPORTEMENT? QUEL DIMEN PROPOSITION D'UNE METHODE INNOVANTE DE JUSTIFICATION - Grégory COUBARD, Frédéric LAUG DEROO (ISL), Mathieu FERRIERE (CNR)	page SIONNEI IER (EDF (143 MENT ? CIH), Luc
<u>Communication B1.05</u> CONFORTEMENT DES BARRAGES EN MAÇONNERIE PAR DES RECHARGES AVAL EN RE ENROCHEMENTS - Jean-Rémi LHERBIER, Mathieu ROY (ARTELIA), Sarah DELMAS, Patrick LIGI ENGINEERING)	page MBLAI (VIER (TR)	155 OU EN ACTEBEL
<u>Communication B1.06</u> ETUDE EXPERIMENTALE DES PARAMETRES D'INFLUENCE DE LA COHESION APPARENTE DES F BARRAGE-POIDS - Adrien RULLIERE, Jérôme DURIEZ, Claudio CARVAJAL, Laurent PEYRAS (IRSTEA), Patr SHERBROOKE), Pierre BREUL (Univ Clermont Auvergne)	page ONDATIO ice RIVAR	167 DNS DE D (Univ.
<u>Communication B1.07</u> MODELISATION NON-LINEAIRE D'UN BARRAGE SOUMIS A DES MOUVEMENTS GEOLOGIQUES I Romain TAJETTI, Jean-Pierre BLAIS, Sébastien DOMITILE, Patrick DIVOUX (EDF CIH)	page MPORTA	179 NTS -
SOUS-THEME B2 – BARRAGES-VOUTES		
Communication introductive B2.01 JUSTIFICATION DES BARRAGES-VOUTES : ETAT DES CONNAISSANCES - Christine NORET (TRACTEBE	page L ENGINE	189 ERING)
Communication B2.02 CISAILLEMENT AU CONTACT BETON-ROCHER DES BARRAGES-VOUTES : PREMIER RETOUR S APPLICATION DES RECOMMANDATIONS CFBR - Emmanuel ROBBE, Grégory COUBARD, Willy TSOPMO CIH)	page UR LA N KEUMED	203 1ISE EN JIO (EDF
Communication B2.03 QUEL CRITERE POUR ANALYSER LES CONTRAINTES DE CISAILLEMENT ENTRE UN BARRAGE ET SA EXEMPLES MIS EN ŒUVRE SUR DES PROJETS DE CONFORTEMENT - Claire JOUY, Christine NORE Patrice ANTHINIAC (TRACTEBEL ENGINEERING)	page A FONDA T, Xavier	211 ATION ? <i>MOLIN,</i>
<u>Communication B2.04</u> JUSTIFICATION DES BARRAGES POIDS-VOUTES EN BCR – DEUX CAS D'APPLICATION - Mathi MATHIEU, Frédéric ANDRIAN (ARTELIA), Stéphane FRAY, Vincent BOINAY, Jean-Christophe GIR, ENGINEERING)	page eu ROY, (ARD (TR)	223 Geoffrey ACTEBEL
<u>Communication B2.05</u> <u>APPORTS ET LIMITES DES CALCULS CYCLIQUES POUR L'ANALYSE DU COMPORTEMENT DES BAR</u> <i>Vincent MOUY, Xavier MOLIN, Patrice ANTHINIAC (TRACTEBEL ENGINEERING), Mathieu ROY, Nicolas</i> <i>ANDRIAN (ARTELIA)</i>	page RAGES-V ULRICH,	235 /OUTES Frédéric
Communication B2.06 BARRAGE DE KARIBA : UNE FOSSE D'EROSION UNIQUE, NECESSITANT UNE APPROCHE REMAI EN APPREHENDER LE COMPORTEMENT - Yanis OUKID, Christine NORET, Xavier MOLIN, Peng Z ENGINEERING)	page RQUABLI HOU (TR/	247 E POUR A <i>CTEBEL</i>

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 glissage 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 alternance 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		
Pour la résistance du massif rocheux, lorsqu'il est suffisamment fracturé pour être isotrope et « homogénéisable » $\sigma_{l} = \sigma_{3} + \sigma_{ci} (m_{b} \frac{\sigma_{3}}{\sigma_{ci}} + s)^{a}$	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). C'est une approche :		
Les paramètres physiques à mesurer sont : σci, la résistance à la compression de l'échantillon intact	simplificatrice (tout massif rocheux, incluant ses hétérogénéités, est représenté par une formule universelle à 3 paramètres)		
GSI, qui caractérise l'état de fracturation mi, pour la nature du rocher	subjective (pour un même massif rocheux, l'appréciation du GSI par l'observateur peut largement varier)		
d'excavation	mais on ne sait pas faire mieux. C'est le meilleur « pont » disponible entre l'appréciation géologique et le calcul de		
Ils permettent de déterminer σ ci, mb, s et a.	l'ingénieur.		
Pour la résistance au cisaillement le long de joints $\tau = \sigma_{1} \tan(\omega_{1} + JRC \log_{10}(\frac{JCS}{2}))$	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.		
$\sigma_n = \sigma_n$	C'est une approche bien calibrée à l'échelle de l'échantillon de laboratoire, et pour le passage à plus grande échelle lorsque les		
Les paramètres physiques à mesurer sont :	seules aspérités sont celles de l'échantillon de laboratoire. Un		
ϕ b, l'angle de frottement de base (à remplacer par ϕ r pour être parfaitement conforme, cf. 4.1.1)	abaque est donné pour intégrer (ou ajouter ?) les aspérités grande extension ; selon [Barton 2014], cela n'a cependant p encore été suffisamment étudié.		
JRC le coefficient de rugosité	φ b et JRC sont difficiles à apprécier, car le lien entre l'essai de		
JCS la résistance à la compression de l'échantillon intact	comportement du joint sur site (à grande échelle, avec remplissage) n'est pas direct		

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, φ =45°].

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, indépendemment 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. L' + N'.tan φ > 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 **combiner les 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 hypothses 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.

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

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

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, indépendemment 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 barragepoids 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 abordre 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'ingéniérie .

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 contrecalculs 3D alors que les mécanismes sont manifestements 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 sécurités 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 deHo-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/m², 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 peutêtre 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 pousée 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.

B1.01 – Justification de la stabilité des barrages-poids : pratiques actuelles page 104

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 :

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 cm²	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. (Canad a 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°	

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

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 _res 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 méditerannéennes).

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 stéabilité 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 conduite 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 rabattement 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 barragespoids : 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 barragespoids, 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 Rt, 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 ; JRCO est obtenu directement à partir des mesures géométriques (2c) et indirectement à partir d'essais sur joints placés sur plan incliné (2a). JCSO 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, <u>caractérisé leur persistance à l'échelle du site</u>, 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 Rc=50 MPa, correspond à JRCn=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 (Rt, 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 (Rt, 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'un 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 sécurités 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 $^{2}/_{3}$, 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].



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 amontaval.

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%*mat1 + 50%*mat2. Sur l'exemple cidessous, 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 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 cicontre, 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 set « 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 (Rassisse, 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, φ =30°), 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 »	_	Zone de sismicité	Classe D	Classe C	Classe B	Classe A
(conformité aux règles standards)		1	α	α	α	β
Phase 1 : méthodes pseudo-statiques ou dynamiques		2	α	α	β	β
simplifiées		3	α	β	β	β
simplifies		4	β	β	β	γ
Phase 2 : Modélisation linéaire, par simulation d'un		5	β	β	γ	γ
accélérogramme Phase 3 : Modélisation linéaire, par simulation d'un accélérogramme, et analyse post-élastique par la méthode simplifiée de Newmark	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 »					
Phase 4 : Modélisation non linéaire	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 pseudostatique 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 barragespoids, 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 <u>n'est pas</u> 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 Vergniault, 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'experience 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

LE DIMENSIONNEMENT DES BARRAGES POIDS : UNE CONDITION NECESSAIRE OU SUFFISANTE DE STABILITE ?

Gravity dams stability criterion: a necessary or a sufficient condition?

Thomas CARLIOZ, Tarik OUSSALAH

BETCGB, 17 boulevard Joseph Vallier 38030 Grenoble

thomas.carlioz@developpement-durable.gouv.fr ; tarik.oussalah@developpement-durable.gouv.fr

Ghazi HASSEN

Laboratoire Navier, 6-8 avenue Blaise-Pascal 77455 Champs-sur-Marne ghazi.hassen@enpc.fr

MOTS CLEFS

Barrages-poids, stabilité, glissement, rupture

KEY WORDS

Gravity dams, stability, slinding, collapsing, failure

RÉSUMÉ

Certaines méthodologies de vérification de la stabilité au glissement des barrages poids rigides reposent sur la vérification d'un critère en résultante sur des surfaces généralement horizontales de glissement potentiel. L'objectif de cet article est de montrer que la condition de stabilité basée uniquement sur ces considérations est une condition nécessaire, mais non suffisante. Par conséquent, son utilisation permet uniquement de déterminer des majorants de la charge critique et non la charge critique elle-même. Nous nous efforcerons d'illustrer nos propos via l'introduction du formalisme du calcul à la rupture. Les outils mis à disposition par cette théorie permettront de quantifier l'écart induit par l'utilisation d'une méthode basée uniquement sur un critère global dans le cadre du dimensionnement d'un barrage poids en maçonnerie.

ABSTRACT

Some methods used to prevent croncrete or masonry gravity dams from sliding rely on a criterion based on the resulting forces acting on potential sliding surfaces. In addition, the only surfaces considered are plane ones and are usually horizontal. The aim of this article is to prove that using only this kind of stability condition yields indeed a necessary condition but not a sufficient one. Thus, this criterion only allows to derive upper bounds of the critical load. The consequences of mistaking the upper-bounds for the critical load itself will be illustrated by introducing the Yield-Design theory. The tools developed by this theory will allow us to quantify the difference induced by a method based on a global criterion when dimensioning a masonry gravity dam.

1. INTRODUCTION

L'une des conditions de résistance traditionnellement examinée dans le cadre du dimensionnement des barrages poids est une condition de stabilité au glissement. Celle-ci cherche à vérifier qu'un bloc délimité dans sa partie inférieure par une surface généralement horizontale ne peut pas glisser sous l'effet de la poussée de l'eau. Dans ce qui suit, un critère de résistance sera qualifié de global s'il se base uniquement sur la résultante des efforts transitant au travers de la surface considérée.

Dans cet article, nous nous intéresserons au dimensionnement des barrages poids selon les conditions de stabilité au glissement et au renversement uniquement. Ainsi, les conditions d'ouverture de fissures et les impacts que ces dernières peuvent avoir sur les sous-pressions et la stabilité ne seront pas pris en compte. Il s'agit donc là d'une restriction par rapport à ce qui est traditionnellement pratiqué. Le propos de cette communication est de montrer que l'usage d'une méthode basée sur un critère de résistance global ne permet de formuler qu'une condition nécessaire de stabilité, laquelle n'a cependant aucune raison d'être suffisante. Par conséquent, une telle méthode conduit à déterminer un majorant de la charge critique, et non la charge critique elle-même.

Nous commencerons dans un premier temps par rappeler le caractère local du critère associé à la théorie de Mohr-Coulomb. Sur cette base, nous reviendrons sur la notion de chargement supportable, motivant ainsi l'introduction du calcul à la rupture. Nous montrerons également qu'une méthode basée uniquement sur un critère global est un cas particulier du formalisme associé au calcul à la rupture. Enfin, nous utiliserons le cas du dimensionnement d'un barrage poids en maçonnerie pour caractériser l'approximation commise lors de l'utilisation d'un critère global, avec des surfaces de glissement potentielles uniquement horizontales. Nous mettons toutefois en garde le lecteur vis-à-vis du fait que le propos de cet article n'est pas de prôner l'usage du calcul à la rupture. Nous ne nous servirons de ce dernier que pour caractériser l'approximation induite par les critères globaux.

Nota : Dans l'ensemble de ce document, les quantités tensorielles seront notées en gras. Par convention, les contraintes seront prises positives en traction.

2. LA THEORIE DE MOHR-COULOMB : UN CRITERE LOCAL

La théorie de Mohr-Coulomb correspond à un critère local reliant, pour une surface infinitésimale d'orientation donnée, la valeur maximale que peut prendre la contrainte de cisaillement en fonction de l'intensité de la contrainte normale. Soit σ le tenseur des contraintes en un point donné X. Pour une surface infinitésimale passant par ce point, et orientée par l'une de ses normales unitaire n, nous noterons T le vecteur contrainte s'exerçant sur cette facette. En usant de la décomposition $T = \sigma$. $n = \sigma_n n + \tau t$, où t est un vecteur unitaire tangent à la surface, σ_n est la contrainte normale et τt est le vecteur contrainte de cisaillement, le critère de Mohr-Coulomb s'écrit :

$$|\tau| \le c - \sigma_n \tan(\phi) \tag{1}$$

Dans cette dernière expression, c et ϕ sont respectivement la cohésion et l'angle de frottement. Notons que, même dans le cas de l'emploi du critère à une échelle globale, la détermination de ces deux grandeurs passe souvent par des essais en laboratoire sur des échantillons de taille décimétrique. Cela traduit bien le fait qu'à une échelle pouvant être qualifiée de locale par rapport à celle de la structure, un critère restreignant les valeurs possibles des contraintes pouvant régner dans le matériau doit être vérifié. Il est important de noter que nous nous contentons de soulever le fait que le champ de contrainte régnant dans l'ouvrage doit vérifier en tout point de la structure un critère local, sans chercher à préciser le cheminement ayant permis d'atteindre le champ en question ou les implications de la saturation dudit critère. Ces dernières dépendent en effet du caractère plus ou moins ductile ou fragile du matériau considéré, et par conséquent de l'introduction d'une loi de comportement. Cette vérification locale d'un critère est l'un des points fondamentaux du calcul à rupture, dont une brève présentation sera faite en partie 3.

La vérification d'un critère local entraine de manière immédiate la vérification d'un critère global de résistance au glissement. En effet, en considérant que c et ϕ sont constants le long d'une surface plane Σ , l'intégration de (1) donne :

$$\forall \mathbf{X} \in \Sigma, |\tau| \le c - \sigma_n \tan(\phi) \implies \left| \int_{\Sigma} |\tau \mathbf{t} dS \right| \le |\Sigma| c - \int_{\Sigma} \sigma_n dS \tan(\phi)$$
(2)

où $|\Sigma|$ correspond à l'aire de la surface considérée. Toutefois, la réciproque de cette dernière implication n'est bien évidemment pas vraie. Ainsi, sachant que $\int_{\Sigma} \sigma_n dS$ correspond à l'effort normal, noté N en théorie des poutres, et que $|\int_{\Sigma} \tau t dS|$ correspond à l'effort de cisaillement, la relation (2) montre que le critère local permet de retrouver le critère global, sans que la réciproque soit vraie.

3. NOTION DE CHARGEMENT SUPPORTABLE POUR LES MILIEUX NON POREUX

La discussion précédente permet d'apporter des précisions sur la notion de chargement supportable. Pour que la théorie sur le point d'être présentée puisse s'appliquer, il est nécessaire que le chargement voulant être dimensionné se traduise par une intensité d'efforts imposés (c'est par exemple le cas pour la pression de l'eau).

Soit tout d'abord Ω le volume occupé par une structure correspondant à un milieu continu, soumise à un certain chargement q tel que décrit précédemment (par exemple l'intensité d'une pression). Un champ de contrainte σ est dit statiquement admissible avec le chargement q s'il garantit l'équilibre statique de tout sous-système de Ω et équilibre le chargement q. Pour rappels, les équations devant être vérifiées par un champ de contrainte σ pour équilibrer les pressions dues à l'eau dans le cas d'un barrage sont illustrées Figure 1.



Figure 1 : Résumé des conditions pour qu'un champ de contrainte soit statiquement admissible dans le cas d'un barrage.

Nous supposerons désormais que les matériaux composant cette structure Ω sont associés à un critère de rupture g dépendant éventuellement de la position dans l'espace, et ce, afin de prendre en compte des matériaux hétérogènes ou des surfaces de faiblesse. En un point donné $\mathbf{X} \in \Omega$, le champ de contrainte $\boldsymbol{\sigma}$ vérifira le critère si et seulement si $g(\mathbf{X}, \boldsymbol{\sigma}(\mathbf{X})) \leq 0$.

Une remarque fondamentale est que, si un certain chargement q est effectivement supporté par la structure, alors il existe nécessairement un champ de contrainte compatible avec les équations d'équilibre et vérifiant le critère de rupture en tout point. Il est alors possible de formuler l'implication logique suivante :

$$q \text{ est supportable} \Rightarrow \exists \sigma \begin{cases} \text{statiquement admissible avec } q \\ \forall \mathbf{X} \in \Omega, \quad g(\mathbf{X}, \sigma(\mathbf{X})) \leq 0 \end{cases}$$
(3)

4. LE CALCUL A LA RUPTURE

La précision (3) étant établie, nous allons désormais introduire le formalisme du calcul à la rupture. Nous verrons dans un second temps que la pratique traditionnelle de l'ingénierie est en fait incluse dans ce formalisme.

4.1 Le calcul à la rupture pour les milieux non poreux

Le calcul à la rupture propose de définir la notion de chargement supportable à partir de l'équation (3) prise comme une équivalence. Nous pouvons illustrer cette définition par l'équation suivante :

q est supportable au sens du calcul à la rupture (c. à. r)
$$\stackrel{def}{\Leftrightarrow} \exists \sigma \begin{cases} \text{statiquement admissible avec q} \\ \forall \mathbf{X} \in \Omega, \quad g(\mathbf{X}, \sigma(\mathbf{X})) \leq 0 \end{cases}$$
 (4)

Nous avons vu que le sens \Rightarrow de (4) est effectivement de bon sens. Le sens \leftarrow de la définition proposée pose davantage de difficultés. En effet, même s'il existe un champ de contrainte muni des propriétés énoncées précédemment, il n'est pas pour autant garanti que celui-ci soit effectivement accessible pour la structure considérée. Cette subtilité introduit une nuance entre la notion de chargement supportable au sens du calcul à la rupture et la notion de chargement effectivement supportable par la structure. Le lecteur intéressé pourra trouver des éclairages sur ces différents questionnements dans [1], où il est notamment démontré que cette définition est exacte pour les matériaux ductiles. Toutefois, grâce au lien logique entre (3) et (4), nous savons qu'en caractérisant les chargements supportables au sens du calcul à la rupture, nous déterminerons a minima des majorants des chargements effectivement supportables. Dans le cadre de ce document, nous proposons d'accepter l'énoncé (4) et de nous efforcer d'évaluer dans quelles mesures ce dernier est compatible avec l'utilisation d'un critère de résistance global.

Sous couvert de l'usage d'un critère convexe et vérifié par le champ nul, il est possible de définir une notion de niveau de chargement maximal q^+ , éventuellement non fini, pouvant être supporté par la structure au sens du calcul à la rupture. L'énoncé (4) devient alors :

q est supportable au sens du c. à. r
$$\Leftrightarrow$$
 q \leq q⁺ \Leftrightarrow $\exists \sigma \begin{cases} \text{statiquement admissible avec q} \\ \forall \mathbf{X} \in \Omega, \quad g(\mathbf{X}, \sigma(\mathbf{X})) \leq 0 \end{cases}$ (5)

L'objectif du calcul à la rupture est de formaliser des outils permettant d'obtenir un encadrement rigoureux de la quantité q^+ . Il est important d'insister à nouveau sur le fait que les définitions (4) et (5) s'affranchissent totalement de la formulation d'une loi de comportement, ce qui est l'une des grandes forces du calcul à la rupture.

4.2 Adaptation aux milieux poreux

Pour montrer que le formalisme introduit est compatible avec l'approche par critère global du dimensionnement des barrages poids, il est au préalable nécessaire de voir dans quelle mesure cette théorie peut être adaptée au cadre des milieux poreux éventuellement saturés. Pour ce faire, nous introduisons la notion de contrainte effective de Terzaghi :

$$\sigma' = \sigma + p\mathbf{1} \tag{6}$$

où **1** est le tenseur métrique. Bien que cette hypothèse soit discutable (cf. [2]), nous supposerons ici que le critère de rupture porte sur ladite contrainte effective σ' . Le calcul à la rupture peut être étendu au cas de milieux poreux sous l'hypothèse que la distribution du champ de pression interstitielle ne varie pas au cours du chargement. Cette hypothèse est forte, mais reste conforme à ce qui est pratiqué dans le cas du dimensionnement des talus via la méthode des tranches. Sous cette hypothèse, il y a découplage entre la partie hydraulique et mécanique. Un calcul hydraulique peut être mené à priori sur la géométrie initiale pour connaître la distribution du champ de pression p dans l'ouvrage. Une fois ce calcul effectué, le champ de pression interstitielle peut être considéré comme une donnée du problème. Ce constat incite fortement à la réécriture de l'équation d'équilibre locale sous la forme :

$$\mathbf{0} = \operatorname{div} \boldsymbol{\sigma} + \rho \mathbf{f} = \operatorname{div} \boldsymbol{\sigma}' + \rho \mathbf{f} - \mathbf{grad} \, p \tag{7}$$

qui fait intervenir la pression p au travers d'une force de volume équivalente $-\mathbf{grad}$ p, laquelle doit être équilibrée en tout point de la structure par la contrainte effective σ' . Cette force étant une donnée du problème par hypothèse, le formalisme du calcul à la rupture présenté précédemment peut être étendu très simplement au cas des milieux poreux. Pour qu'un chargement puisse être supporté au sens du calcul à la rupture pour un tel milieu, il faut et il suffit qu'il existe un champ de contrainte effectif σ' vérifiant le critère de rupture $g(\mathbf{X}, \sigma'(\mathbf{X})) \leq 0$ en tout point de la structure, et statiquement admissible avec des conditions aux limites en efforts imposés déjaugés et des forces de volumes équivalentes $\rho \mathbf{f} - \mathbf{grad}$ p.

4.3 Compatibilité avec les critères globaux

Le formalisme introduit précédemment est en fait compatible avec l'usage de critères globaux en ce qui concerne la stabilité au glissement et au basculement. Nous allons donc nous attacher dans un premier temps à montrer comment la définition (5) permet de retrouver la condition de stabilité au glissement liée à l'utilisation d'un critère global, ainsi que la positionner du point de vue du statut logique.



Figure 2 : Partition du barrage en deux sous-systèmes.

Dans la suite, nous admettrons qu'il est possible de définir la hauteur du plan d'eau maximale pouvant être soutenue par l'ouvrage au sens du calcul à la rupture et nous la noterons H⁺. Par définition, demander que H soit supportable au sens du calcul à la rupture, c'est-à-dire $H \le H^+$, c'est demander l'existence d'un champ de contrainte effectif σ' statiquement admissible avec le chargement, ici constitué de forces de volumes apparentes $\rho f - grad p$ et de surfaces libres sur les parements et la crête, et vérifiant le critère en tout point. C'est en particulier demander l'existence d'un champ σ' garantissant l'équilibre du bloc (1), tel que définit sur la Figure 2, et respectant le critère sur la surface partagée par les deux blocs (1) et (2), notée (1) \cap (2) :

$$H \le H^{+} \Rightarrow \begin{cases} \int_{(1)} (\rho \mathbf{f} - \mathbf{grad} \ \mathbf{p}) dV + \int_{\partial (1)} \boldsymbol{\sigma}' \cdot \mathbf{n} \ dS = \mathbf{0} & (\text{équilibre en résultante}) \\ \forall \mathbf{X} \in (1) \cap (2), \quad |\tau'| \le c - \sigma'_n \tan(\phi) & (\text{critère de résistance}) \end{cases}$$
(8)

Le vecteur contrainte déjaugé étant prescrit comme nul sur les parements amont et aval, ainsi qu'en crête de l'ouvrage, l'équation d'équilibre du bloc ① peut se réécrire, modulo l'utilisation du théorème de Green-Ostrogradski, comme :

$$\int_{(1)\cap(2)} (\sigma'_{n} \mathbf{e}_{y} + \tau' \mathbf{e}_{x}) \, dS = \int_{\text{par. amt}} p \, dS \, \mathbf{e}_{x} + \int_{(1)\cap(2)} p \, dS \, \mathbf{e}_{y} - \int_{(1)} \rho g \, dV \, \mathbf{e}_{y}$$
(9)

Cette équation correspond à l'équilibre des forces écrit classiquement, selon lequel la résultante des efforts effectifs exercés par le bloc (2) sur le bloc (1) équilibre les efforts dus au poids et aux actions de l'eau (parement amont et sous-pressions). En notant $|(1) \cap (2)|$ l'aire de la surface commune aux blocs (1) et (2), nous obtenons :

$$\forall \mathbf{X} \in (1) \cap (2), \qquad |\tau'| \le c - \sigma'_n \tan(\phi) \Rightarrow \int_{(1) \cap (2)} (\sigma'_n \tan(\phi) + \tau') \, \mathrm{dS} \le |(1) \cap (2)|c \tag{10}$$

Projeter l'équation (9) selon la direction $\mathbf{e}_x + \tan(\phi)\mathbf{e}_y$ et user de (10) permet de trouver une inégalité ne faisant intervenir plus que des grandeurs directement calculables, à savoir la résultante des actions dues à la pression exercée sur le parement amont et aux sous-pressions, ainsi qu'au poids.

$$\int_{\text{par. amt}} p \, dS + \left(\int_{(1)\cap(2)} p \, dS - \int_{(1)} \rho g \, dV \right) \tan(\phi) \le |(1) \cap (2)| c \tag{11}$$

Ainsi, la condition de stabilité obtenue au terme d'un raisonnement basé sur un critère global est bien retrouvée par le formalisme du calcul à la rupture. Celui-ci est compatible avec ces pratiques et possède donc un caractère englobant.

4.4 Notion de majorant

Le raisonnement tenu permet de montrer que la condition de résistance au glissement obtenue (11) est seulement une condition nécessaire de stabilité. Nous pouvons en effet résumer le raisonnement qui a été tenu précédemment de la manière suivante :

(i)
$$H \le H$$

(ii) $\exists \sigma'$ garantissant l'équilibre de (1) en résultante et vérifiant le critère en résultante sur (1) \cap (2) (12)

(iii)
$$\int_{\text{par. amt}} p \, dS + \left(\int_{(1)\cap(2)} p \, dS - \int_{(1)} \rho g \, dV \right) \tan(\phi) \le |(1)\cap(2)|c$$

Pour autant, cette suite logique relève uniquement de l'implication. En effet, la non-réciprocité de cet enchaînement provient du fait que, pour établir (11), nous avons progressivement affaibli les conditions de la définition des charges supportables (5). Cette inégalité ne traduit en effet pas l'équilibre de tout sous-système, mais uniquement l'équilibre en résultante d'un sous-système particulier, à savoir le bloc ①. De plus, seule la vérification du critère en résultante sur ① \cap ② a été requise, en lieu et place d'une vérification locale en tout point de la structure. Ainsi, vérifier cette inégalité ne garantit pas le fait que la hauteur d'eau soit effectivement supportable par la structure. En théorie, il est donc tout à fait possible de considérer une hauteur H > H⁺, donc non supportable, vérifiant tout de même (11). Par conséquent, considérer une hauteur d'eau H vérifiant (11) ne donne aucune information sur la quantité désirée, à savoir H⁺.

Cependant, la contraposition de l'enchaînement logique (12) stipule que ne pas vérifier l'item (iii) conduit de façon certaine à $H > H^+$, et donc au fait que l'ouvrage ne peut pas résister à la hauteur d'eau considérée :

$$H/\int_{\text{par. amt}} p \, dS + \left(\int_{(1)\cap(2)} p \, dS - \int_{(1)} \rho g \, dV\right) \tan(\phi) > |(1)\cap(2)|_{c} \Rightarrow H > H^{+}$$
(13)

La détermination de la cote des PHE ou de la cote de danger via un critère global passe souvent par la détermination de la hauteur H^{cr} conduisant à la saturation de (iii). Toute hauteur $H > H^{cr}$ vérifie alors (13) et un passage à la limite conduit à :

$$\mathbf{H}^{\mathrm{cr}} \ge \mathbf{H}^+ \tag{14}$$

Ainsi, le raisonnement mis en œuvre permet uniquement de déterminer des majorants de H⁺, mais en aucun cas des minorants. Ce type d'approche porte le nom d'approche statique par l'extérieur. Il est vrai qu'une optimisation peut ensuite être menée sur la surface plane de glissement considérée, mais cette démarche ne permet que d'affiner le majorant obtenu, sans changer son statut logique.

Nous nous proposons de résumer le raisonnement mené jusqu'à présent. Le lien entre (3) et (4) montre qu'en l'absence d'influence du comportement mécanique sur la partie hydraulique les chargements effectivement supportables sont majorés par les chargements supportables au sens du calcul à la rupture. Le résultat (14) montre à son tour que l'usage d'un critère global majore les chargements supportables au sens du calcul à la rupture. Ainsi, une méthode de vérification de la stabilité au glissement et au basculement des barrages poids reposant uniquement sur un critère global semble potentiellement surestimer la hauteur d'eau maximale pouvant être supportée par un ouvrage. A ce stade, nous ne présumons pas de l'éventuelle importance quantitative de l'écart induit par une telle approche, lequel peut s'avérer en pratique significatif ou non. Cette discussion relève de la partie suivante.

5. APPLICATION AU DIMENSIONNEMENT D'UN BARRAGE POIDS EN MACONNERIE

Les deux approximations faites par une méthode reposant uniquement sur un critère global pour dimensionner des barrages poids que nous mettions en avant précédemment sont qu'une telle approche ne s'intéresse qu'à des surfaces de rupture généralement horizontales, et qu'elle se base sur un critère de rupture en résultante. La notion de surface de faiblesse préférentielle horizontale peut se comprendre dans le cas des barrages rigides en béton, en lien avec la présence de reprises de bétonnage. Il serait tout de même intéressant pour ces ouvrages de regarder si, via la méthodologie du calcul à la rupture, d'autres surfaces ne s'avéreraient pas plus dimensionnante, ne serait-ce que pour se convaincre du bienfondé de l'approche usuelle. Pour ce faire, une première étape serait de formuler un critère devant être vérifié dans le béton de masse, lequel ne serait pas forcément de type Mohr-Coulomb. Ce n'est toutefois pas l'application choisie dans le cadre du travail présenté. Les calculs joints à cette partie ont été faits à partir d'un code en C++ faisant appel à une bibliothèque d'optimisation sous contraintes coniques MOSEK (voir [3]).

5.1 Modèle géométrique, paramètre de chargement et description des matériaux

Pour illustrer notre propos, nous avons choisi de nous intéresser au dimensionnement d'un barrage en maçonnerie. La forme et les dimensions choisies, illustrées Figure 3, ne sont pas sans rappeler celles du barrage du Bouzey. L'avantage de travailler sur cet ouvrage historique est que la géométrie de son mode de rupture est connue. Par ailleurs, sa forme, ses dimensions, et le fait qu'il s'agisse d'un barrage en maçonnerie, rendent très peu propice l'usage d'une méthode de dimensionnement reposant sur un critère global, telle que présentée précédemment. Par conséquent, les résultats numériques qui sont fournis par la suite, caractérisant sur cet ouvrage bien précis l'écart qu'il peut exister entre un dimensionnement lié à un critère global et la définition (4), ne sont probablement pas révélateurs de ce qui serait obtenu sur un ouvrage plus classique, et ne peuvent donc pas être extrapolés. Néanmoins, si l'écart quantitatif dépend de la typologie et de la géométrie de l'ouvrage poids considéré, il est important d'insister sur le fait que la notion qualitative de majorant, se traduisant par l'inégalité (14), est indépendante de ces considérations.



Figure 3 : Gauche : forme et dimensions du barrage en maçonnerie étudié. Droite : Barrage du Bouzey.

Sans chercher à rentrer dans les détails que le lecteur intéressé pourra trouver par exemple dans [4], il n'est pas possible de travailler, via des outils numériques, sur le problème visant directement à caractériser la hauteur d'eau maximale pouvant être supportée H^+ . Pour une hauteur d'eau donnée, nous avons été amenés à considérer le problème auxiliaire illustré Figure 4, introduisant un facteur multiplicatif λ sur la charge amont et les sous-pressions.



Figure 4 : Problème auxiliaire permettant de mettre en œuvre les outils du calcul à la rupture. Le paramètre à optimiser est λ .

Dans ce problème auxiliaire, les éventuelles pressions interstitielles dépendent également de manière linéaire de λ . Le poids de l'ouvrage, lui, reste une charge morte. L'objectif devient alors, pour une hauteur d'eau donnée H, de déterminer numériquement la valeur maximale $\lambda_{\rm H}^+$ pouvant être supportée par l'ouvrage. D'un point de vue pratique, pour la hauteur d'eau considérée, l'inégalité H \leq H⁺ sera vérifiée si et seulement si $\lambda_{\rm H}^+ \geq 1$.

Pour des raisons de simplicité, nous avons postulé que les pierres de cet ouvrage étaient infiniment résistantes. Les avantages offerts par un tel choix sont multiples. Il aurait par exemple été envisageable, en se basant sur les travaux [5], de considérer le critère de résistance d'un matériau homogénéisé pierres + joints. Celui-ci présente toutefois une certaine complexité, puisque rendant compte des blocages géométriques dus à l'agencement des pierres, et présentant une forte anisotropie. Nous avons opté pour modéliser séparément les pierres et les joints, et donc considérer un milieu fortement hétérogène, comme représenté sur la Figure 5.



Figure 5 : Représentation des pierres constituant le barrage en maçonnerie. Gauche : dimension des pierres complètes de 2 m x 1 m, Droit : dimension des pierres complètes de 0,2 m x 0,1 m.

Sur cette dernière, la figure de gauche est fournie à titre pédagogique, afin de mieux visualiser la structure considérée. La représentation que nous avons utilisée correspond à la figure de droite, avec des pierres de dimensions 20 cm x 10 cm agencées en quinconce et de manière régulière. Notons que la Figure 5 pourrait faire penser de manière erronée à une modélisation selon la méthode des éléments discrets. Nous rappelons à nouveau que le calcul à la rupture ne fait pas appel à une loi de comportement, et donc encore moins à des notions de contacts unilatéraux entre les différentes pierres. Par conséquent, la figure en question ne s'apparente pas à la méthode des éléments discrets, mais est l'illustration d'un milieu continu considéré comme hétérogène du point de vue du critère de résistance. Les zones blanches sont considérées comme infiniment résistantes et représentent les pierres de l'ouvrage. Les joints entre les pierres sont modélisés avec une épaisseur nulle et sont représentés en bleu. Ils correspondent au lieu des points où le critère de résistance diffère et n'est pas inconditionnellement vérifié.

Le choix de représenter intégralement les pierres et les joints, au lieu d'un milieu homogène équivalent, se base en premier lieu sur le souhait de bâtir un modèle le plus fidèle à la réalité possible. En effet, l'utilisation d'un milieu homogène équivalent repose sur une hypothèse de séparation d'échelles entre la taille des pierres et la taille de l'ouvrage. Des travaux en cours montrent que cette hypothèse peut s'avérer difficile à vérifier pour les ouvrages en maçonnerie. Un autre point fort de la modélisation in extenso de pierres infiniment résistantes réside dans son impact sur la détermination de la charge critique $\lambda_{\rm H}^{+}$. Le calcul à la rupture propose des outils permettant de déterminer un majorant et un minorant de cette dernière. Par exemple, nous avons vu que considérer l'équilibre d'un bloc rigide, combiné avec la vérification du critère en résultante, permet de déterminer un majorant de cette quantité. L'une des approches du calcul à la rupture consiste à répéter l'opération précédente, mais en considérant de manière simultanée plusieurs sous-systèmes de tailles arbitraires. En combinant les équations d'équilibres et les conditions provenant de la vérification du critère, cette méthode plus avancée, appelée approche cinématique par l'extérieur, permet également de déterminer des majorants du chargement critique $\lambda_{\rm H}^+$. En dualisant les conditions d'équilibre, il devient possible d'optimiser les choix de partitionnement de l'ouvrage en soussystèmes, et donc d'affiner le majorant obtenu. Il a d'ailleurs été établi (cf. [6]) que cette méthode permettait, en menant ladite optimisation sur toutes les partitions envisageables de la structure, d'atteindre la valeur de λ^+ . De manière pratique, cette optimisation est souvent menée via des moyens numériques. A l'image des éléments finis, l'optimisation ne peut généralement être menée que sur un sous-ensemble des partitions possibles de l'ouvrage en sous-systèmes, fournissant ainsi seulement un majorant de $\lambda_{\rm H}^{+}$. D'autres méthodes existent cependant pour obtenir des minorants de cette valeur critique, permettant de qualifier le majorant précédent. L'avantage des briques infiniment résistantes est qu'il est possible, dans le cadre d'une approche cinématique par l'extérieur, de mener l'optimisation de manière exacte. En effet, il est possible de montrer que des sous-systèmes subdivisant des briques ne fournissent aucune information pertinente. Par conséquent, les sous-systèmes pertinents à considérer sont en fait composés des briques elles-mêmes. Il devient alors possible, pour une hauteur d'eau donnée, de déterminer numériquement la valeur de λ_{H}^{+} , et donc *in fine* de H⁺. Cette propriété nous a semblé essentielle pour pouvoir mener une discussion éclairée sur la qualité des méthodes utilisant des critères globaux.

Dans l'ensemble des calculs qui vont être présentés, les caractéristiques de résistance retenues sont c = 0 Pa et $\phi = 45^{\circ}$.

5.2 Cas d'un parement amont étanche

Le premier calcul effectué a été de regarder la hauteur d'eau maximale pouvant être supportée dans le cas d'un parement amont complétement imperméable. Les résultats sont résumés par le tableau suivant :

	$\lambda_{ m H}^+$	$\lambda_{glissement}$	$\lambda_{basculement}$
H = 21 m	1,10	1,31 (y _c = 6,0 m)	1,24 (y _c = 10,4 m)
H = 21,35 m	1,00	1,25 (y _c = 6,2 m)	1,13 (y _c = 10,5 m)
H = 21,84 m	0,888	1,18 (y _c = 6,5 m)	1,00 (y _c = 10,7 m)
H = 23,24 m	0,666	1,00 (y _c = 7,2 m)	0,749 (y _c = 11,1 m)

Tableau 1 : Comparatif entre les différentes méthodes de dimensionnement dans le cas d'un barrage sec

Dans celui-ci, les valeurs du paramètre λ obtenues via les différentes méthodes reposant sur des critères globaux (glissement et de basculement) sont comparées à la valeur exacte de $\lambda_{\rm H}^+$ pour différentes hauteurs d'eau. Pour une hauteur d'eau donnée, le paramètre y_c représente l'ordonnée de la surface horizontale la plus dimensionnante. Comme annoncé par (14), les approches globales fournissent des valeurs de λ supérieurs à $\lambda_{\rm H}^+$. En termes de dimensionnement de la hauteur d'eau, ces méthodes conduisent à penser que l'ouvrage est stable sous une hauteur d'eau de 21,84 m, alors que le barrage peut tenir au plus 21,35 m. Par conséquent, ces premiers calculs illustrent bien le caractère uniquement nécessaire des conditions de stabilité globale, mais non suffisant.

Comme mentionné précédemment, l'approche cinématique par l'extérieur consiste à dualiser les équations d'équilibre. Ainsi, au lieu de parler d'équilibre en moment, on parle volontiers de puissance développée dans un mécanisme de basculement. Il en va de même avec la projection d'un équilibre en résultante qui est dualisé en une puissance dans un mécanisme de translation. Ainsi, il est possible d'associer une cinématique de rupture à la valeur extrême calculée. Le mécanisme associé à la hauteur d'eau critique est illustré Figure 6.



Figure 6 : Mécanisme de rupture associé à la valeur optimale λ_{H}^{+} .

Cette figure n'est pas sans rappeler la seconde rupture du Bouzey (cf. Figure 3). Elle signifie entre autres que considérer l'équilibre d'un bloc délimité par une frontière plongeante vers l'aval en rotation par rapport à un point (restant à déterminer) est plus dimensionnant que l'approche sur une surface plane.

Les premiers résultats obtenus sont encourageants, mais ne reflètent pas la réalité physique. En effet, aucune souspression n'a été prise en compte à ce stade, conduisant à considérer une hauteur d'eau critique supérieure à la hauteur de l'ouvrage. Un second calcul a été effectué pour pallier ce problème, en prenant en compte la présence de pressions interstitielles.

5.3 Cas des sous-pressions triangulaires

	$\lambda_{ m H}^+$	$\lambda_{glissement}$	$\lambda_{basculement}$	
H = 21 m	0,689	0,754 (y _c = 2,5 m)	0,869 (y _c = 10,0 m)	
H = 15,35 m	1,00	1,22 (y _c = 0,0 m)	1,80 (y _c = 0,0 m)	
H = 17,54 m	0,870	1,00 (y _c = 0,0 m)	1,46 ($y_c = 0,0 \text{ m}$)	
H = 20,36 m	0,749	0,796 (y _c = 1,8 m)	1,00 (y _c = 9,6 m)	

Tableau 2 : Comparatif entre les différentes méthodes de dimensionnement dans le cas d'un barrage poreux

Pour prendre en compte les pressions interstitielles, il est nécessaire de connaître, pour une hauteur d'eau donnée, la distribution des pressions dans le corps de l'ouvrage. Une première option aurait pu être de mener à bien un calcul d'écoulement darcéen à surface libre. Le but de notre propos étant de mettre en lumière le caractère seulement nécessaire de l'approche traditionnelle, nous avons choisi de nous baser sur les pratiques usuelles en ce qui concerne les sous-pressions, en utilisant des distributions triangulaires. Ce faisant, les résultats numériques obtenus sont résumés dans le Tableau 2. A nouveau, les conclusions confirment les considérations théoriques tenues précédemment sur la notion de majoration de la charge critique via les méthodes à critère global. En effet, ces dernières concluent à une hauteur d'eau maximale de 17,54 m, alors que la hauteur d'eau critique H⁺ est de 15,35 m seulement, et conduisent donc à une surestimation de la charge critique assez conséquente.

6. CONCLUSION ET OUVERTURE

L'objectif de cette publication n'est pas de prôner l'usage du calcul à la rupture. Au travers du travail fourni, nous souhaitions davantage questionner l'usage de critères globaux. Comme spécifié en introduction, nous ne nous sommes pas intéressés à la fissuration de l'ouvrage, ainsi qu'à ses conséquences sur la distribution de pression interstitielle. Toutefois, nous mettons en lumière le fait que les vérifications de résistance au glissement et au basculement reposant sur des critères globaux ne sont que des conditions nécessaires de stabilité, puisqu'uniquement effectuées en résultante et seulement sur des surfaces de rupture horizontales. Si l'amplitude de l'approximation ainsi commise dépend de la géométrie, de la typologie du barrage et des caractéristiques mécaniques, les résultats de la partie 5 appuient l'analyse théorique fournie en partie 4 et montrent que certaines situations peuvent conduire à des écarts significatifs. Pour nuancer notre propos, notons que la considération d'autres jeux des données peut réduire considérablement ces écarts, sans changer toutefois la notion de majoration. Egalement, notons que cet écart peut avoir été accentué par la considération d'un barrage en maçonnerie, avec une géométrie particulière. En effet, pour un tel barrage, la présence de joints introduit des zones de faiblesse à de multiples endroits de l'ouvrage. Pour un barrage poids béton, ces zones de faiblesses sont très probablement localisées au niveau des reprises de bétonnage uniquement, limitant ainsi les faciès de rupture. Comme mentionné précédemment, une étude similaire spécifique au cas des barrages en béton aurait le mérite d'être menée pour quantifier l'approximation associée à l'approche traditionnelle de stabilité.

En conclusion, nous considérons que les résultats numériques obtenus sur l'exemple proposé du dimensionnement au glissement et au basculement d'un barrage en maçonnerie doivent nous amener à nous questionner sur l'usage de critères

REFERENCES

- [1] J. Salençon, Yield Design, John Wiley & Sons, 2013.
- [2] P. de Buhan et L. Dormieux, «On the validity of the effective stress concept for assessing the strength of saturated porous materials : a homogenization approach,» Journal of the Mechanics and Physics of Solids, vol. 44, n° %110, pp. 1649-1667, 1996.
- [3] «MOSEK,» [En ligne]. Available: https://www.mosek.com/.
- [4] J. Bleyer, Méthodes numériques pour le calcul à la rupture des structures de génie civil, UP-Est, 2015.
- [5] P. de Buhan et G. de Felice, «A homogenization approach to the ultimate strength of brick masonry,» Journal of the Mechanics and Physics of Solids, vol. 45, n° %17, pp. 1085-1104, 1997.
- [6] M. Frémond et A. Friaâ, «Analyse limite. Comparaison des méthodes statique et cinématique,» Comptes Rendus de l'Académie des Sciences, vol. 286, p. 107, 1978.

QUAND UNE APPROCHE EN COTE DE DANGER PERMET D'OPTIMISER LE PROJET DE SECURISATION D'UN BARRAGE BCR

Julien GOLETTO, Éric VUILLERMET

BRL Ingénierie, 1105, av. Pierre Mendès-France BP 94001, 30001 Nîmes cedex 5, FRANCE <u>Julien.Goletto@brl.fr</u>; <u>Eric.Vuillermet@brl.fr</u>

Nicolas JUANOLA

Conseil Départemental de l'Hérault, Hôtel du Département - Mas d'Alco 1977 avenue des Moulins 34087 MONTPELLIER njuanola@herault.fr

MOTS CLEFS

Barrage en Béton Compacté au Rouleau (BCR), dossier de révision spéciale, cote de danger, confortement,

KEY WORDS

Roller-Compacted Concrete (RCC), special review documentation, danger level, strengthening

RÉSUMÉ

Suite à la première étude de dangers associée à la dernière revue de sureté du barrage des Olivettes Barrage BCR de classe A, au vu des premières reconnaissances menées, il avait été identifié un risque de non-respect des critères de stabilité pour l'ouvrage.

Dans un premier temps, une campagne d'investigations complète a permis de mieux caractériser l'ouvrage. Si la stabilité sous sollicitations de projet était assurée, il a été mis en évidence que la stabilité à la crue extrême n'était pas justifiée. Un projet de confortement par tirants actifs avait donc été proposé pour l'ensemble du barrage.

En charge de la rédaction du Dossier de révision spéciale, nous avons opté pour une remise à plat des premières suggestions de réhabilitation, et appréhendé le risque d'instabilité au travers de la détermination de cotes de danger.

S'appuyant sur les résultats de l'étude hydrologique exprimée en cote de projet reliant niveau de sollicitation hydraulique et périodes de retour, nous avons cherché pour des tronçons d'ouvrage homogènes à estimer une cote de danger à laquelle rattacher une probabilité d'occurrence.

En s'intéressant à la stabilité du barrage et de son parapet dans les sections non déversantes et à la stabilité au droit de la section déversante, les calculs itératifs ont permis de déterminer les niveaux de sollicitations limites.

Il est observé que :

- En section non déversante, les critères de stabilité du barrage ne sont pas vérifiés pour une crue de période de retour supérieure ou égale à 73 000 ans ;

- En section déversante, les critères de stabilité du barrage ne sont pas vérifiés pour une crue de période de retour supérieure ou égale à 7 200 ans.

À la vue des résultats, l'approche en cote de danger nous a permis de discrétiser les propositions de sécurisation en fonction des probabilités d'occurrence des évènements extrêmes.

À ce jour, en application de l'arrêté technique Barrage publié ultérieurement, aucun confortement n'est exigé. Les conclusions définitives sont reportées à l'analyse de risques qui sera menée lors de la future étude de dangers.

ABSTRACT

After the first risk assessment in the frame of the last safety review of Les Olivettes RCC Class A dam, the first investigations showed that there was a risk of instability.

Before going any further, a comprehensive series of investigations was carried out to get a better picture of the dam. While it was found that the stability of the dam withstood the design conditions, it nevertheless appeared that it was not justified in the event of an extreme flood. Hence the proposal of a project to strengthen the whole dam by means of actively-tensioned tie rod anchoring.

Considering our duty to draft the Special Review documentation, we opted for reconsideration of the first refurbishment suggestions and decided to examine the risk of instability through the determination of danger levels.

Using the results of the hydrological study expressed as the design elevation associating hydraulic conditions and flood return periods, we sought to justify a danger level for uniform sections, attaching a probability of occurrence each time.

By examining the stability of the dam and its parapet wall in the non-overtopping sections and the stability of the overtopping section, iterative calculations led us to determine the limits of the allowable conditions.

It appeared that:

- In non-overtopping sections, the stability of the dam is only at risk for a flood with a return period equal to or in excess of 73 000 years;

- In the overtopping section, the stability of the dam is only at risk for a flood with a return period equal to or in excess of 7 200 years;

Considering these results, the danger level approach was a way of discretizing proposals to secure the dam according to the probabilities of occurrence of extreme flood events.

To date, by application of the later released technical decree on Dams, no strengthening works are required. The final conclusions will be drawn after the analysis carried out in the frame of the future risk assessment.

1. PRESENTATION SOMMAIRE DE L'OUVRAGE

Construit entre 1986 et 1988 sous la maîtrise d'œuvre de BRL, le barrage des Olivettes est édifié sur la Peyne, un affluent de l'Hérault, sur la commune de Vailhan. Intégré dans le programme général d'aménagement et de développement de la Vallée de l'Hérault, il a pour vocation l'irrigation et l'écrêtement des crues.

L'ouvrage est en service depuis 1990 et en exploitation depuis 1994.

Premier grand barrage métropolitain réalisé en béton compacté au rouleau, le barrage, de 254 m de long et 35 m de hauteur sur fondation présente un évacuateur de crues à surface libre de 40 mètres de long, positionné en partie centrale, d'un pertuis de régulation attenant et d'une tour de prise étagée, rapportée en 2000 sur le parement amont de l'ouvrage.

L'étanchéité du corps de l'ouvrage est assurée par un parement amont vertical coffré, constitué de BCR enrichi en liant et d'un traitement particulier des reprises. Sans joint de dilatation, le barrage a rapidement développé 6 fissures transversales, dont 5 ont fait l'objet de travaux d'étanchéification. En fondation, un voile d'injections réalisé par 4 lignes de forage assure l'étanchéité en fondation et au contact BCR / rocher.

Le réseau de drainage du barrage est constitué de 3 sous-systèmes assurant la dissipation des sous-pressions, l'interception d'éventuels écoulement et leur rejet dans le bassin de dissipation aval, pour le corps de l'ouvrage, sa fondation et ses versants. Ainsi, pour le corps du barrage à proprement parler, 36 forages intérieurs légèrement inclinés vers l'aval ont été réalisés depuis la partie supérieure du barrage. Ils ont pour vocation l'interception d'écoulement internes. 57 forages intérieurs, forés depuis la galerie de visite, servent à dissiper les sous-pressions en fondation, complétés par 45 autres drains extérieurs forés en pied aval.

Pour l'évacuation des crues, l'ouvrage est pourvu d'un seuil Creager de quarante mètres de long et d'un pertuis supplémentaire en rive gauche, légèrement plus profond.



Figure 1 - Coupe type d'un profil type non-déversant



Figure 2 - Coupe type d'un profil type déversant



Figure 3 - Vue aval du barrage des Olivettes

2. CONTEXTE

Ouvrage poids de classe A en Béton Compacté au Rouleau, le barrage des Olivettes a fait l'objet en 2011 d'un Examen Technique Complet et d'une Revue Périodique de Sureté.

Dans le cadre de cette opération décennale, des investigations particulières ayant pour but d'évaluer le vieillissement du matériau constitutif de l'ouvrage ont été menées.

Porté par une campagne de reconnaissances très partielle sur la base d'un seul et unique forage, le rapport d'examen concluait sur la présence d'une passe de matériau fortement dégradée, à proximité de la galerie de visite.

Les mesures de densité avaient alors permis de réestimer la densité moyenne du BCR à 2.3 T/m3 en lieu et place des 2.4 T/m3 considérée pour le dimensionnement initial de l'ouvrage et confirmée par les essais conduits au cours de sa construction.

Reposant sur cette analyse, la Revue Périodique de Sureté s'achevait, entre autres, sur les recommandations de la production d'investigations supplémentaires ainsi que la conduite d'une analyse préliminaire de la stabilité de l'ouvrage, avec notamment pour données d'entrée cette nouvelle valeur de densité moyenne.

Cette première révision des calculs de stabilité, exécutée en 2013, a conduit dans un premier temps à mettre en avant un risque d'instabilité des profils déversants et non-déversants de l'ouvrage sous sollicitations rares (pour des crues de période de retour 1 000 ans et plus) et recommandait un abaissement préventif de la cote de Retenue Normale et le maintien à vide de son bassin de dissipation, et ce, dans l'attente des nouveaux éléments issus des investigations supplémentaires.

Le 23 janvier 2015, sur la base de ces éléments, le préfet de l'Hérault prescrivait, par arrêté préfectoral, la réalisation d'un diagnostic de sureté de l'ouvrage, tout en officialisant l'abaissement provisoire de la cote de Retenue Normale.

Les études suivantes ont été menées en fin d'année 2016 :

- une nouvelle campagne de reconnaissances géotechniques qui a permis de redéfinir les paramètres mécaniques mais aussi de valider des hypothèses de densité à prendre en compte ;
- Une mise à jour de l'étude hydrologique basée sur l'approche Shypre ;
- Avec le nouveau jeu de paramètres fiabilisés, une mise à jour de l'étude de stabilité de l'ouvrage qui montrait alors une stabilité de l'ouvrage sous sollicitations rares (crues de périodes de retour 1 000 et 3 000 ans) et une instabilité potentielle à une crue extrême de période de retour 100 000 ans.

Il est alors envisagé plusieurs solutions de confortement, dont une solution impliquant la réalisation de tirants postcontraints depuis la crête de l'ouvrage, intéressant 165 mètres linéaires de crête, profils déversants ou non. C'est cette solution qui a obtenu les faveurs du Conseil Départemental de l'Hérault.

C'est dans ce cadre qu'a été engagé le montage du dossier de révision spéciale.

3. LA METHODOLOGIE RETENUE

Retenu pour la rédaction du dossier de révision spéciale et l'approfondissement au niveau avant-projet de la solution de confortement retenue, s'appuyant sur le diagnostic complet de l'ouvrage, le nouveau bureau d'étude BRLi a proposé au Propriétaire de l'Ouvrage une approche différente.

Notre implication historique sur l'ouvrage, notre connaissance de son comportement au travers du suivi de l'auscultation depuis sa réalisation, nos visites biannuelles et la réappropriation des éléments issus des inspections particulières et campagnes de sondages, nous ont permis d'engager une évaluation du niveau de sureté de l'ouvrage vis-à-vis de l'instabilité mécanique, optant pour une approche par tronçons homogènes, approche permise par la séparation en plots du barrage, imputable à sa fissuration. De plus, puisque l'ouvrage atteint les objectifs de sécurité pour les combinaisons d'actions quasipermanentes et rares, l'objectif est d'adopter une démarche en cotes de danger, avec pour chaque tronçon du barrage l'association d'une cote de plan d'eau extrême pour laquelle la stabilité de la section n'est plus assurée.

Ce zonage permet de discrétiser les mesures de confortement à redéfinir, de façon à proposer au maître d'ouvrage et aux services de contrôle une approche de réduction des risques pragmatique.

4. APPLICATION AU BARRAGE DES OLIVETTES

Depuis sa construction et première mise en eau, le barrage des Olivettes fait l'objet du suivi prescrit par la réglementation. Son comportement peut être évalué aujourd'hui sur la base des données d'auscultation, du contenu des visites techniques approfondies, des bilans de sureté réguliers et notamment sur la base des investigations menées.

4.1. Analyse globale des observations

L'analyse croisée des observations a montré que :

- Le BCR est un matériau comprenant une certaine hétérogénéité due principalement à sa mise en œuvre et à sa teneur en liant ;
- Les caractéristiques mécaniques du BCR sont restées assez stables dans le temps ;
- Les écoulements internes au BCR, sont favorables à un lessivage du liant mais restent nettement freinés par la formation de calcite dès qu'ils atteignent la galerie de drainage ou l'extérieur. Le barrage est sujet à une lixiviation localisée de son liant.;
- L'analyse physico-chimique d'échantillons de BCR ne révèle aucune pathologie particulière ;

- Les examens des forages de reconnaissances ont permis de visualiser des venues d'eau sur les parois des forages aux alentours de la cote 142.00 mNGF, révélatrices d'une circulation d'eau au sein du parement amont.

4.2.Bilan sur l'état actuel du corps de l'ouvrage

Sur la base des éléments analysés, il est conclu que le corps de l'ouvrage présente un état plutôt satisfaisant. Les investigations géotechniques effectuées ont été menées sur 3 profils de l'ouvrage. Ces profils correspondent à des sections « non déversantes ». Toutefois, ils encadrent la section « déversante », ce qui permet de pouvoir considérer qu'une certaine continuité des caractéristiques puisse exister entre chaque rive, les conditions de mise en œuvre étant identiques.

Les venues d'eau observées à l'intérieur des forages témoignaient de l'existence de passes de densités et porosités hétérogènes, observées sur tous les forages, sans véritable correspondance altimétriques. Les imageries de parois permettaient de visualiser des suintements le long des parois ou quelques jets d'eau sous pression, provenant de la retenue amont, sans véritable correspondance d'un forage à l'autre.

Enfin, l'observation des contacts barrage-fondation, exemple en figure 4, a permis de conserver le jeux de paramètres mécaniques prudent proposé dans les études précédentes.



Figure 4 : Contact BCR- Rocher de fondation en imagerie de paroi

Cet ensemble de données collectées et regroupées dans le cadre du Dossier de Révision Spéciale a permis de produire un diagnostic complet de l'ouvrage, nécessaire à la consolidation des hypothèses de calcul pour l'évaluation du niveau de sureté de l'ouvrage.

4.3. Evaluation du niveau de sureté de l'ouvrage

4.3.1. Introduction

Dans un premier temps, une analyse de la stabilité de l'ouvrage sur différents profils représentatifs d'un tronçon homogène a été réalisée, ce pour différentes combinaisons de sollicitation, quasi-permanentes, rares ou extrêmes.

Ensuite, la démarche a consisté à l'évaluation du niveau de sureté actuel de l'ouvrage, en estimant une cote de danger pour deux sections représentatives.

4.3.2. Évaluation de la stabilité actuelle du barrage

4.3.2.1. Géométrie des sections de barrage vérifiées

Sur la base du cahier de profil de récolement et du levé de fond de fouille, ont été retenus pour étude 4 profils résultants d'une discrétisation de l'ouvrage en tronçons homogènes.



Figure 5 - Localisation des profils de calcul





Figure 8 - Profil 10 (RD)

Figure 9 - Profil 3 (RG)

152.00

500 1

35

4.3.2.2. Paramètres mécaniques des matériaux

Sur la base de l'ensemble du diagnostic mené, les propriétés mécaniques suivantes ont été retenues pour la conduite des calculs de stabilité :

γ (kN/m³)	24
φ (°)	45
c (kPa)	100
f _{ck} (MPa)	14
f _{tk} (MPa)	0

Tablaau 1	1 Dronriátác	du contact	
Tapieau 1	L - Probrietes (au contact	BCK/BCK

Tableau 2 - Propriétés du contact barrage-fondation

φ (°)	45
c (kPa)	0
f _{tk} (MPa)	0

4.3.2.3. Hypothèses de sous-pression

En sus des caractéristiques géomécaniques du BCR et du contact barrage-substratum, les hypothèses portent aussi sur le diagramme initial de sous-pressions adopté en regard des données d'auscultation et d'une approche prudente.



Figure 10 - Scénarios de répartition des sous-pressions sous le barrage pour une retenue normale, confrontés à un rabattement pessimiste de 60%

Pour les sections de barrage étudiées, on représente les profils piézométriques associés par l'exploitation des modèles mathématiques issus des résultats des analyses HST. En résulte l'ensemble des courbes pointillées, correspondant chacune à une section distincte. Le profil piézométrique de calcul (courbe rouge) est un profil enveloppe, correspondant à une valeur de coefficient de rabattement de 60%.

Le diagramme des sous-pressions ci-dessous illustre le profil des sous-pressions aux interfaces barrage-fondation puis BCR/BCR et à différentes cotes de l'ouvrage :



Figure 11 - Profil des sous-pressions aux différentes interfaces de calcul pour la cote RN

Le cas accidentel de la défaillance combinée du voile d'étanchéité et de l'incapacité du voile de drainage à dissiper les sous-pressions est également étudié. La sous-pression initiale sera alors modélisée par une pression trapézoïdale simple, sans rabattement.

4.3.3. Méthodes de calcul

Les calculs conduits restent classiques, ils reposent sur les recommandations éditées par le CFBR.

Reposant sur une approche bidimensionnelle, cette méthode repose sur la détermination des contraintes développées au droit d'interfaces prédéterminées dont les plus remarquables sont l'interface barrage fondation et l'interface BCR/BCR au niveau du plan de la galerie de visite.

On évalue la stabilité des profils définis, selon trois critères imposés:

- L'état limite d'ouverture des fissures ;
- L'état limite de résistance à l'effort tranchant, dont l'expression du critère est rappelé ci-après :

$$\left[\mathbf{C}_{k} / \gamma_{mc} \cdot \mathbf{L}' + \mathbf{N}' \cdot (\mathbf{tan}\varphi)_{k} / \gamma_{mtan\varphi}\right] > \gamma_{d1} \cdot \mathbf{T}$$

• L'état limite de résistance à la compression ;

Le calcul d'ouverture des fissures est conduit de façon itérative et inclut la prise en compte de l'évolution du profil de sous-pression au fil des itérations.

Après avoir identifié les différents cas de charge, on étudie les combinaisons d'actions suivantes :

Tableau 3 - Récapitulatif des combinaisons d'actions étudiées

Numéro	Туре	Combinaison d'actions
1	Quasi- permanente	RN et fosse aval pleine
2	Quasi- permanente	RN et fosse aval vide
3	Rare	Crue de période de retour T = 1 000 ans et fosse aval pleine
4	Rare	Crue de période de retour T = 3 000 ans et fosse aval pleine
5	Extrême	Crue de période de retour T = 100 000 ans et fosse aval pleine
6	Extrême	RN, fosse aval pleine et séisme SES
7	Extrême	RN, défaillance du système de drainage
8	Extrême	Crue de période de retour T = 1 000 ans et défaillance du pertuis d'évacuation des crues (obturation totale)

Le tableau 4 ci-dessous consigne les résultats des différents calculs conduits. :

Combinaison d'actions	Profil déversant type	Profil 6bis	Profil 10 - RG	Profil 3 - RD
1	Stable	Stable	Stable	Stable
2	Stable	Stable	Stable	Stable
3	Stable	Stable	Stable	Stable
4	Stable	Stable	Stable	Stable
5	Instable	Instable	Stable	Stable
6	Stable	Stable	Stable	Stable
7	Stable	Stable	Stable	Stable
8	Stable	Stable	Stable	Stable

Tableau 4 - Synthèse des résultats

Les résultats des calculs permettent de constater qu'en l'état, le barrage des Olivettes ne présente pas de risque d'instabilité pour l'ensemble des situations quasi-permanentes et rares. La stabilité de l'ouvrage n'est pas non plus remise en question pour les situations extrêmes de séisme, défaillance combinée des voiles d'étanchéité et de drainage. La seule situation d'instabilité concerne les profils type déversant et 6bis, lors de l'occurrence d'une crue de période de retour T = 100 000 ans. Pour cette situation de calcul, les critères mécaniques ne sont pas respectés au droit de l'interface barrage-fondation.

Au regard de ce résultat, nous allons par la suite chercher à déterminer une cote de dangers pour ces deux profils.

4.3.4. Définition de la cote d'atteinte de la limite de stabilité de l'ouvrage

En reprenant la même méthodologie de calcul et en considérant la combinaison de charge comme accidentelle, on détermine la cote hydraulique au-delà de laquelle la stabilité de l'ouvrage n'est potentiellement plus assurée.

Il est précisé que la cote atteinte au droit du profil non déversant sollicitant le parapet, il a été nécessaire de vérifier la stabilité de ce dernier sous cette sollicitation pour confirmer la cote obtenue.

Nous avons alors pour chacun des deux profils une cote spécifique :



Figure 12 et 13 - Cotes de dangers reportées sur les profils non-déversants et déversants

L'étape suivante consiste à rattacher une période de retour pour chacune de ces cotes obtenues.

En s'appuyant sur les résultats de la dernière révision de l'étude hydrologique et des calculs de laminage associés (figure 13), il est possible d'associer des périodes de retour à ces cotes de dangers, et ainsi relier le risque d'instabilité à une probabilité d'occurrence.

Soit :

- 169.26 mNGF, associée à une période de retour de T = 7 200 ans pour le profil type déversant ;
- 170.17 mNGF, associée à une période de retour de T = 73 000 ans pour le profil type déversant.



Figure 14 - Distribution de fréquence des cotes du plan d'eau, modifiée pour le DRS

5. CONCLUSIONS

BRL Ingénierie a choisi d'adopter une approche dite « en cotes de danger » lors de la production du Dossier de Révision Spéciale du barrage des Olivettes. Dans un premier temps a été vérifiée la stabilité de l'ouvrage soumis à des crues de périodes de retour prédéterminées. Dans un second temps, a été favorisé la détermination des périodes de retour des crues entraînant la défaillance de l'ouvrage. C'est une méthode de probabilisation de la défaillance, parfaitement compatible avec une démarche de type analyse de risque. Parce qu'elle naît d'un diagnostic global du barrage et une probabilisation des agressions naturelles, elle totalement en phase avec l'exercice des études de dangers.

Plus particulièrement dans le cadre d'études de stabilité et a fortiori l'élaboration d'un dossier de révision spéciale, il parait pertinent d'évaluer le niveau de sureté d'un ouvrage face à une crue extrême. S'appuyant sur les résultats des études hydrologiques et hydrauliques, il est tout à fait envisageable de conduire un raisonnement fondé sur les cotes de danger et de lier une sollicitation du niveau de retenue amont à la période de retour de la crue associée.

Dans le cas du barrage des Olivettes, la démarche permet d'évaluer le niveau de criticité d'un scénario de rupture pour différentes parties de l'ouvrage et d'en analyser le niveau d'acceptabilité.

D'une solution initiale de confortement global de l'ouvrage, les résultats ont conduit le bureau d'études à proposer :

- de juger acceptable le niveau de sureté des profils non déversants,
- de considérer qu'un confortement de la section déversante est à envisager.

À ce jour, l'arrêté technique Barrage a été publié. En regard de son application, aucun confortement n'est exigé par les Services de contrôle. Mais les conclusions définitives sont reportées à l'analyse de risque qui sera menée au plus tard lors de la révision de l'étude de dangers initiale.

En complément, le Bureau d'étude s'est positionné sur une proposition des mesures de réduction des risques, non sans y adjoindre deux préconisations complémentaires:

- l'enrichissement du dispositif d'auscultation ;
- l'engagement d'un suivi à long terme de la lixiviation du matériau BCR.
CONFORTEMENT PAR ANCRAGES PASSIFS : QUEL COMPORTEMENT ? QUEL DIMENSIONNEMENT ? PROPOSITION D'UNE METHODE INNOVANTE DE JUSTIFICATION

Dam strengthening with passiv anchors : Innovative approach to design

Grégory COUBARD, Frédéric LAUGIER EDF-CIH, Savoie Technolac, 73373 Le Bourget-du-Lac

gregory.coubard@edf.fr ;frederic.laugier@edf.fr

Luc DEROO

ISL deroo@isl.fr Mathieu FERRIERE CNR Ingénierie, 2 rue André Bonin, 69316 Lyon <u>M.Ferriere@cnr.tm.fr</u>

MOTS CLEFS

Ancrages passifs, Confortement, Barrages-poids, Etude de stabilité

KEY WORDS

Passive anchors, Rehabilitation works, Reinforcement, Gravity dams, Stability analysis

RÉSUMÉ

Le confortement des barrages poids avec des ancrages passifs ne fait pas actuellement consensus au sein de la profession sur la façon d'introduire leur apport dans les méthodes de calcul. Or, les ancrages passifs ont été utilisés, et sont encore utilisés sur de nombreux ouvrages : à l'interface barrage-fondation, dans le corps du barrage, entre structure en béton armé d'un évacuateur et béton du barrage pour des chargements statiques ou sismiques. L'article basé sur le retour d'expérience des auteurs propose de faire un tour d'horizon de quelques structures ayant déjà été confortées par ancrages passifs. Puis sur la base de données expérimentales et d'approche issues du monde académique (et en particulier des travaux de Pellet) une méthode innovante de prise en compte de l'apport des ancrages passifs est proposée dans le cadre de la démonstration de stabilité d'un barrage de type poids. Cette méthode semble particulièrement adaptée pour le confortement des barrages poids de taille modérée. Les interrogations/questionnements relatifs à la mise en œuvre de ce type de confortement sont discutés en fin d'article, l'objectif étant d'ouvrir la discussion afin de converger à terme vers un consensus au sein de la profession.

ABSTRACT

Gravity dam rehabilitation with passive anchors is currently an open discussion. On the other hand, many hydraulics structures were actually reinforced with passive anchors at various locations and for various purposes: dam foundation interface, dam body, interface between dam body and reinforced concrete spillway for seismic or static loading. This paper presents a series of case studies of dams which were recently reinforced with passive anchors. It proposes an innovative method for the assessment of passive anchors used to improve the stability of a gravity dam. This method is based on experimental data and theoretical approaches coming from research results (especially F. Pellet's PhD works). This method appears to be especially suitable for moderate size dams. The authors believe that passive anchors could be a very important tool for future projects of gravity dams reinforcement. Still some issues and questions need further discussions so as to build a shared point of view about design and construction methods.

1. INTRODUCTION

Une des solutions les plus couramment utilisées pour conforter les barrages poids existants consiste à installer des tirants d'ancrages actifs. Cette solution est utilisée mondialement depuis plusieurs dizaines d'années (on note même des utilisations précoces en France dès les années 30 au barrage de Marèges par exemple) et les références sont innombrables. Cette solution permet de se remettre dans les conditions « standards » de stabilité, en ajoutant une « masse virtuelle » équivalente permettant de limiter les contraintes de traction en pied amont et d'améliorer la résistance au cisaillement par l'augmentation de l'effort normal. Elle se révèle en général beaucoup plus économique que des confortements massifs par recharge aval ou engraissement de profil. Néanmoins, cette solution, quoique relativement économique, reste onéreuse pour les petits barrages. Elle requiert par ailleurs une certaine technicité et maîtrise, à la fois dans sa réalisation et dans ses exigences de maintenance et de surveillance.

Une autre option, plus économique, consiste à proposer, un confortement par le recours à des ancrages passifs scellés dans le barrage et la fondation. Cette option est très répandue pour la stabilisation d'ouvrages hydrauliques annexes tels que les bassins de dissipation ou les coursiers d'évacuateurs. Elle reste pourtant très peu usitée pour le corps des grands barrages, et connait quelques applications, peu nombreuses, pour le corps des petits barrages. En effet, il demeure des difficultés de

fond pour justifier la stabilité des barrages poids avec les méthodes standards type CFBR (basées sur un simple calcul des forces), par manque de compréhension fine des mécanismes en jeu à l'interface béton / fondation et du mode de fonctionnement réel des ancrages passifs soumis à la fois à des efforts de traction et de cisaillement. Ainsi, les recommandations CFBR de 2010 relatives à la justification de la stabilité des barrages-poids mentionnent ceci concernant les ancrages passifs : « Il n'y a pas aujourd'hui consensus au sein de la profession sur la façon d'introduire la résistance des ancrages passifs est limité. Le projeteur doit donc justifier clairement les hypothèses et la démarche qu'il adopte et garder à l'esprit que les présentes recommandations ne sont pas encore assises sur une pratique bien établie. ».

Après avoir présenté quelques exemples de confortement de barrages poids par ancrages passifs, une méthode innovante de justification de ces derniers est proposée. Elle est basée en grande partie sur des travaux expérimentaux et de recherche, datant de plus de 25 ans orientés initialement sur les ancrages utilisés en mécanique des roches pour le confortement des ouvrages géotechniques [5].

Les difficultés ou questions relatives à l'utilisation des ancrages passifs pour les barrages poids sont discutées en fin d'articles. Parmi celles-ci :

- Difficulté à mobiliser l'ancrage en traction sans déplacement vertical
- Fonctionnement de l'ancrage en cisaillement :
 - Effet « fil à couper le beurre » de l'ancrage sollicité dans le béton
 - Au droit de l'interface béton / rocher, flexion localisée importante
- Durabilité (corrosion) des ancrages, en particulier à l'interface.
- Situation de projet adaptée à leur utilisation. Les ancrages passifs sont-ils seulement réservés aux situations accidentelles autorisant déplacement, ouverture de fissures où seraient-ils applicables également aux situations plus restrictives exceptionnelles ?

2. RETOUR D'EXPERIENCES D'OUVRAGES CONFORTES PAR ANCRAGES PASSIFS

2.1. Tirants passifs pour la stabilité au séisme des piliers d'un barrage mobile – L'exemple du barrage de Chancy-Pougny

2.1.1. Contexte

L'analyse dynamique du barrage franco-suisse de Chancy-Pougny sur le Rhône, a mis en évidence que les contraintes de traction qui se développeraient sous sollicitations sismiques rive-à-rive (SES de 0,23g) seraient supérieures à la résistance à la traction dynamique des piliers et ce, malgré la mise en place de butons de blocage à leur tête. La raison de cette fragilité transversale est que la plus grande partie des sollicitations provient des masses d'eau situées entre les passes du barrage en amont des vannes ; les autorités suisses demandant, non seulement de considérer cette masse d'eau oscillante dans le sens longitudinal du fleuve, mais aussi, de façon très conservative, dans le sens transversal ce qui ce revient en quelque sorte, à considerer que les passes sont infinies.

Les premières solutions de confortement envisagèrent l'introduction de précontrainte afin d'empêcher la fissuration. Mais ces solutions s'avèrerent à la limite de la faisabilité technique en raison du fort élancement des piliers (grande hauteur / faible épaisseur) et de la médiocre qualité des bétons en place (résistance moyenne à la compression de l'ordre de 12 MPa).

Des solutions alternatives avec tirants passifs furent développées et mises en œuvre avec succès. Les tirants passifs sont utilisés pour augmenter la résistance au cisaillement des plans horizontaux de reprise de bétonnage et reprendre les efforts de traction le long des parements.

2.1.2. Avantages des tirants passifs

Les tirants passifs présentaient les avantages suivants :

- plus nombreux que ne l'auraient été des câbles de précontraintes, ils sont mieux répartis dans les sections à renforcer,
- ils ne sollicitent pas la structure en situation normale mais reprennent la traction et le cisaillement en cas de sollicitation extrême de séisme ;
- leur mise en œuvre, qui s'apparente à celle des micropieux où les barres sont introduites dans un forage puis scellées dans le béton du pilier par des injections gravitaire de coulis, reste somme toute assez classique.

2.1.3. Justification

Les tirants mis en place sont des barres d'acier de « ductilité élevée » avec les caractéristiques suivantes :

0	Classe d'acier	: 1 230 MPa
0	Contrainte à la rupture minimale garantie	: $\sigma_{p,k}$ =1200 MPa
0	Contrainte élastique minimale	: σ _{p0,2k} = 1050 MPa
0	Allongement à la rupture minimum	: A% = 10

B1.04 – Confortement par ancrages passifs : quel comportement? quel dimensionnement ? Proposition d'une méthode innovante de justification page 144

Sur la base des efforts intérieurs maximaux dans les piliers découlant d'un modèle aux éléments finis 3D et d'un calcul selon la méthode du spectre de réponse, une vérification en section homogène de la résistance des piliers fut effectuée de manière classique (contrôle à la flexion et à l'effort tranchant) à l'aide d'un logiciel destiné à l'étude des sections transversales (Fagus de la société CUBUS SA.). On prit soin toutefois de ne considérer la maçonnerie que lorsqu'elle était comprimée (les massifs sont bien en béton, seuls les parements sont en maçonnerie).

Pour les efforts de dimensionnement, il fut tenu compte des combinaisons de l'Eurocode 8, soit :

- Séisme rive-rive avec 30% séisme amont-aval et séisme vertical,
- Séisme amont-aval avec 30% séisme rive-rive et séisme vertical.

Le contrôle en flexion rive-rive consista à déterminer le coefficient de sécurité Effort résistant / Effort sollicitant (le plus petit fut de 2,33) et la contrainte maximale dans les barres avec $\sigma_{normale}$ = 441,2 N/mm² < 1050 MPa.

Le contrôle à l'effort tranchant sur la base d'une résultante $V_{max} = (F_{rive-rive}^2 + F_{amont-aval}^2)^{1/2} = 5131 \text{ kN}$ fut effectué comme suit :

- Armature prévue : 6 barres \emptyset 41 et 7 barres \emptyset 66 de type Freyssinet \Rightarrow As = 31 853 mm²
- Effort tranchant maximum : V_{max} = 5131 kN
- Cet effort fut considéré repris par les armatures. Contrôle de la contrainte :
 - \circ τ_{moyen} = (5131 x 10³ N) / (31 853 mm²) = 161 N/mm²
 - \circ τ_{max} = 1.5 x τ_{moyen} = 242 N/mm²
- Contrainte de comparaison :
 - $\circ \quad \sigma_{global} = (\sigma_{normale}^2 + 3 \tau_{max}^2)^{1/2} = (441.2^2 + 3 x 242^2)^{1/2} = 609 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{p0,2k} = 1050 \text{ N/mm}^2$



Figure 1 : modèles d'analyse des piliers du barrage pour le calcul des efforts intérieurs : (a) extrait du modèle 3D d'analyse dynamique et (b) plan coupe horizontale à l'encastrement pilier / radier [Logiciel Nemetschek-Scia]



Figure 2 : plan coupe au sommet des piliers du barrage – implantations des tirants passifs (points rouges)

In fine , 24 tirants passifs de 19,00 m de longueur, ont été répartis sur le pourtour de chaque pilier, dont 6 actifs et 18 passifs :

- o 6 barres de diamètre 41 mm et 7 barres de 66 mm réparties sur le pourtour du premier tiers amont,
- \circ 5 barres de diamètre 58 mm réparties sur le pourtour du tiers central ,
- 6 barres de diamètre 51 mm réparties sur le pourtour du troisième tiers aval.

Afin d'assurer leur durabilité, un système renforcé de protection contre la corrosion fut réalisé en mettant des gaines plastiques injectées au coulis de ciment autour des barres et en plaçant ces dernières dans des forages suffisamment larges afin de disposer d'un espace annulaire (enrobage) entre le tirant et la paroi du forage d'au moins 6 cm pour un bon ancrage et une bonne protection des barres.



Figure 3 : (a) barres pré-scellées dans leur gaine et (b) vue de dessus d'un avant-bec de pilier équipé de tirants

2.2.Confortement du barrage de Record

Le barrage de Record sur l'Agout (Tarn) est un petit barrage de classe C de 12,4 m de haut sur TN. Barrage vanné initialement équipé de 4 passes segments, il a fait récemment l'objet en 2015 et 2016 d'une réhabilitation complète dans le cadre d'un projet de passage des crues. Ainsi les 4 vannes segments ont été remplacées par 4 passes déversantes de type PKW et le reste du barrage a été rendu déversant [6].

Pour ce projet, la PHE d'origine a été surélevée de 3,35 m. La stabilité du barrage n'a pas été remise en cause au contact barrage-fondation du fait de sa nouvelle configuration (associée à une hausse de la PHE). En revanche, à l'interface barrage existant / nouvelle structure PKW, un renforcement par ancrages passifs a été nécessaire.



Figure 4 : Barrage de Record a) Avant, b) Après



Figure 5 : Barrage de Record a) Coupe ancrage PKW sur seuil, b) Réalisation des ancrages

La stabilité du PKW est renforcée par la mise en place de deux catégories d'ancrages. Les ancrages principaux sont chargés de reprendre les efforts de traction à l'amont (moment de renversement du PKW) tandis que les ancrages secondaires reprennent des efforts de cisaillement (épinglage de 4 rangées de HA20). Les principales caractéristiques des barres principales sont :

o Barres acier (ADC – SAS500) Ø=50mm et L=7ml implantées dans chaque inlet et outlet soit 7 unités par passe. Longueur totale mise en œuvre = 200ml. Orientation de 10° vers l'aval par rapport à l'axe vertical.

o Elles ont été ancrées sur 5ml au travers environ 3.5ml de béton cyclopéen et 1,5ml de béton armé. Le forage a été réalisé par carottage Ø102mm pour traverser l'enveloppe béton armé et pouvoir apprécier la qualité du béton cyclopéen par analyse des carottes extraites. Le scellement s'est fait au mortier PCi Seltex.

Le calcul de stabilité du PKW est réalisée en le considérant comme un structure poids, mais avec l'hypothèse d'abattement quasi-totale des sous-pressions. Les éléments d'appréciation pour justifier cette position sont :

• Le PKW, d'une hauteur de 3,35 m n'est pas à considérer comme un barrage usuel même si la structure retient de l'eau.

• Le PKW de Record a été conçu avec un système d'étanchéité à barrières multiples (Waterstop, tube d'injection ultérieur si besoin, membrane amont accessible et réparable) et un système de drainage correctement dimensionné (un drain de collecte sur la largeur et drains d'évacuation à l'aval de chaque inlet). Ce système de drainage est nettement plus efficace qu'un drainage en fondation de barrage, ce qui explique l'écart avec les préconisations du CFBR.

Par ailleurs les calculs ont été menés dans les conditions suivantes :

- Hypothèse conservative de niveau aval
- Cas de charge accidentel à PHE avec défaut d'étanchéité. Ce cas correspond à un défaut d'étanchéité localisé en cours de crue (il ne peut donc pas être réparé). L'abattement de 50% encore supposé est lié au fait que le défaut est supposé localisé (et non généralisé) et que le réseau de drainage est dimensionné pour évacuer un débit de fuite relativement conséquent. C'est une hypothèse optimiste dans le cadre d'un défaut d'étanchéité puisque selon les recommandations CFBR pour le calcul des barrages poids, il s'agit de l'hypothèse à retenir en cas d'étanchéité et de drainage fonctionnel. Néanmoins, contrairement à un barrage où l'on draine une masse rocheuse fissurée par des forages ponctuels, le dispositif de drainage du PKW permet de drainer toute une ligne à l'aval du joint waterstop.
- Dimensionnement des ancrages réalisé en situation de service compte tenu des déplacements engendrés. Ces derniers doivent en effet rester compatibles avec le type d'étanchéité retenu. Le Waterstop et la membrane amont acceptent des déplacements pluri-millimétriques (déplacements max estimés par le bureau de structure de 2 mm).

2.3.Confortement de l'ouvrage de fermeture RD du barrage de la Palisse

Le barrage voûte de la Palisse (Loire), fait actuellement l'objet de travaux de réhabilitaton dans le cadre d'un projet de passage des crues suite à la révision des études hydrologiques. Barrage voûte mince de 55 m de haut, il est équipé de deux culées en rive. Ces culées sont dites en « L » avec des ouvrages de fermeture poids reprenant les efforts hydrostatiques de la retenue, les culées ne reprenant que les efforts de la voûte. Le projet de réhabilitation prévoit une réhausse des PHE de 1,90 m qui permet de faire transiter la nouvelle crue de projet par le seuil déversoir existant au centre de la voute. Les ouvrages de réception aval sont légèrement modifiés pour s'adapter à l'augmentation de débitance. Les parties non déversantes de la voûte sont surelevées d'environ 2 m.



Figure 6 : a) Barrage de la Palisse, vue aval, b) Vue de dessus

Les justification des ouvrages modifiés (voûte, culées et ouvrages de fermeture RG) ont été menées . Elles n'ont pas conduit à des confortements particuliers, en dehors de l'ajout naturel des masses liées à la surévélation des ouvrages.

La structure de fermeture à l'extrême rive gauche a posé plus de difficultés. Il s'agit d'une structure en béton de faible hauteur (environ 8,5 m), mais très élancée pour laquelle les coefficients de stabilité en situation exceptionnelle ne sont pas satisfaits. Le confortement retenu est réalisé à l'aide de barres d'ancrages passifs. Le dimensionnement des ancrages est conduit en considérant, de manière conservative la pleine sous-pression sous toute la section.

La justification a été conduite en considérant que le mode de rupture préférentiel de cette structure très élancée se fait par renversement. Cette configuration permet la mise en traction effective des ancrages avec peu de reprise de cisaillement. Une vérification détaillée a été réalisée par une modélisation 3D du comportement de la structure et des ancrages. Le prédimensionnement du confortement a conduit à retenir, en phase APD, la mise en place de 8 ancrages (espacement 1 m) constitués de barres GEWI 43 mm. La longueur unitaire de scellement dans le rocher est estimée à 6,50 m. Pour limiter le développement de la corrosion, les barres GEWI ont été munies d'une protection P2 au sens du TA95.

L'ouverture du contact en pied amont entraine une augmentation des compressions en pied aval visible sur la cartographie des contraintes principales majeures (Cf. Figure 7). Ces compressions restent cependant limitées (~5-6 MPa) et très inférieures à la résistance à la compression du béton et du rocher.



Figure 7 : a) Modelisation 2D de l'ouvrage de fermeture, b) Modelisation 3D du comportement des ancrages

3. PROPOSITION D'UNE METHODE DE PRISE EN COMPTE DES ANCRAGES PASSIFS

3.1 Fonctionnement des ancrages passifs

Par essence, les ancrages passifs ne sont mobilisés que par une déformation ou un déplacement de la structure qu'ils renforcent. Lorsque les déformations sont faibles et restent dans le domaine élastique linéaire, l'apport des ancrages est minime. En revanche, lorsque des déplacements plus importants ont lieu (ouverture ou glissement), cet apport peut devenir très significatif.



Figure 8 : Extraits de [3] et [2] – Blocs de béton avec ancrage vertical avant essai & Schéma de la boite de cisaillement

Les essais menés en 1997 au CEREMA de Bron illustrent bien le fonctionnement des ancrages passifs pour le renforcement d'une interface cisaillée. Ces essais de grande dimension ont fait l'objet de plusieurs publications ([2] & [3]) : Deux blocs de béton de dimension 150x100x62,5 cm³ et de résistance à la compression 50 MPa ont été renforcés par des ancrages passifs de différents diamètres (compris entre 20 et 40 mm) et avec différentes inclinaisons (90° ou vertical à 45°).

Ces essais ont mis en évidence la forte contribution des ancrages passifs à la résistance au cisaillement de l'interface béton-béton. Il est intéressant de noter que la rupture de l'ancrage a toujours eu lieu dans le plan de cisaillement.



Figure 9 : Extraits de [3] et [2] – Barre cisaillée à l'interface & Résultats des essais avec ancrages verticaux (courbes « Exp »)

B1.04 – Confortement par ancrages passifs : quel comportement? quel dimensionnement ? Proposition d'une méthode innovante de justification page 148

Analyse :

Dans le cas de sollicitations simultanées du tirant par une force de traction Fd, une force de cisaillement Vd et un moment fléchissant Md, la résistance ultime interne d'une barre d'ancrage est vérifiée dans la norme suisse SIA 191/1 par la formule suivante :



Figure 10 : Extrait de [4] – Critère de résistance ultime interne d'une barre

La rupture de la barre ayant lieu à l'interface et les efforts étant symétriques, le moment est nul dans la zone de rupture. Seule la résistance ultime au cisaillement peut être considérée. Le critère devient alors similaire au critère de Von Mises. Pour les différents diamètres de barres et pour une résistance à la traction de la barre de 550 MPa, les résistances ultimes au cisaillement sont les suivantes :

Diamètre de la barre	Contribution de la barre au cisaillement (essais CEREMA)	Résistance ultime de la barre au cisaillement (SIA ou critères de Von Mises)	
20 mm	~200 kN	100 kN	
25 mm	~290 kN	156 kN	
28 mm	~370 kN	196 kN	
32 mm	~450 kN	255 kN	
40 mm	~750 kN	399 kN	

Figure 11 : Comparaison entre contribution expérimentale de la barre et résistance ultime au cisaillement de la barre

Le tableau précédent met en évidence que la contribution de la barre à la résistance au cisaillement de l'interface est près de deux fois supérieure à la simple résistance ultime de la barre au cisaillement. Cela est dû à l'effet de confinement de la barre cisaillée : sous l'action du cisaillement, la barre tend à s'allonger et se met en traction ; l'adhérence entre la barre et le béton s'oppose à cet allongement : un effort normal égal à la traction dans la barre est généré au sein du béton, et vient comprimer l'interface ; cela ajoute ainsi de la résistance au cisaillement par frottement.

Ce mécanisme est important dans le fonctionnement des ancrages passifs et a été analysé et reproduit par l'approche de Pellet [5] décrite dans le paragraphe suivant.



Figure 12 : Extrait de [5] – Apport de l'ancrage cisaillé avec un effort tangentiel R_t et un effort normal R_n

Remarque importante :

Un premier dimensionnement des ancrages passifs peut consister à simplement s'assurer que le déficit d'effort (notamment en cisaillement) dans le bilan de stabilité de la structure est inférieur à la résistance ultime des ancrages mis en place moyennant quelques marges de sécurité (coefficients de sécurité sur les résistances et hypothèses conservatives telles que la pleine sous-pression sous la structure par exemple).

Ce premier dimensionnement sera conservatif puisqu'il ne prendra pas en compte l'effet de confinement. En revanche, ce premier dimensionnement ne permettra pas d'estimer l'importance des déplacements de la structure.

Une méthode permettant de mieux décrire le fonctionnement de la structure confortée et les déplacements associés est donc proposée dans la suite de l'article.

3.2 L'approche de Pellet issue du domaine souterrain

L'approche est basée sur un modèle analytique rendant compte à la fois du comportement de la barre (avec deux parties : domaine élastique et domaine plastique) et du milieu encaissant (coulis & béton du barrage ou coulis & rocher de la fondation) supposé parfaitement plastique. Les hypothèses et la construction du modèle analytique sont détaillées dans la thèse [5]. Le développement du modèle s'est appuyé sur une campagne expérimentale réalisée sur une presse triaxiale de grande dimension (éprouvettes de 60x30x30 cm³) et sur deux matériaux différents : un calcaire dur de résistance à la compression 150 MPa et un matériau plastique représentant une roche tendre de résistance à la compression 7 MPa.

B1.04 – Confortement par ancrages passifs : quel comportement? quel dimensionnement ? Proposition d'une méthode innovante de justification page 149

Le modèle analytique permet d'évaluer l'évolution de l'effort tangentiel R_t et de l'effort normal R_n apportés par l'ancrage en fonction du déplacement tangentiel U_j au niveau de l'interface (cf. Figure 12). A titre d'exemple, la Figure 13 donne les courbes $R_t(U_j)$ et $R_n(U_j)$ pour les caractéristiques d'ancrage et de milieu encaissant suivantes :

- Ancrage vertical de diamètre 50 mm, de résistance 500 MPa, de module 210 GPa et de déformation à la rupture de 10%.
- Matériau encaissant de résistance à la compression 15 MPa.



Figure 13 : Apport de l'ancrage : effort tangentiel R_t et effort normal R_n en fonction du déplacement au niveau du joint U_i [5]

La contribution de l'ancrage à la résistance au cisaillement de l'interface confortée (T_b) peut ensuite être évaluée, en connaissant l'angle de frottement de l'interface (φ_i), par la formule suivante :

$$T_{b} = R_{t} + R_{n}.tan(\phi_{j})$$

Sur la Figure 9, cette contribution $T_b(U_j)$ calculée par cette approche (notée « BJM » en légende) a été comparée aux résultats expérimentaux (notés « Exp »). Il en ressort que l'approche permet reproduire avec une très bonne fidélité les données expérimentales du CEREMA sur un béton de résistance à la compression 50 MPa. Cette approche a également permis de reproduire les essais réalisés dans le cadre de la thèse de Pellet sur des matériaux de résistance à la compression 7 MPa (plastique) et 150 MPa (calcaire) mais également sur d'autres essais avec des résistances à la compression du milieu encaissant allant de 10 MPa (grès) à 105 MPa (granite). L'ensemble de ces éléments sont disponibles dans la thèse [5].

L'approche de Pellet a donc été validée par un grand nombre de données expérimentales.

3.3 De la théorie aux cas pratiques : sollicitations composées et effets de groupe

L'approche décrite ci-dessus vaut pour un ancrage isolé, soumis à une sollicitation de cisaillement pur. Dans la pratique, une série d'ancrages est mise en œuvre, et l'interaction entre eux modifie le comportement. Par ailleurs, la sollicitation n'est pas toujours un cisaillement pur : il peut également y avoir de la traction.

Cela ne modifie pas fondamentalement l'analyse, mais nécessite quelques précautions.

Lorsque les ancrages sont sollicités de manière composée (cisaillement + traction), par exemple au pied amont d'un barrage poids s'il y a amorce de fissuration, alors les abaques de Pellet doivent être un peu modulées. En effet, il faut d'abord que le déplacement de cisaillement viennent refermer la fissure, avant de générer une contrainte de compression. En approche conservative, on peut considérer ceci : on distingue, dans l'ancrage : la composante de traction provenant des efforts externes (Rn-ext); la composante de traction provenant des efforts internes (Rn-int). La valeur numérique de l'effet de Pellet ne s'applique que sur la résultante Rn-int – Rn-ext. En revanche, la vérification de stabilité interne (par ex : résistance de l'ancrage) se fait bien sur Rn-int+Rn-ext.

Il convient cependant de préciser les éléments d'appréciation suivants quant à la prise en compte de l'ouverture normale δn de l'interface sur le comportement du joint selon les auteurs du présent article :

- Ce point ne devrait avoir aucune incidence lorsque l'interface est fermée (pas de fissuration au niveau de l'emplacement des ancrages),
- L'incidence devrait être faible si la fissuration est limitée (dans l'exemple ci-après, on constate que la fissuration, i.e. la zone en traction, dépasse à peine la zone d'implantation de l'ancrage, cf. figure 15),
- L'incidence serait potentiellement plus importante si la fissuration se propage bien au-delà de l'ancrage (typiquement pour les structures plus élancées).

Cette question, ainsi que la manière de prendre en compte les barres inclinées, constituent des sujets qui mériteront un développement plus large au-delà du présent article.

Par ailleurs, la localisation des ancrages dans la structure fait qu'ils ne seront pas tous également sollicités. C'est par exemple le cas lorsque le déplacement de la structure sous l'effort tranchant n'est pas une simple translation, mais la B1.04 – Confortement par ancrages passifs : quel comportement? quel dimensionnement ? Proposition d'une méthode innovante de justification page 150

combinaison d'une translation et d'une rotation. Dans ce cas, le déplacement au niveau du joint considéré n'est pas uniforme et il faut distinguer la contribution de chacune des barres.

L'effet d'une série d'ancrages est en théorie additif. Par exemple, lorsque les ancrages sont proches les uns des autres, et alignés sur l'axe du barrage, leurs effets s'ajoutent, même s'ils sont proches les uns des autres. Il faut cependant s'assurer de la capacité du rocher de fondation et/ou du corps du barrage à reprendre l'effort de traction correspondant.

3.4 Principe de la méthode de prise en compte des ancrages passifs

La méthode de prise en compte des ancrages passifs exposée dans cet article s'applique aux structures soumises à des efforts de cisaillement. Il s'agit typiquement du renforcement des barrages-poids, avec une ligne d'ancrages parallèle à l'axe du barrage. Elle consiste à :

- Choisir un dimensionnement : nombre de barres, diamètre, caractéristiques mécaniques, inclinaison.
- Calculer par l'approche de Pellet l'apport des ancrages en fonction du glissement au niveau de l'interface : $R_t(U_j)$ et $R_n(U_j)$,
- Estimer le déplacement U_j nécessaire à l'obtention d'une situation d'équilibre, c'est-à-dire d'un coefficient de stabilité au glissement de 1 (Fg = 1) sans prise en compte des coefficients partiels de sécurité,
- Quantifier le glissement (U_j) et le taux de sollicitation des barres ($V(R_n^2+R_t^2)/V(R_{n_max}^2+R_{t_max}^2)$) auquel il faut éventuellement ajouter le taux de sollicitation par traction
- Vérifier les autres paramètres de résistance interne : résistance au glissement à l'interface forage / milieu encaissant ; résistance à la traction des cones de rocher et de corps de barrage sollicités en traction.
- Vérifier le fonctionnement statique global (équilibres en moment, fissuration) avec l'effort Rt et Rn ajouté.

La démarche est alors itérative, en fonction des résultats et suivant l'objectif à atteindre en termes de déplacement et de taux de sollicitation, le dimensionnement peut être revu.

La méthode n'est encore qu'au stade de la proposition. Aucun critère n'est fixé dans cet article. Cependant, étant donné que les résultats de la méthode sont un déplacement/glissement à l'interface et un taux de sollicitation des barres, les critères naturels semblent devoir être :

- Un critère de glissement admissible : Pour chaque type de situation et éventuellement en fonction de la classe de l'ouvrage, une valeur de glissement « acceptable » ou « admissible » pourrait être définie.
- Un critère sur le taux de sollicitation des ancrages : Ce critère pourrait faire office de coefficient de sécurité et couvrirait les incertitudes sur les différents paramètres mécaniques ainsi que le processus potentiel de corrosion des ancrages.
 De la même manière que pour le critère de déplacement, il pourrait dépendre de la situation et de la classe de l'ouvrage.

Ces valeurs pourraient faire l'objet d'une concertation, d'un consensus au sein d'un groupe de travail du CFBR. De même, la question de la vérification de l'ouvrage pour un retour à une situation normale pourra être discutée.

3.5 Application de la méthode à un ouvrage

Afin de mieux appréhender le principe de la méthode proposée pour la prise en compte des ancrages passifs, un exemple d'application est développé dans ce paragraphe. Le confortement par ancrages passifs semble particulièrement adapté aux ouvrages de petite taille fortement chargés en crue. C'est typiquement le cas des barrages de type seuil déversant. L'ouvrage étudié a les caractéristiques suivantes :



B1.04 – Confortement par ancrages passifs : quel comportement? quel dimensionnement ? Proposition d'une méthode innovante de justification page 151

- Seuil (profil Creager) de 11 m environ de hauteur.
- Masse volumique moyenne du béton : 2200 kg/m³.
- Caractéristiques à l'interface béton-rocher : Cohésion C = Résistance traction Rt = 0 / Angle de frottement ϕ = 45°.
- Chargement à la cote de la crête à retenue normale et déversement de 4,5 m de hauteur en crue de projet.

Sans confortement, la stabilité de l'ouvrage est justifiée selon les recommandations CFBR [1] à retenue normale. En revanche, elle ne l'est pas pour la crue de projet.

Un confortement par ancrages passifs est proposé avec les caractéristiques suivantes :

- 1 ancrage vertical par mètre linéaire de 50 mm de diamètre.
- Caractéristiques de l'ancrage : résistance de 500 MPa, module de 210 GPa, déformation à la rupture de 10%.
- Caractéristique du matériau encaissant : résistance à la compression de 15 MPa.

Le fonctionnement de l'ancrage passif est décrit dans le §. 3.1. La Figure 12 illustre la déformée de la barre et les efforts tangentiel (R_t) et normal (R_n) se développant en fonction du déplacement (U_j). La Figure 13 donne les courbes $R_t(U_j)$ et $R_n(U_j)$ pour les caractéristiques de dimensionnement du confortement décrites ci-dessus, auquel il faut ajouter le taux de sollicitation par traction (très faible dans le présent exemple dans la mesure où l'extension maximale de la fissure atteint à peine la ligne d'ancrage et une ouverture attendue très faible à cet endroit).

Les ancrages passifs permettent d'éviter une rupture fragile de l'ouvrage par l'apport de la ductilité propre aux barres d'acier et leur capacité de déformation. L'application de l'approche de Pellet montre que pour le dimensionnement choisi, le glissement est de 42 mm et le taux de sollicitation des barres est de 34%.



Figure 15 : Résultats de l'étude de stabilité avec confortement par ancrages passifs verticaux

4. QUESTIONNEMENTS RELATIFS AU CONFORTEMENT PAR ANCRAGES PASSIFS

La proposition de méthode décrite dans le paragraphe précédent est encore à un stade préliminaire. Des questions peuvent donc légitimement se poser tant sur la pertinence de la méthode elle-même que sur les principes de dimensionnement associés. Quelques réponses sont proposées dans ce chapitre. Elles pourront être complétées à la faveur d'un travail commun au sein du CFBR.

Vieillissement/Corrosion

Le vieillissement des ancrages par corrosion devra être intégré dans la phase de dimensionnement. Un principe simple pourrait être de considérer une épaisseur sacrificielle et de prendre en compte un rayon des barres d'ancrage diminué de cette valeur.

Des protections (gaines plastiques) des barres existent. Dans le cadre strict de l'utilisation de la méthode exposée dans le paragraphe précédent, aucune étude expérimentale n'a permis de statuer sur l'influence de ces gaines sur le comportement de l'ancrage.

Autres vérifications

D'autres vérifications devront être effectuées : il s'agit notamment de s'assurer de la stabilité externe de l'ensemble ouvrage conforté et ancrage (vérification de l'arrachement d'un coin rocheux, du cisaillement du coulis). Ces vérifications n'ont pas été traitées dans la proposition de méthode décrite plus haut mais seront bien entendu à effectuer.

L'atout de la ductilité

Un des intérêts des ancrages passifs est la ductilité. Sur l'exemple de la figure 13 et du cas traité au §3.5, la rupture intervient pour un déplacement de 120 mm, avec un effort tangentiel plus de deux fois supérieur à l'effort tangentiel qui provoque les 46 mm de déplacement calculé.

Ainsi, une éventuelle rupture « prévient » longtemps à l'avance. Cela peut permettre de mettre en évidence un dimensionnement insuffisant ou une perte de résistance par vieillissement. Lors du premier accident du barrage d'Austin, les ancrages ont probablement empêché la rupture totale, malgré un déplacement total de près de 50 cm (selon un rapport de l'USBR : « The anchor bars were perhaps the only thing holding the dam in place »).

Confiance apportée à la méthode

La méthode est basée sur l'approche de Pellet. La confiance apportée à la méthode repose sur les études expérimentales avec une grande variété de matériaux dont les résistances à la compression varient entre 7 et 150 MPa.

Des effets imaginés tels que la barre devenant « un fil à couper le beurre » n'ont pas été observés expérimentalement sur des matériaux de faible résistance (R_c de 7 et 10 MPa). Lors des essais, les barres testées ont visiblement bénéficié d'un enrobage suffisant pour éviter cette problématique. Cependant, si la méthode suscite un intérêt suffisant et qu'un consensus de la communauté pousse à la réalisation de nouvelles campagnes expérimentales afin de tester l'influence de l'enrobage (enrobage minimum ?) ou des matériaux (par exemple de la maçonnerie), celles-ci ne seraient pas exclues.

Admissibilité des déplacements

L'apport d'un ancrage passif est directement lié au déplacement de la structure qu'il conforte. L'admissibilité de ce déplacement doit être discuté et faire l'objet d'un consensus. La méthode proposée dans le paragraphe précédent ébauche deux critères dont l'un est cette valeur de déplacement. Des valeurs limites pourraient être choisies.

Au-delà de la quantification du déplacement lors de la sollicitation de l'ancrage, des questions peuvent se poser sur l'admissibilité des effets de ce déplacement. En effet, il est possible que des fuites apparaissent au contact barrage-fondation renforcé. Ce phénomène n'est pas certain compte-tenu de l'effort normal apporté par un ancrage sollicité en cisaillement.

Comportement cyclique ou enchainement de sollicitations

Les ancrages passifs peuvent tout à fait être sollicités une première fois, rentrer dans la phase de comportement plastique (avec déplacement au niveau de l'interface renforcée), être déchargés avec un retour élastique et donc des déplacements irréversibles résiduels, puis être à nouveau sollicités et revenir sur la courbe effort-déplacement initiale. Un ouvrage conforté pourrait donc tout à fait être sollicité une première fois (par une crue par exemple) puis à nouveau sollicité (par un second pic de crue plus important). Les calculs doivent alors tenir compte de la perte d'une partie de la cohésion ou de la dilatance le long du plan de glissement.

5. CONCLUSION

Le confortement de structures et notamment de structures de type poids par ancrages passifs apparait être une solution intéressante : plus économique qu'une recharge aval ou que l'installation de tirants actifs, robuste, simple à mettre en œuvre, ne nécessitant pas une surveillance onéreuse, limitant les effets sur la structure en fonctionnement normal (pas de contraintes additionnelles contrairement aux tirants actifs).

Cependant, ce confortement par ancrages passifs se heurte à la difficulté de dimensionnement et de compréhension du comportement de la structure confortée. Il n'existe ainsi pas de consensus au sein de la profession sur la manière de prendre en compte ces ancrages passifs.

La méthode appliquée au barrage de Chancy-Pougny a consisté a considérer les tirants comme des barres d'armatures classiques capables de résister dans le domaine élastique aux efforts simultanés de traction-cisaillement grâce à leur résistance intrinsèque à trés haute limite d'élasticité (1230 MPa).

L'approche innovante de Pellet proposée dans cet article (elle-même développée sur des campagnes expérimentales) pourrait permettre de pallier cette difficulté de dimensionnement. La méthode permet en effet de relier le déplacement à l'effort apporté par l'ancrage passif puis de l'intégrer facilement dans un calcul de stabilité classique de barrage-poids.

Une discussion pourrait s'ouvrir au sein de la communauté CFBR afin de discuter de cette méthode et de manière générale du confortement par ancrages passifs, et à terme de proposer des critères communs de dimensionnement.

RÉFÉRENCES ET CITATIONS

- [1] CFBR Recommandations pour la justification de la stabilité des barrages-poids- octobre 2012
- [2] Jean-Paul DEVEAUD, Siegfried MAIOLINO (CETE de Lyon) Modélisation des essais de cisaillement de barres d'ancrage en vraie grandeur Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'Ingénieur JNGG2012.
- [3] Siegfried MAIOLINO, Frédéric PELLET Full scale lab testing for the determination of rock bolt contribution to reinforced joint shear strength International Symposium on Rock Mechanics ISRM Congress 2015.
- [4] Norme Suisse SN SIA 191/1:2001 Tirants d'ancrages passifs (clous) à adhérence totale 2001.
- [5] Frédéric Pellet EPFL Doctoral Thesis Strength and deformability of jointed rock masses reinforced by rock bolts 1994
- [6] Fabien DABERTRAND, Julien VERMEULEN Prise en compte du risque crue dans la préparation d'un chantier cas des travaux du barrage de Record Colloque CFBR-SHF 2017, Chambéry
- [7] Ferrière M., Person J.-P. (2013). "Confortement parasismique du barrage de chancy-Pougny". Colloque du CFBR « Modernisation des barrages » de décembre 2013.

CONFORTEMENT DES BARRAGES EN MACONNERIE PAR DES RECHARGES AVAL EN REMBLAI OU EN ENROCHEMENTS

Strengthening of masonry dams by means of downstream backfill

Jean-Rémi LHERBIER, Mathieu ROY

ARTELIA Eau & Environnement, 6 rue de Lorraine 38130 Echirolles jean-remi.lherbier@arteliagroup.com ; mathieu.roy@arteliagroup.com

Sarah DELMAS, Patrick LIGNIER

TRACTEBEL ENGINEERING S.A., Porte de l'Arénas – 455 promenade des Anglais 06200 Nice sarah.delmas@tractebel.engie.com ; patrick.lignier@tractebel.engie.com

MOTS CLEFS

Confortement, barrage en maçonnerie, recharge aval, analyse sismique temporelle

KEY WORDS

Strengthening, masonry dam, downstream backfill, time history seismic analysis

RÉSUMÉ

Suite aux retours d'expérience de plusieurs accidents et à l'évolution de la règlementation, la nécessité de conforter certains barrages-poids en maçonnerie est apparue. Pour ce type d'ouvrage, un confortement par une recharge aval en remblai ou en enrochements est une solution souvent retenue qui a été mise en œuvre sur plusieurs ouvrages.

Une méthode de dimensionnement des recharges aval en situation statique basée sur la théorie du coin de Coulomb a été développée par TRACTEBEL. Cette méthode, applicable pour toute géométrie et rapide à mettre en œuvre, est présentée dans cet article. Elle est ensuite appliquée au cas du barrage de Dardennes, dont les travaux de confortement par recharge aval sont prévus en 2020. Afin de tester la fiabilité de cette méthode, celle-ci a été comparée aux résultats de calcul obtenus par une modélisation aux éléments finis ainsi que par des méthodes traditionnelles de géomécanique.

Par ailleurs, sous chargement sismique, les contrastes de raideur entre la maçonnerie et les matériaux du remblai aval nécessitent la mise en œuvre de calculs numériques. En effet, il convient de s'interroger sur l'apport réel du remblai en termes de raideur et sur sa capacité à modifier significativement le comportement sismique du système. En outre, un éventuel comportement dynamique déphasé entre le barrage et sa recharge peut interroger sur le comportement mécanique à l'interface entre ces deux éléments.

Dans la suite de l'article, la méthode de justification des barrages en maçonnerie confortés par remblai aval sous chargement sismique développée par ARTELIA est présentée. Cette méthode a notamment été mise en œuvre pour les barrages de La Lauch et de Bouzey. L'analyse dynamique temporelle des barrages sous séisme SES est réalisée à l'aide de modèles numériques aux différences finies. L'article décrit l'estimation préliminaire des modes propres du système, la vérification de la résistance de la maçonnerie pendant le séisme, l'évaluation des déplacements irréversibles et l'analyse fine de l'interface entre la maçonnerie et le remblai.

Au travers de ces deux méthodes développées par TRACTEBEL et ARTELIA, l'article présente ainsi une démarche complète de justification des barrages-poids en maçonnerie confortés par des recharges aval en situations statiques et dynamiques.

ABSTRACT

Due to accidents feedback and to the improvement of standard practice, a strengthening of several masonry dams appears to be necessary. For this type of dams, strengthening by means of downstream backfill is a solution often chosen which has been implemented for several dams.

TRACTEBEL has developed a simplified method to assess the force applied on the dam by the downstream backfill which can be applied for any geometry. This quick method is detailed in this article. Calculations have been carried out to design the downstream backfill of Dardennes Dam, which will be strengthened in 2020. In order to prove the reliability of this analytical method, the results are compared with two other methods - FEM numerical model and standard geomechanical calculations.

Under seismic load, the stiffness discrepancies between the masonry and the backfill materials require numerical calculations. Those are indeed necessary to evaluate the influence of the backfill to the whole system in terms of stiffness, and to assess if it can lead to an improvement of the seismic behavior of the dam. In addition, the potential shifted dynamic responses of the dam and the backfill require the mechanical behavior at this particular interface to be investigated.

In this respect, the design methodology of downstream backfill under seismic load developed by ARTELIA is presented. This method has been used for La Lauch and Bouzey dams. The time history seismic analysis under MCE is carried out by means of the finite difference element method. This article describes the preliminary assessment of the eigenmodes, the stress-strength analysis of the masonry during the earthquake, the evaluation of the displacement due to yielding and the analysis of the dam / backfill interface.

By means of the above-mentioned methodologies developed by TRACTEBEL and ARTELIA, the article provides a way to design the strengthening of masonry dams by means downstream backfill under both static and dynamic loads.

1. INTRODUCTION

1.1.Parc Français des barrages en maçonnerie

Le parc Français des barrages en maçonnerie compte 70 ouvrages de plus de 15 mètres de hauteur sur fondation, construits entre 1672 (Saint Ferréol, Haute-Garonne) et 1950 (Oule, Hautes-Pyrénées). Un inventaire du parc a été réalisé en 2014 dans le cadre d'un groupe de travail du CFBR [1]. Cet ensemble d'ouvrages présente une grande variété de profils, de hauteur sur fondation et de matériaux constitutifs, en relation directe avec l'évolution des connaissances et des techniques.

De profils massifs jusqu'à la moitié du XIX° siècle, les barrages en maçonnerie ont progressivement évolué vers des conceptions plus élancées pour optimiser la quantité de matériau (profil Delocre). Suite à la rupture du barrage de Bouzey en 1895, qui a tragiquement mis en évidence le rôle des pressions interstitielles, les barrages du XX° siècle sont épaissis et intègrent peu à peu des dispositifs de drainage, permettant d'accroître la hauteur sur fondation (Gnioure, 72m). Le développement du béton dès les années 20 signe la fin de l'emploi de la maçonnerie pour les ouvrages neufs.

1.2.Pathologies

Les pathologies les plus souvent rencontrées sur les barrages en maçonnerie sont les suivantes :

- Défaut d'étanchéité (par vieillissement de la maçonnerie notamment) ;
- Stabilité insuffisante, outre la sensibilité de ces maçonneries au temps, ces barrages possèdent des profils habituellement minces, la conception de ces ouvrages étant parfois antérieure à l'élaboration des théories aujourd'hui classiquement adoptées (rôle des sous pressions notamment);
- Marges de sécurité insuffisantes, compte tenu de l'évolution de la règlementation depuis la conception de ces barrages;
- Sous-dimensionnement et/ou dégradation des évacuateurs de crues.

1.3.Accidentologie

En France, l'accidentologie relative aux barrages en maçonnerie se résume essentiellement à la rupture du barrage de Bouzey survenue en avril 1895. Ce n'est cependant pas le seul exemple de ce type d'événements à l'échelle mondiale, d'autres désordres importants et ruptures ayant été recensés [2]. Ce retour d'expérience montre que les deux causes principales d'accident sont le défaut de stabilité en situation de crue et les sous-pressions.

Barrage	Hauteur sur TN	Date de l'accident	Type d'accident	Cause probable	Confortement
Habra			Rupture partielle de l'évacuateur	Crue, surverse	
	35 m	1881	Rupture de la rive droite	Crue, surverse	Reconstruction à l'identique
(Aigene)		1927	Rupture complète	Crue, surverse	
Cheurfas (Algérie)	35 m	1885	Rupture de l'appui rive droite	Crue, surverse	Tirants actifs, injections en fondation, régénération des maçonneries
Bouzey	ouzey /osges) 15 m 1884 1895	Glissement en pied de 35 cm vers l'aval, brusque augmentation des fuites	Sous-pressions	Recharge en pied aval, drainage de la fondation par puisards	
(Vosges)		1895	Rupture brutale des 10 m supérieurs	Sous-pressions	Arase au niveau de la surface de rupture, injection des sols, enrochement en aval
Tigra (Inde)	24 m	n 1917 Rupture de deux blocs		Fortes sous- pression	Arase au niveau de la surface de rupture
Khadakwasla (Inde)	33 m	1961	Basculement d'un plot	Surverse, affouillement de la fondation	

1.4. Méthodes de confortement des barrages

Les solutions de confortement des barrages en maçonnerie dépendent de la nature des désordres à traiter, des spécificités du site et sont choisies sur la base d'une analyse technico-économique. Elles sont de plusieurs types :

- Amélioration du drainage dans le corps du barrage et de sa fondation ;
- Réfection de l'étanchéité du barrage (par injections dans le corps de l'ouvrage, ou traitement du parement amont par rejointoiement, par enduit généralisé ou par mise en place d'une géomembrane ;
- Confortement de l'ouvrage par la mise en place d'une recharge aval ou par la mise en œuvre de tirants actifs.

A plusieurs reprises ces dernières années, la solution de confortement par recharge aval a été retenue sur des barrages en France. Les principes directeurs de la conception de cette solution sont les suivants :

- Une recharge aval stabilisatrice constituée d'un matériau pesant, de type enrochements tout-venant,
- Une couche de transition de matériau drainant entre le barrage et la recharge afin de collecter les éventuelles percolations au travers du barrage. Cette couche joue également un rôle mécanique, à savoir uniformiser les efforts appliqués par la recharge au barrage, en limitant le poinçonnement du parement du barrage par les plus gros éléments du matériau de la recharge.

La méthode de dimensionnement développée par TRACTEBEL pour la justification de ce type de confortement en situation statique est présentée et appliquée au barrage de Dardennes. Elle est suivie d'une présentation de la méthodologie de justification en situation sismique développée par ARTELIA et mise en œuvre pour les barrages de La Lauch et de Bouzey.

2. JUSTIFICATION EN SITUATION STATIQUE PAR LA METHODE DU COIN DE COULOMB

A l'occasion de plusieurs études de confortement de barrages en maçonnerie par des recharges aval, TRACTEBEL a mis au point une méthode simple de dimensionnement des recharges en enrochements, basée sur la théorie du Coin de Coulomb.

Les résultats issus de cette méthode ont été comparés aux résultats des calculs de poussée empruntés à la géomécanique ainsi que ceux de calculs ayant recours aux éléments finis.

Les paragraphes qui suivent exposent la synthèse des travaux réalisés par les équipes de TRACTEBEL qui a abouti à la mise en œuvre d'un nouvel outil de dimensionnement d'une recharge aval de confortement pour tout type de géométrie.

2.1. Description de la méthode

La stabilité du barrage en maçonnerie conforté est évaluée par l'intermédiaire d'un calcul aux solides indéformables, suivant une ou plusieurs coupes-types 2D représentatives de la géométrie du barrage.

Dans sa méthode de dimensionnement, TRACTEBEL propose d'évaluer l'action stabilisatrice apportée par la recharge aval à partir de la théorie du Coin de Coulomb. A un niveau donné du barrage, niveau dont on se propose d'étudier la stabilité, on considère l'équilibre d'un coin de recharge, découpé par un plan de rupture supposé, incliné ascendant vers l'aval. On décompose ensuite le poids (P) du coin en une force agissant sur le barrage (A) et la réaction de la partie restante de la recharge (R) ($\vec{P} = \vec{A} - \vec{R}$).

La réaction de la partie restante de la recharge sur le coin s'applique au tiers inférieur du plan incliné de rupture supposé. L'action du coin de la recharge sur le parement aval du barrage s'applique au tiers inférieur du contact barrage/enrochements.



Figure 1 : Illustration du coin de Coulomb

Le choix du plan incliné de rupture est choisi de manière à minimiser l'apport stabilisateur de la recharge aval. Deux cas se présentent :

- Dans le cas d'un parement aval vertical, ce plan de rupture est incliné à 45°+ φ/2 par rapport à l'horizontale. Le coin peut alors être supposé en équilibre limite tel que défini par la théorie de Rankine. Dans ce cas, la position de la ligne d'action de la réaction de la partie restante du massif est connue et passe par le tiers inférieur du plan. La poussée du barrage sur le remblai est alors également connue ;
- Dans le cas d'un parement aval incliné, la poussée d'un coin de remblai est de pente quelconque mais passe par la base du parement aval. Cette poussée est donnée par la formule de Poncelet ou de Muller-Breslau. En dérivant cette formule, le plan de rupture peut être déterminé en fonction de l'inclinaison de du parement aval et du talus du remblai, ainsi qu'en fonction de l'angle de frottement du remblai, supposé non-cohésif, et celui de l'interface écran/remblai. Ce calcul conduit à des inclinaisons légèrement différentes de 45°+ φ/2, mais néanmoins proches.

Le coin de matériau ainsi délimité est considéré comme un milieu pesant pulvérulent et indéformable en équilibre limite, glissant d'une part sur le parement aval du barrage et de l'autre sur le plan de rupture.

En adoptant une inclinaison constante à 45°+ $\varphi/2$ et en supposant un équilibre limite de Rankine, on obtient la possibilité de calculer pour un niveau donné, l'action de la recharge aval sur le barrage sans passer par une estimation des coefficients de poussée.

Deux hypothèses sur la direction des forces \vec{R} et \vec{A} sont réalisées afin d'obtenir une décomposition unique :

- la réaction (\overrightarrow{R}) est inclinée de l'angle de frottement interne des enrochements (φ), par rapport à la perpendiculaire au plan de rupture ;
- l'action du coin $\overrightarrow{(A)}$ est inclinée de $\varphi/2$ par rapport à la normale à la surface de contact barrage/recharge.

Par projection sur l'axe vertical et l'axe horizontal, on obtient respectivement :

$$A \cos \alpha_1 = P - R \cos \alpha_2$$
 et $A \sin \alpha_1 = R \sin \alpha_2$

Permettant d'aboutir à :

$$A = P / \left[\cos \alpha 1 \left(1 + tg \,\alpha_1 / tg \,\alpha_2 \right) \right]$$

Ces hypothèses vont vers une obtention de la poussée minimale de stabilisation :

- Si la réaction de la partie restante de recharge (R) se rapproche de la perpendiculaire au plan de rupture, la composante horizontale de la poussée sur le barrage, qui apporte la stabilité, s'accroît. A contrario, plus il y a de frottement à l'interface, plus la partie restante du remblai va empêcher le coin à l'équilibre de s'appuyer sur le barrage en maçonnerie ;
- Si l'on ne suppose aucun frottement à l'interface barrage poids/recharge, la composante de la poussée horizontale s'accroît également.

La stabilité générale du barrage après confortement est ensuite évaluée le long de l'interface barrage/fondation et le long d'autres surfaces de rupture potentielles (au sein du barrage notamment), en tenant compte de l'action de la recharge aval comme une action extérieure, décomposée en un effort vertical et un effort horizontal, qui s'appliquent au tiers inférieur du contact barrage/recharge.

2.2. Etude de cas et validation de la méthode

2.2.1. Objectifs

Dans le but de valider les résultats obtenus à partir de la méthode approchée développée par TRACTEBEL, une étude comparative a été menée sur le barrage de Dardennes. Cette étude consiste à estimer à partir d'autres méthodes l'action exercée par la recharge aval sur le barrage :

- Modélisation numérique aux éléments finis à l'aide du logiciel DIANA FEA (Finite Element Analysis) v10.2 ;
- Calculs de poussée empruntés à la géomécanique.

2.2.2. Présentation du barrage

Le barrage de Dardennes, construit entre 1909 et 1912 et mis en service au printemps 1913 (remplissage définitif), est un barrage poids arqué en maçonnerie de moellons calcaires liés au mortier de chaux, de 154 m de longueur en crête et de 37,50 m de hauteur au-dessus des fouilles.

Suite en particulier au constat de l'augmentation des sous-pressions en fondation, plusieurs études de stabilité du barrage ont été réalisées, notamment après réalisation de reconnaissances géotechniques. Il apparait que l'ouvrage doit être conforté. La solution d'une recharge aval a été retenue à la suite d'une étude technico-économique.

2.2.3. Modèle numérique aux éléments finis

2.2.3.1. Objectifs de l'étude et hypothèses retenues

Une modélisation non-linéaire aux éléments finis a été réalisée à l'aide du logiciel DIANA. Les caractéristiques de la recharge et ses dimensions ont été définies sur la base d'une étude de stabilité du barrage après confortement (modélisation 2D en solides indéformables).

La recharge a été modélisée et le modèle éléments finis a permis de tenir compte des déformations des ouvrages pour l'estimation des efforts appliqués par la recharge sur le barrage.



Figure 2 : Modèle éléments finis (barrage en gris et recharge aval en orange)

Des éléments d'interface non-linéaires permettent le glissement et l'ouverture du joint au droit des contacts barrage/fondation, barrage/recharge et recharge/fondation.

Les matériaux de la recharge ont été associés à une loi de comportement élasto-plastique avec un critère de rupture de type Mohr-Coulomb. Un angle de frottement de 40° a été pris en compte dans l'étude, de la même manière que pour le calcul initial basé sur la méthode des solides indéformables. Le poids volumique du matériau de la recharge a été pris égal à 21 kN/m³. Les caractéristiques suivantes ont été considérées dans la modélisation :

- interface barrage/fondation angle de frottement interne : 45° puis dégradé jusqu'à divergence du calcul (rupture) cohésion nulle Résistance à la traction nulle ;
- interface barrage/recharge angle de frottement interne : 40° cohésion nulle ;
- interface recharge/fondation angle de frottement interne : 45° cohésion nulle.

Afin de modéliser au mieux le comportement des ouvrages et l'action de la recharge sur le barrage, la modélisation tient compte d'un historique de chargement pour la fondation (initialisation des contraintes), et le barrage (application du poids propre, mise à zéro des déplacements, mise en eau du barrage jusqu'à la cote de Retenue Normale). La recharge de confortement est construite en 6 étapes (couches de 3 m d'épaisseur).

Au travers de cette modélisation, le gain de stabilité apporté par la recharge aval a été évalué. Une analyse c-phi réduction a été mise en œuvre. Celle-ci consiste à dégrader les caractéristiques mécaniques de l'interface barrage/fondation jusqu'à obtenir l'instabilité de l'ouvrage, qui se traduit par un calcul qui diverge.

Le modèle aux éléments finis a notamment permis de calculer la résultante au droit du contact supposé entre le barrage et la fondation, selon la géométrie supposée du fond de fouille (ici marche d'escalier) et de prendre en compte l'effet stabilisateur apporté par la recharge aval par modélisation de celle-ci (butée).

2.2.3.2. Comparaison des résultats

Les résultats numériques suivants sont obtenus en situation de Retenue Normale et comparés à ceux de la méthode analytique présentée précédemment.

	Effort horizontal	Effort vertical	Résultante
Modélisation Eléments finis (EF)	0,72 MN/ml	0,91 MN/ml	1,16 MN/ml
Méthode TRACTEBEL (CC)	0,71 MN/ml	0,94 MN/ml	1,18 MN/ml
Ecart CC par rapport au modèle éléments finis	-2,0 %	+3,7 %	+1,6 %

Le barrage est stable sans amorce de déplacement irréversible pour angle de frottement barrage/fondation de 45°. Les résultantes de l'action de la recharge calculées avec les deux méthodes sont très proches avec des écarts inférieurs à 5%. Les hypothèses d'une action mécanique minimale de la recharge tel que supposée avec la méthode du coin de Coulomb sont validées par le calcul.

Dans le cadre de l'analyse c-phi réduction, les caractéristiques mécaniques de l'interface barrage/fondation ont volontairement été dégradées jusqu'à obtenir l'instabilité de l'ouvrage. On a ainsi pu observer pour la situation normale d'exploitation une amorce de rupture du barrage sans et avec recharge aval pour respectivement les angles de frottement à l'interface barrage/fondation de 45° et 33°. Ce début de rupture induit des déplacements irréversibles de l'ouvrage. Ces déplacements mobilisent une réaction plus importante de la recharge aval pour stabiliser le barrage, comme le montrent les résultats ci-après.

	Effort horizontal	Effort vertical	Résultante
Modélisation Eléments finis (EF)	0,97 MN/ml	0,91 MN/ml	1,32 MN/ml
Méthode TRACTEBEL (CC)	0,71 MN/ml	0,94 MN/ml	1,18 MN/ml
Ecart CC par rapport au modèle éléments finis	-26.5 %	+4.1 %	-10,9 %

Cette valeur maximale de la force stabilisatrice de la recharge ne doit cependant pas être prise en compte pour son dimensionnement en raison principalement du changement possible des conditions de circulation de l'eau, et donc des sous-pressions, à l'interface barrage/fondation provoqué par les déplacements irréversibles avec une dégradation possible du coefficient global de sécurité.

2.2.4. Calculs de poussée empruntés à la géomécanique

Compte tenu des faibles déplacements auscultés de l'ouvrage entre son niveau RN et la vidange, les hypothèses de coefficient de poussée active ou passive ne peuvent être appliquées.

Pour la suite, on suppose donc un état de poussée des terres au repos. Plusieurs formules donnent une estimation de cette poussée pour une recharge horizontale et infinie :

- coefficient de poussée des terres au repos : $K_o = \frac{1-\sin\varphi}{1+\sin\varphi} \cdot \left(1 + \frac{2}{3}\sin\varphi\right)$;
- simplification de la formule précédente : JAKY (1994) : $K_o = (1 \sin \varphi)$ pour les matériaux granulaires.

Appliquées aux enrochements de la recharge aval ces formules donnent respectivement K₀ = 0,31 et 0,357.

Il s'agit ici d'une approximation de la poussée. Dans le cas d'une recharge aval à géométrie complexe non horizontale et non infinie, la recharge se termine très près du barrage avec un talus à pente raide. Il est probable que celle-ci exerce une poussée stabilisatrice inférieure à celle des terres au repos.

A titre de comparaison, les résultats du modèle éléments finis donnent un coefficient de poussée qui varie entre 0.24 et 0.27, bien inférieur à celui donné par les formules de coefficient de terre au repos. La méthode adoptée par TRACTEBEL dite du coin de Coulomb qui estime la poussée minimale de la recharge se rapproche plus de la réalité.

3. JUSTIFICATION EN SITUATION SISMIQUE

3.1.Méthodologie

Bien que le remblaiement aval de barrages-poids qui ne vérifient pas les critères de stabilité soit une pratique courante, le nombre d'études dynamiques approfondies demeure relativement limité. Conformément au rapport « Risque sismique et Sécurité des ouvrages hydrauliques » [3], la stabilité de ces barrages doit être justifiée par application d'une approche graduée, consistant à réaliser des calculs de complexité croissante jusqu'à vérification des critères. Le nombre et la complexité des étapes à appliquer sont fonction de la classe de l'ouvrage et de la zone de sismicité. En France métropolitaine, cette méthodologie se limite le plus souvent à une vérification des critères suivant des méthodes pseudostatique et dynamique simplifiée.

Dans le cas des barrages-poids confortés par un remblai aval, il n'existe pas de méthodes dynamiques simplifiées à proprement parler. En effet, du fait de la différence de rigidité entre les matériaux du barrage et ceux de la recharge, l'analyse sismique de ce type de barrage nécessite généralement l'emploi de méthodes de calcul plus élaborées. A ce propos, les recommandations [3] précisent que « l'analyse du comportement de ces ouvrages sous charge sismique n'est pas aisée car il est difficile d'estimer le comportement différentiel dynamique des deux structures pendant le séisme, en particulier la valeur de la poussée de la recharge sur l'ouvrage rigide. Un calcul bidimensionnel aux éléments finis paraît indispensable ».

Dans ce contexte, ARTELIA a développé une méthodologie basée sur l'utilisation de modèles numériques avancés afin d'obtenir des résultats plus réalistes. Cette méthodologie comporte :

- L'application des méthodes analytiques (type stabilité des pentes, analyse en blocs rigides) dans des situations statiques et pseudo-statiques afin de définir les dimensions préliminaires de la recharge. Ce point n'est pas présenté dans la suite de l'article bien qu'il soit également mis à profit pour vérifier les ordres de grandeur des résultats trouvés par les méthodes de complexité supérieure ;
- Une analyse modale du barrage seul et du barrage conforté pour évaluer l'influence de la recharge aval sur le comportement dynamique;
- Une modélisation sismique temporelle non-linéaire ;
- Une analyse des contraintes dans la maçonnerie ;
- Une évaluation des déplacements irréversibles post-sismiques ;
- Une analyse fine du comportement à l'interface entre le barrage et sa recharge aval.

3.2. Caractéristiques principales des modèles numériques réalisés par ARTELIA

Les modèles numériques s'attachent à représenter la géométrie 2D de la section de plus grande hauteur. Ils comportent une reproduction maillée du barrage et d'une partie de la fondation. Dans le cas éventuel d'une vallée étroite où des effets tridimensionnels seraient attendus, une géométrie 3D serait également envisageable.

L'analyse modale préliminaire est effectuée à l'aide du logiciel Autodesk Robot Structural Analysis.

Les calculs temporels sont effectués avec le logiciel FLAC, développé par Itasca. Ce logiciel aux différences finies utilise un schéma de résolution explicite particulièrement adapté à la modélisation de problèmes comportant de fortes nonlinéarités ainsi qu'aux problèmes dynamiques.

Les matériaux modélisés suivent des lois de comportement différentes. Le rocher de fondation et le barrage en maçonnerie sont généralement modélisés à l'aide d'une loi élastique linéaire tandis que la recharge aval et les éventuelles couches supérieures de sol dans la fondation suivent des lois non-linéaires plus ou moins élaborées. Dans le cas des deux études présentées, une loi élastique parfaitement plastique avec un critère de Mohr-Coulomb a été utilisée. Le modèle permet de prendre en compte l'hétérogénéité des matériaux. Ainsi, pour le barrage de La Lauch, un zonage suivant la qualité de compactage de la recharge aval tel que prévu dans le projet a été pris en compte.



Figure 3 : Géométrie des modèles numériques des barrages de La Lauch (g.) et de Bouzey (d.)

Les contacts entre les matériaux se font par l'intermédiaire d'interfaces non-linéaires permettant le glissement, le décollement et la refermeture de ces contacts. Ils suivent une loi de comportement de type frottement de Coulomb avec une possibilité d'ouverture en traction.

Du fait de l'ensemble de ces non-linéarités, l'état de contraintes dépend de l'ordre dans lequel les chargements sont appliqués. L'histoire du barrage est donc reproduite étape par étape dans le modèle numérique : construction de de la maçonnerie, construction de la recharge aval, mise en eau et enfin chargement sismique.

Pour le calcul en situation sismique, le rocher est considéré pesant et les bords de la fondation sont munis de frontières radiatives [4][5]. L'interaction fluide/structure en situation sismique est prise en compte par l'utilisation de masses ajoutées sur le parement amont du barrage en maçonnerie selon l'approche de Westergaard.

3.3.Caractéristiques des matériaux

Les caractéristiques mécaniques des matériaux peuvent être issues des résultats d'une campagne d'investigation, ou bien, à défaut, de données de la littérature. La bonne pratique consiste à adopter des valeurs prudentes vis-à-vis de la maçonnerie. En effet, dans le cas d'investigations in-situ, les essais sont systématiquement réalisés sur des échantillons sains. Il convient donc de modérer les valeurs obtenues afin de tenir compte des défauts locaux qui gouvernent le comportement de la maçonnerie.

Par ailleurs, les valeurs de la littérature correspondent le plus souvent à des caractéristiques de maçonneries contemporaines qui ne sont pas nécessairement compatibles avec l'état de la maçonnerie des barrages du parc français.

A titre d'exemple, la maçonnerie du barrage de la Lauch est d'assez bonne qualité d'une manière générale, mais des zones d'altération géographiquement disparates dans plusieurs sondages carottés ne permettent pas de garantir une résistance à la traction élevée. Des valeurs prudentes de 250 kPa en situation statique et de 400 kPa en situation dynamique ont donc été prises en compte dans les calculs comme résistances à la traction de la maçonnerie. Par ailleurs, à défaut de données permettant de garantir les propriétés mécaniques de ce barrage, une étude de sensibilité sur le module d'Young a été réalisée.

parrage de la Lauch qui suit une loi de comportement élastique.				
matériaux suiver	nt une loi de comportement élasto-plastique de typ	e Mohr-Coulomb, à l'exception de la fondation du		
Le tableau su	livant montre les caractéristiques mécaniques des ma	atériaux utilisées dans les modèles numériques. Les		

		La Lauch		Bouzey		
Propriete	Maçonnerie	Recharge	Fondation	Maçonnerie.	Recharge	Fondation
Masse volumique	2400 kg/m ³	2100 / 1900 kg/m ³	2700 kg/m ³	2200 kg/m ³	1700 kg/m ³	2050 kg/m ³
Module d'Young	10 GPa	0.3 / 0.1 GPa	10 GPa	7 GPa	0.09 GPa	8 GPa
Coefficient de Poisson	0.3	0.3	0.2	0.28	0.30	0.25
Angle de frottement	45°	40° / 36°		43	42	37
Cohésion	2.3 MPa	0 kPa		300 kPa	0 kPa	400 kPa

A titre indicatif, il existe un rapport de raideurs dynamiques supérieur ou égal à 15 entre la maçonnerie et la recharge pour les deux barrages.

3.4.Séisme et signaux de calcul

L'analyse du comportement sismique des ouvrages est réalisée pour le Séisme d'Evaluation de la Sécurité (SES). Pour ce type de séisme, le barrage peut être endommagé mais le relâchement incontrôlé de la retenue n'est pas toléré [3]. Conformément à la pratique, cinq accélérogrammes naturels ajustés au spectre du séisme SES ont été utilisés pour le calcul des barrages de La Lauch et Bouzey.

3.5. Analyse modale préliminaire

Dans le cas des modèles non-linéaires, les fréquences propres ne sont pas uniques et dépendent de l'intensité du signal sismique.

Une analyse modale est néanmoins réalisée de manière préliminaire sur un modèle élastique linéaire, i.e. sans aucun joint. Cette analyse a pour but de faciliter la compréhension du comportement de l'ouvrage mixte et l'exploitation des résultats issus du modèle temporel non-linéaire à travers la détermination des premiers modes propres et fréquences associées.

Afin d'évaluer l'influence du confortement sur le barrage initial en situation dynamique, cette analyse modale est conduite par détermination des fréquences propres des systèmes suivants (l'eau étant alors modélisée sous la forme de masses ajoutées de Westergaard attachées au parement amont du barrage en maçonnerie) :

- Barrage en maçonnerie + fondation + eau ;
- Barrage en maçonnerie + recharge aval + fondation + eau.

L'étude du barrage de la Lauch montre que deux modes propres cumulent près de 90% de la masse modale du système dans la direction amont-aval. La présence de la recharge décale les modes propres vers les basses fréquences, mettant en évidence un apport de masse prépondérant par rapport au gain de rigidité :

- 5.7 Hz sans recharge contre 4.9 Hz avec recharge pour le 1^{er} mode ;
- 13.5 Hz sans recharge contre 8.0 Hz avec recharge pour le 2^{ème} mode.



Figure 4 :La Lauch - Déformées modales avec et sans recharge pour le 1^{er} mode (à g.) et le 2^{ème} mode (à dr.)

L'efficacité de la recharge pour atténuer le décollement en pied amont et le glissement semble assurée (1^{er} mode). En revanche, son effet sur l'atténuation des contraintes de traction subverticale en partie supérieure du barrage existant est remis en question (2^{ème} mode). En effet, il peut y avoir potentiellement opposition de phase qui annulerait la butée qu'apporte la recharge.

Dans le cas du barrage de Bouzey, une analyse des masses modales mobilisées montre que le comportement dynamique de la recharge gouverne le comportement du système. En revanche, les fréquences propres mobilisant les masses modales de la maçonnerie sont assez peu sensibles à la présence de la recharge, compte tenu de la faible raideur de celle-ci :

- 9 Hz sans recharge contre 9.35 Hz avec recharge pour le 1^{er} mode de la maçonnerie ;
- 18.6 Hz sans recharge contre 17.6 Hz avec recharge pour le 2^{ème} mode de la maçonnerie.

La recharge du barrage de Bouzey a des proportions très importantes par rapport à la partie en maçonnerie en comparaison des confortements par recharge aval habituels. En effet, son rôle est en réalité de retrouver la cote initiale du réservoir après la deuxième rupture du barrage qui a écrêté la maçonnerie. Malgré ses dimensions, la recharge a donc peu d'influence sur le comportement dynamique de la partie en maçonnerie.

Pour ces deux barrages, les fréquences propres de la maçonnerie se situent dans le plateau du spectre de site. Une amplification importante des accélérations correspondantes est donc attendue.

3.6.Contraintes dans la maçonnerie

L'analyse dynamique temporelle permet de calculer l'histoire des contraintes de traction, dans l'optique d'évaluer le risque d'une ouverture de fissure dans la maçonnerie pendant la sollicitation sismique. Cette histoire des contraintes est calculée sur les zones d'intérêt préalablement identifiées lors de l'analyse modale préliminaire.

Dans le cas du barrage de la Lauch, cette zone se situe autour du point d'inflexion du 2^{ème} mode de la maçonnerie, au tiers supérieur du barrage aussi bien sur le parement amont que sur le parement aval.

L'alternance des tractions sur les deux parements, liées aux mouvements cycliques de la crête, est évidente. En particulier, sur le parement amont, la résistance est dépassée 7 fois pendant le signal. Sur le parement aval, un seul dépassement est relevé mais la contrainte représente pratiquement le double de la résistance dynamique de la maçonnerie. Ce comportement est pratiquement inchangé avec ou sans recharge. Cela était attendu puisque dans tous les cas, les fréquences propres prédominantes de la maçonnerie se situent dans le plateau du spectre et l'effet de la recharge pour le 2^{ème} mode de la maçonnerie est remis en cause par l'analyse modale préliminaire.



Figure 5 : Histoire des contraintes effectives de traction subverticale sur le tiers supérieur des parements amont et aval (g.) Etat de plasticité de la maçonnerie à t = 2s (dr.)

A des fins de vérification pour le barrage de la Lauch, une loi de comportement Mohr-Coulomb avec une limite à la traction correspondant à la résistance dynamique est appliquée à la maçonnerie dans un deuxième temps. L'état de plasticité est analysé pour les premières secondes du signal puisque cette loi de comportement n'est pas appropriée pour les sollicitations cycliques en traction. Néanmoins, à l'issue des deux premières secondes, la fissuration est potentiellement traversante par cohérence avec les calculs linéaires précédents. Le barrage ne respecte donc pas les critères de calculs malgré l'utilisation d'une série d'accélérogrammes naturels ajustés au spectre qui est une méthode réputée moins pessimiste. Dans le remblai, un cercle de glissement sur la partie supérieure se déclenche également.

Dans le cas du barrage de Bouzey, les contraintes calculées sont faibles et n'appellent pas de commentaires en particulier dans la mesure où la zone sensible de la maçonnerie a déjà été écrêtée.

3.7. Evaluation des déplacements irréversibles

Pendant le séisme, l'historique des déplacements est calculé en tout point du barrage. Les déplacements irréversibles post-sismiques sont les déplacements non-nuls qui subsistent en fin de calcul.

La première vérification consiste à examiner la localisation des déplacements irréversibles en regard des cercles de glissement issus de l'analyse pseudo-statique analytique. Cette vérification permet de valider le modèle numérique : avec une loi de comportement de type Mohr-Coulomb, la géométrie du cercle de glissement est très similaire d'un modèle à l'autre (figure ci-dessous). Les valeurs numériques sont ensuite comparées aux critères de déplacement et de tassement recommandés [3]. On s'assure ainsi qu'aucun glissement global de l'ouvrage n'apparaît.



Figure 6 : Illustration des déplacements horizontaux irréversibles post-sismiques (à g.) et de cercle de rupture pour une analyse pseudo-statique (à dr.) dans la recharge en enrochements du barrage de Bouzey

A titre indicatif, la figure suivante montre l'évolution des tassements en crête de la recharge en enrochements.



Figure 7 : Déplacements verticaux en crête de la recharge au cours des sept accélérogrammes de calcul

3.8. Analyse du contact maçonnerie / recharge

Le contact entre la maçonnerie et la recharge aval peut être le lieu d'ajustements importants, dus aux déplacements différentiels entre les deux matériaux. Il convient de s'assurer que ces déplacements ne puissent pas être à l'origine de dégradations pouvant remettre en cause l'intégrité de l'ouvrage. En particulier, on vérifiera la valeur de l'éventuel décollement et l'extension de l'ouverture.

Dans le cas du barrage de Bouzey, cette vérification est nécessaire puisqu'un masque d'étanchéité en béton armé assure la transition entre la maçonnerie et la digue en enrochements. Un déplacement relatif important au contact risquerait d'entraîner la rupture du masque. Les calculs ont cependant montré que les mouvements relatifs au contact étaient limités (écartement cumulé d'environ 1 mm en fin de séisme) et que le risque de rupture du système d'étanchéité pouvait être écarté.



Figure 8 : Analyse du contact maçonnerie / recharge au barrage de Bouzey

4. CONCLUSION

De nombreux barrages en maçonnerie ont été confortés par l'ajout d'une recharge aval apportant une poussée stabilisatrice. TRACTEBEL propose une méthode basée sur la théorie du coin de Coulomb afin d'estimer la réaction stabilisatrice apportée par la recharge. Celle-ci est simple à mettre en œuvre, applicable pour tout type de géométrie et va dans le sens de la sécurité (poussée stabilisatrice minimale). Cette méthode permet également de calculer l'extension d'une fissure (conditions de Lévy et d'Hoffman) et d'étudier les conditions d'états-limites ultimes le long de surfaces prédéfinies. La fiabilité de cette méthode a été démontrée pour le cas du barrage de Dardennes par comparaison avec les résultats obtenus par l'application des formules géomécaniques et d'une modélisation aux éléments finis. L'écart avec la modélisation aux éléments finis est très faible montrant que la poussée minimale calculée par la méthode du coin de Coulomb est proche de celle réellement appliquée sur le barrage.

Dès lors que le chargement sismique devient prépondérant, la mise en œuvre d'un calcul numérique s'avère nécessaire. Les études des barrages de Bouzey et de La Lauch montrent qu'une recharge en remblai peut être efficace pour améliorer la stabilité globale. La mise en œuvre d'une analyse modale préliminaire pour vérifier les résultats finaux et appréhender au préalable le comportement du système semble préférable avant un calcul dynamique temporel. La problématique des contraintes de traction subverticale sur les parements en partie supérieure est confirmée par ce calcul plus complexe. En effet, même une géométrie de remblai bien plus importante que ce qui serait économiquement viable dans un projet de confortement ne semble pas suffisante pour atténuer les contraintes de traction en partie supérieure de la maçonnerie (ce que permet d'obtenir la méthode concurrente des tirants verticaux). Les calculs temporels présentent en plus l'avantage d'étudier dans le détail l'histoire du comportement de l'ouvrage. Il est par exemple possible de vérifier l'effet de l'apparition de fissures dans la maçonnerie ou de déplacements irréversibles dans les joints sur la capacité du barrage à empêcher un relâchement incontrôlé de la retenue.

REMERCIEMENTS

Les auteurs remercient les acteurs ayant participé au développement et à la validation de la méthode analytique du coin de Coulomb présentée ci-avant (C. Berkani, H. Gally, G. Dautois, X. Molin et C. Antoine - TRACTEBEL), ainsi que la métropole de Toulon pour son autorisation de communiquer sur le barrage de Dardennes.

Les auteurs remercient également F. Andrian. et T. Vincent (ARTELIA) pour leur participation significative aux études sismiques des barrages en maçonnerie confortés par une recharge aval.

RÉFÉRENCES ET CITATIONS

- [1] P. Royet, «Le parc des barrages français en maçonnerie techniques de reconnaissance et de confortement,» Colloque "Modernisation des barrages" du CFBR, Chambéry, 2013 ;
- [2] L. Deroo et B. Jimenez, «Notes sur l'accidentologie des barrages-poids,» Colloque CFBR-AFEID "Etudes de danger", Novembre 2011 ;
- [3] Ministère de l'Ecologie, du Développement Durable et de l'Energie, «Risque sismique et sécurité des ouvrages hydrauliques,» Octobre 2014 ;
- [4] A. K. Chopra, «Earthquake analysis of arch dams : factors to be considered,» 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, Chine, Octobre 2008;
- [5] F. Andrian. et P. Agresti, «JCOLD CFBR Collaboration, Analyses of seismic records on concrete dams in Japan, Tagokura dam, Back-analysis by means of a progressive modelling,» Chambéry, Octobre 2014.

ETUDE EXPERIMENTALE DES PARAMETRES D'INFLUENCE DE LA COHESION APPARENTE DES DISCONTINUITES DES BARRAGES POIDS

Experimental study of the apparent cohesion influence parameters in gravity dam foundations joints

Adrien RULLIERE, Jérôme DURIEZ, Claudio CARVAJAL, Laurent PEYRAS

Irstea, Aix Marseille Univ, RECOVER, 3275 Route de Cézanne 13182 Aix-en-Provence, France adrien.rulliere@usherbrooke.ca ; jerome.duriez@irstea.fr ; claudio.carvajal@irstea.fr ; laurent.peyras@irstea.fr

Patrice RIVARD

Université de Sherbrooke, 2500 boulevard de l'université, J1K 2R1, Sherbrooke, QC Canada patrice.rivard@usherbrooke.ca

Pierre BREUL

Université Clermont-Auvergne, Campus des Cézeaux, 2 avenue Blaise Pascal, 63170 Aubière, France pierre.breul@uca.fr

MOTS CLEFS

Cisaillement direct, cohésion apparente, discontinuité rocheuse, imbrication, rugosité.

KEY WORDS

Apparent cohesion, interlocking, rock joint, roughness, shear test.

RÉSUMÉ

Pour le dimensionnement de la fondation des barrages-poids face au cisaillement, les guides internationaux suggèrent de considérer le contact roc-béton de fondation comme non lié et d'utiliser le critère de Mohr-Coulomb pour évaluer le facteur de sécurité au glissement de la structure. Les concepteurs peuvent alors utiliser la cohésion apparente dans leur calcul. Cependant, des précautions s'imposent puisqu'aucun consensus n'existe quant aux paramètres d'influence ou la méthode à utiliser pour évaluer la cohésion apparente. Dans cette étude, un protocole expérimental comprenant 116 essais de cisaillement direct sur des répliques de discontinuités rocheuses a été développé afin d'évaluer les effets de la rugosité, de l'endommagement, de l'imbrication, du matériau ou de la contrainte normale sur la cohésion apparente. Les essais furent conduits en conditions CNL (Constant Normal Load) sous des valeurs de contraintes normales analogues à celles observables au contact roc-béton d'un barrage-poids (100-1000 kPa). Les résultats ont montré que plus la discontinuité était rugueuse, plus la cohésion apparente augmentait. L'endommagement d'une discontinuité semble réduire la valeur de cohésion apparente qui lui est associée. L'imbrication joue également un rôle important : pour une discontinuité présentant la même rugosité, un fort écart de cohésion apparente a été obtenu entre une discontinuité parfaitement et correctement imbriquée. Aussi, il semblerait que le matériau constituant les épontes de la discontinuité n'influence que peu la cohésion apparente si l'imbrication n'est pas parfaite. Enfin, une augmentation de l'intervalle de contrainte normale utilisé pour effectuer la régression linéaire de Mohr-Coulomb entraine une augmentation de la cohésion apparente. L'ensemble de ces observations sur la cohésion apparente et ses paramètres d'influence suggèrent que l'usage de la cohésion apparente dans le cadre d'un modèle numérique ou de la justification de la fondation d'un barrage-poids est réaliste.

ABSTRACT

International guidelines for gravity dam foundation design are suggesting to consider the rock-concrete foundation interface as unbonded and to use the Mohr-Coulomb criterion to assess the structure sliding safety factor. Engineers are invited to use the apparent cohesion with care but no consensus on the determination or on its influence parameters exists. Thus, an experimental study was developed and new insights on the apparent cohesion influence parameters (roughness, damages, interlocking, material mechanical properties, contact type and normal load) were found. 116 direct shear tests were performed under CNL conditions (Constant Normal Load) at normal stresses similar to those found inside a large gravity dam foundation (from 100 to 1000 kPa). Results showed that the higher the roughness, the higher the apparent cohesion values. Also, the previous damage of a joint reduces the apparent cohesion. The degree of interlocking also plays a role on the apparent cohesion. Indeed, for the same roughness, a significant drop of the apparent cohesion was observed between the perfect and well interlocked joints. For the same roughness and interlocking conditions, it appeared that the apparent cohesion is also affected by the joint material mechanical properties. However, the influence of the material on the apparent cohesion is lower than that of the roughness or interlocking. An increase of the normal load also led to an increase of the apparent cohesion. These observations on the apparent cohesion influence parameters suggest that using the apparent cohesion in calculations or in numerical modeling for assessing the shear strength of rock joints may be realistic.

1. INTRODUCTION

Le cisaillement est l'un des modes de rupture principaux des barrage-poids. Trois familles de discontinuités, où le cisaillement peut se produire, sont étudiées : les joints de levées liés à la construction du barrage, l'interface roc-béton de fondation et les discontinuités du massif rocheux sur lequel l'ouvrage prend place [1]. Lors de la construction du barrage, les joints de levées, liés à la construction du barrage ainsi que l'interface roc-béton de fondation peuvent présenter une cohésion réelle (adhésion chimique). Avec le vieillissement de l'ouvrage, l'état de cette cohésion réelle est inconnu et les ingénieurs se questionnent sur la pertinence d'utiliser cette valeur pour justifier l'ouvrage [2], [3].

De nombreux modèles théoriques ont ainsi été développés pour déterminer la résistance au cisaillement des discontinuités non liées et les paramètres d'influence. Les critères historiques [4]–[6] illustrent les effets de la rugosité et de la contrainte normale à laquelle la discontinuité est exposée. Cependant, les nombreux travaux en mécanique des roches démontrent que d'autres paramètres influencent également la résistance au cisaillement des discontinuités rocheuses. En lien avec la morphologie de la discontinuité, il s'avère que le degré d'imbrication des épontes joue un rôle important sur le comportement au cisaillement : plus l'imbrication est importante et plus le pic de résistance au cisaillement est élevé [7]–[9]. Egalement, la résistance au cisaillement diminue si la discontinuité inclut un matériau avec de faibles propriétés mécaniques, érodé ou endommagé [5], [10], [11]. Dans le cas d'ouvrages de retenue d'eau tels que les barrages-poids, l'eau et des matériaux argileux peuvent remplir les discontinuités. Or il à été montré que, dans le cas des joints rocheux, la présence d'eau, par un effet lubrifiant [12] ou de sous-pressions [13] et de matériaux dits de remplissage comme les argiles [14] peuvent réduire significativement le pic de résistance au cisaillement. Citons également l'échelle d'observation comme paramètre d'influence mais dont les effets ne font pas consensus au sein de la communauté scientifique [15]–[19].

Cependant, la majorité des paramètres évoqués plus haut restent complexes à évaluer. Ainsi, les principaux guides professionnels de l'industrie des barrages ou de la mécanique des roches préconisent d'utiliser le critère de Mohr-Coulomb sans cohésion pour estimer la résistance au cisaillement d'une discontinuité non liée : $\tau = \sigma_N \tan(\varphi)$. L'estimation de l'angle de frottement φ se fait alors à l'aide d'une régression linéaire des résistances au cisaillement expérimentales, pour une gamme de contraintes normales données [1], [20]–[24]. Or, comme l'enveloppe de rupture des discontinuités non liées dans le plan de Mohr (σ , τ) est curviligne [4]–[6], réaliser une régression linéaire des données de cisaillement expérimentales fait aussi apparaître la notion de cohésion apparente, l'ordonnée à l'origine de la linéarisation [25]. La cohésion apparente ne décrit pas un lien physique entre les épontes de la discontinuité, mais l'imbrication des épontes autour de la rugosité à fortes contraintes normales [26]. Les différents guides professionnels ou règlements internationaux ouvrent la possibilité à l'utilisation de la cohésion apparente dans le critère de Mohr-Coulomb pour l'estimation de la résistance au cisaillement d'une discontinuité non liée [1], [20], [24], [27]–[29]. Cependant, peu de travaux ont été conduits pour évaluer ce paramètre.

Dans notre étude, un protocole expérimental comprenant 116 essais de cisaillement direct, réalisés sous des contraintes normales analogues à celles observables à l'interface roc-béton de fondation d'un barrage-poids (100-1000 kPa), a été mis en œuvre sur des répliques de discontinuités. L'utilisation de répliques permettant de contrôler et de maintenir constant les paramètres non étudiés d'un essai sur l'autre [30], [31]. Ainsi, 4 rugosités, 2 états d'imbrication, 2 états d'endommagement et 3 matériaux ont été utilisés pour déterminer les rôles de la rugosité, de l'imbrication, de l'endommagement et des propriétés mécaniques des matériaux sur la cohésion apparente. Les discontinuités roc-roc, béton-béton ou roc-béton ont pu être reproduites à l'échelle du laboratoire et les résultats obtenus sont présentés dans cet article. Ces travaux complètent nos recherches sur la caractérisation de la résistance au cisaillement des discontinuités rocheuses [32], [33]

2. PROTOCOLE EXPERIMENTAL

2.1. Paramètres d'influence étudiés

Dans le cadre de cet article, les effets de différents paramètres sur la valeur de cohésion apparente d'une réplique de discontinuité rocheuse ont été étudiés. Les paramètres sont : la rugosité, l'endommagement, l'imbrication, les propriétés mécaniques du matériau constitutif des épontes de la discontinuité et la contrainte normale.

Le paramètre rugosité a été étudié à l'aide de 5 morphologies de discontinuités différentes. 1 discontinuité parfaitement lisse, nommée *Lisse* et 4 discontinuités rugueuses, nommées J1, J2, J3 et J4. L'endommagement a été étudié à travers deux états d'endommagement : lorsque les répliques de discontinuités étaient intactes (0_endo) et précédemment endommagées (1_endo). Deux protocoles pour fabriquer les répliques furent utilisés, conduisant à deux états d'imbrication : l'imbrication était alors soit *parfaite* (+) soit *correcte* (-). De plus, 3 recettes de mortiers ont été utilisées pour la création des répliques de discontinuités. Ces trois mortiers ont permis de modéliser le comportement des discontinuités roc-roc, roc-béton et bétonbéton qui peuvent être présentes dans un barrage-poids. Les trois mortiers sont dénommés par la suite comme M1, M2 et M3. Enfin, l'intervalle de contrainte normale sur lequel est évaluée la cohésion apparente a aussi été étudié. Trois intervalles différents, nommés respectivement L1, L2 et L3 ont été utilisés.

La caractérisation de l'ensemble des paramètres (*Lisse*, J1, J2, J3, J4, 0_endo, 1_endo, +, -, M1, M2, M3, L1, L2 et L3) est présentée dans la partie 2.4. « Caractérisation des paramètres ».

2.2. Appareillage et traitement des données

Les essais de cisaillement ont été réalisés en conditions CNL (*Constant Normal Load* : Charge Normale Constante) sous 8 valeurs de contraintes normales, analogues aux contraintes normales à laquelle peut être soumise la fondation d'un barragepoids : 100, 200, 350, 600, 800 et 1000 kPa. Les essais sous 100 et 600 kPa ayant été répétés. Les essais sont menés à un taux de cisaillement de 0,1mm/min durant 30 minutes, jusqu'à atteindre un déplacement tangentiel final de 3 mm. Les paramètres suivants sont enregistrés : temps, déplacements relatifs normal et tangentiel, contraintes normale et de cisaillement.

Les valeurs maximales de résistance au cisaillement (tpic) sont déterminées à l'aide des courbes de résistance au cisaillement en fonction du déplacement tangentiel issues des essais. Une fois que les valeurs de tpic sont déterminées pour chaque essai, les courbes de résistance au cisaillement en fonction de la contrainte normale sont tracées selon le paramètre étudié. Ces dernières courbes serviront alors à évaluer les valeurs de cohésion apparente via des régressions linéaires sur les intervalles de contraintes normales étudiés.

2.3. Fabrication des répliques

Les répliques rugueuses (J1, J2, J3 ou J4) ont pu être fabriquées à l'aide de moulages en silicone. Cette technique per met de fabriquer une série de discontinuités présentant les mêmes caractéristiques mécaniques (matériau constitutif) et morphologiques (rugosité, imbrication).

Ainsi, pour cette étude, quatre affleurements de granite présentant des morphologies différentes et issus de la province géologique des Appalaches canadiennes ont servi de surfaces initiales (dimensions : 90 x 100 mm = 9000 mm²). Un gel silicone a été disposé à même les 4 affleurements afin d'obtenir les moules. Une fois les moules en silicone obtenus, 2 méthodes pour fabriquer les répliques ont été mises en œuvre (I et II), conduisant à deux imbrications différentes (Figure 1). Un des protocoles (I) a permis la fabrication de répliques de discontinuités variant une légère ouverture et donc une imbrication correcte (-).

Les répliques lisses ont été obtenues à l'aide d'un bloc de mêmes dimensions que les répliques rugueuses (90 x 100 mm = 9000 mm²) mais qui fut coupé avec une scie circulaire puis poli afin d'obtenir une discontinuité parfaitement lisse.

2.4. Caractérisation des paramètres

2.4.1. Rugosité

La rugosité des discontinuités doit être estimée de la manière la plus précise possible. Les surfaces de chacun des affleurements initiaux ont donc été numérisées à l'aide d'un profilomètre sans-contact Kreon Zéphyr© 25. Cet outil est composé d'un bras articulé sur lequel un laser est fixé. Le bras permet la localisation du laser dans le plan x-y quand ce dernier mesure l'élévation z de la surface en cours de numérisation (Figure 2). La résolution (72 µm pour les axes x et y et 16 µm pour les z) permet l'enregistrement de près de 6 millions de points pour chaque surface.

Les fichiers de données sont alors importés dans Matlab afin de procéder à un maillage (d'intervalle 0,5mm sur les x et y). La Figure 3 donne une illustration des affleurements numérisés puis maillés avec Matlab. Un algorithme traite ensuite les données afin de caractériser la rugosité. L'algorithme génère 160 profils, parallèles à la future direction de cisaillement, et estime leur JRC (*Joint Roughness Coefficient*). Enfin, l'algorithme estime le JRC moyen des profils pour obtenir une note globale à l'affleurement, que l'on considèrera décrivant sa rugosité. Le JRC est une note de 0 à 20 développée par Barton & Choubey [5]. Une surface lisse a ainsi un JRC de 0 et une surface très rugueuse un JRC de 20. Nommés J1, J2, J3 et J4, les affleurements présentent des JRC respectifs de 9, 12, 15 et 19 (Figure 3). Du fait du protocole utilisé pour leur fabrication, les répliques de discontinuités présentent donc les mêmes rugosités que les affleurements.



Figure 1 : Protocoles expérimentaux mis en œuvre pour la fabrication des répliques de discontinuités, menant à deux imbrications différentes, nommées « parfait » (+) et « correct » (-).



Figure 2 : Profilomètre laser utilisé pour cette étude.

2.4.2. Endommagement

Deux états d'endommagement ont été également étudiés : les échantillons étant soit intacts (0_endo) soit déjà endommagés (1_endo). Pour obtenir ces deux états d'endommagement, les répliques ont été soumises à deux essais de cisaillement directs consécutifs sous la même valeur de contrainte normale. Les répliques fraîches venant d'être fabriquées et subissant leur premier essai de cisaillement étaient ainsi classées comme *intactes* (0_endo).

Après le premier essai de cisaillement, les répliques deviennent alors endommagées (1_endo). L'installation de cisaillement est démontée, les répliques nettoyées afin de retirer d'éventuels débris liés au premier essai et photographiées. Le second essai de cisaillement a ensuite lieu en ayant pris soin de remettre les répliques dans la même position que l'essai intact, ceci afin d'étudier l'effet de l'endommagement sur la cohésion apparente. La Figure 4 montre deux surfaces de répliques, l'une intacte et l'autre endommagée.

2.4.3. Imbrication

Puisque les deux imbrications (parfaite et correcte) ont été évaluées de manière visuelle et donc subjective, quelques explications sont nécessaires. La discontinuité parfaitement imbriquée (+) propose une fissure tout juste perceptible à l'œil et est considérée dès lors comme fermée (aucune valeur d'ouverture). Au contraire la discontinuité correctement emboitée (-) n'est pas complètement fermée. En effet, comme illustré sur la Figure 5, la discontinuité propose une certaine imbrication mais également une valeur d'ouverture. Pour la discontinuité correctement emboitée (-), le contact entre les deux épontes n'est possible qu'en quelques points seulement. La valeur d'ouverture mesurée est d'environ 0,5 mm.

2.4.4. Matériel constitutif de l'éponte

Les propriétés mécaniques (la résistance à la compression f_c, le module de Young E, la résistance à la traction f_t et l'angle de frottement de base φ_b) des trois mortiers utilisés dans l'étude (M1, M2 et M3) sont répertoriées dans le Tableau 1. M1 est un matériau analogue à un béton conventionnel utilisé dans la construction des barrages-poids tandis que M3 propose des propriétés mécaniques proches de celles d'un massif granitique de fondation de barrage. Les mortiers M1 et M3 ont ainsi permis de simuler les contacts roc-roc et béton-béton (discontinuités *homogènes*, avec le même matériau de part et d'autre de la discontinuité) mais aussi le contact roc-béton de fondation (discontinuité *hétérogène*, avec des matériaux différents de part et d'autre de la discontinuité). M2, le matériau intermédiaire a servi à mesurer les effets de la rugosité et de l'imbrication sur la cohésion appaente. M2 fut uniquement mis en œuvre avec le protocole (I), conduisant à des discontinuités « parfaitement » emboitées tandis que M1 et M3 ont été utilisés avec le protocole (II), pour les discontinuités « correctement » emboitées.

Matériau	f _c (MPa)	E (GPa)	f _t (MPa)	φ _b (°)
M1	27	19	2	29
M2	58	26	4	26
M3	165	40	6	24

Tableau 1 : Propriétés mécaniques des matériaux utilisés.

2.4.5. Contrainte normale

Enfin, le dernier paramètre d'étude est l'intervalle de contrainte normale servant à la linéarisation pour déterminer la cohésion apparente. Trois intervalles d'étude ont été utilisés : L1 [100-600 kPa], L2 [600-1000 kPa] et L3 = L1+L2, soit [100-1000 kPa].

Le Tableau 2 résume l'ensemble du plan expérimental mis en place afin d'évaluer les effets de la rugosité, de l'imbrication, de l'endommagement et du matériau sur la cohésion apparente. 116 essais de cisaillement direct furent ainsi réalisés.

Paramètre d'étude	Mortier utilisé pour fabriquer les répliques	Rugosités	Imbrication	Nombre d'essais
Rugosité	M2	J1, J2, J3 et J4	+	32
Endommagement	M2	J1, J2, J3 et J4	+	32
Imbrication	M2	J3	-	8
Matériau	M1 et M3	J3	-	24
Contrainte normale	M2	J4	+	8

Tableau 2	: Résumé	du plan	expérimental
-----------	----------	---------	--------------



Figure 3 : Visualisation de la morphologie des affleurements utilisés pour fabriquer les moulages en silicone.



Figure 4 : Illustration de l'état d'endommagement pour une même réplique. Avant le premier essai, la réplique est intacte comme sur la photo de gauche (0_endo). Après l'essai, la réplique est dite endommagée (1_endo), comme sur la photo de droite.



Figure 5 : Illustration sur le profil central de J3 de la différence entre une discontinuité « parfaitement » emboitée (+) et une discontinuité « correctement » emboitée (-) présentant une ouverture de 0,5 mm.

3. RESULTATS

3.1. Effet de la rugosité sur la cohésion apparente

La Figure 6.a. montre les enveloppes de rupture de Mohr-Coulomb au pic, issues des essais de cisaillement directs pour les 4 rugosités étudiées ainsi que pour une surface parfaitement lisse. Ici, les répliques de discontinuités étaient intactes (0_endo), parfaitement emboîtées (+) et les deux épontes réalisées avec le mortier M2. Les résultats montrent que la cohésion apparente ainsi que l'angle de frottement augmentent avec le JRC (et donc avec la rugosité). Ainsi pour J1, J2, J3 et J4, les valeurs de cohésion apparente obtenues étaient de 92, 129, 252 et 421 kPa et les angles de frottement de 56°, 61°, 60° et 69°. Pour la surface lisse, l'angle de frottement est le ϕ_B (29°) et aucune cohésion apparente n'a pu être observée. Ces résultats indiquent que la cohésion apparente est bien influencée par la rugosité de la discontinuité.

3.2. Endommagement et cohésion apparente

La Figure 6.b. montre quant à elle les enveloppes de ruptures pour les mêmes conditions que précédemment en ce qui concerne la rugosité (Lisse, J1, J2, J3 et J4), l'imbrication (+) et le matériau constitutif des épontes (M2). Seul l'état d'endommagement est différent (1_endo). Les valeurs de cohésion apparente et d'angle de frottement sont fortement diminuées vis-à-vis du cas intact. En effet, pour J4 par exemple, la cohésion apparente obtenue est de 161 kPa et l'angle de frottement de 60° après endommagement, contre 421 kPa et 69° avant endommagement. On observe la même tendance pour l'ensemble des rugosités étudiées (chute de la cohésion apparente et de l'angle de frottement lorsque les épontes sont endommagées). L'état d'endommagement d'une éponte est donc un des paramètres d'influence de la cohésion apparente.



Figure 6 : Comparaison des enveloppes de rupture de Mohr-Coulomb obtenues pour les 5 rugosités étudiées (lisse, J1, J2, J3 et J4). a. les répliques sont intactes (0_endo) et b. les répliques sont endommagées (1_endo).

3.3. Rôle de l'imbrication sur la cohésion apparente

La Figure 7 illustre l'effet de l'imbrication sur la cohésion apparente. Ici, les essais de cisaillement directs ont été réalisés pour les deux imbrications étudiées : parfait (+) et correct (-), dans le cas d'un matériau M2 et d'une rugosité J3. Les résultats montrent un effet important de l'imbrication sur la cohésion apparente. En effet, pour la discontinuité parfaitement emboitée (+), la cohésion apparente obtenue était de 252 kPa contre 133 kPa pour la discontinuité correctement emboitée (-). Pour résumer, meilleure est l'imbrication des épontes de la discontinuité, plus la cohésion apparente augmente.

3.4. Effets du matériau constitutif des répliques et du type de contact sur la cohésion apparente

La Figure 8 montre les enveloppes de rupture pour les répliques de discontinuité avec la même rugosité (J3) la même imbrication (-) mais fabriquées avec des matériaux différents. Les propriétés mécaniques ainsi que le type de contact varient : M1 vs M1, M2 vs M2, M3 vs M3 et M1 vs M3 qui imitent respectivement les contacts béton-béton, roc-roc et roc-béton observables dans un barrage-poids. La cohésion apparente varie de 71 kPa (M1 vs M1) à 133 kPa (M2 vs M2) et l'angle de frottement de 52° (M1 vs M1) à 54° (M2 vs M2).

Quel que soit le type de contact ou le matériau utilisé pour fabriquer les répliques, la variation de cohésion apparente reste limitée vis-à-vis de la large variation des propriétés mécaniques des matériaux. Surtout, les valeurs de cohésion apparentes obtenues sont relativement basses en comparaison des parties précédentes (rugosité et imbrication. Une des explications quant à cette observation pourrait être liée à l'état d'imbrication. Comme observé précédemment, l'imbrication a un effet important sur la valeur de cohésion apparente obtenue. Dans ce cas-ci, l'imbrication utilisée était simplement correcte (-), ce qui a conduit à de faibles valeurs de cohésion apparente. Ainsi, il est possible qu'une éventuelle variation de cohésion apparente liée aux matériaux constituant les répliques ait eu lieu, mais sans pouvoir être observée.



Figure 7 : Enveloppes de rupture de Mohr-Coulomb obtenues pour les répliques parfaitement (+) et correctement (-) imbriquées.



Figure 8 : Enveloppes de rupture de Mohr-Coulomb obtenues selon le type de contact et les matériaux utilisés pour fabriquer les répliques.

3.5. Effet de la contrainte normale sur la cohésion apparente

La Figure 9 montre l'effet de l'intervalle de contrainte normale utilisé pour tracer l'enveloppe de rupture. Seul le cas de J4 avec une imbrication parfaite (+) et un contact homogène (M2 vs M2) est illustré ici. La cohésion apparente et l'angle de frottement obtenus sont de 329 kPa et 71°, 992 kPa et 61° et 421 kPa et 68° pour L1, L2 et L3 respectivement.

La cohésion apparente augmente donc lorsque l'intervalle de contrainte normale considéré pour tracer l'enveloppe de rupture présente de fortes valeurs de contraintes normales. Une hypothèse à ce phénomène pourrait être que, à de fortes contraintes normales, le contact entre les deux épontes de la discontinuité est plus important (il y a plus d'aspérités qui s'opposent au cisaillement). L'imbrication est donc meilleure à de fortes valeurs de contrainte normales, ce qui conduit alors à une augmentation de la cohésion apparente.



Figure 9 : Rôle de l'intervalle de contrainte normale utilisé pour obtenir une valeur de cohésion apparente.

4. CONCLUSIONS

Notre étude a proposé un protocole expérimental afin d'évaluer l'effet des différents paramètres d'influence de la cohésion apparente. Dans ce cadre, 116 essais de cisaillement directs furent réalisés sur des répliques de discontinuités rocheuses non liées. A l'issue de ces essais, les effets de la rugosité, de l'endommagement, de l'imbrication, du matériau constitutif des répliques de discontinuités et de la contrainte normale sur la cohésion apparente ont été analysés et les conclusions suivantes sont apparues :

- La rugosité de la discontinuité influence la cohésion apparente. Plus la discontinuité est rugueuse et plus la cohésion apparente augmente ;
- l'endommagement d'une discontinuité a tendance à réduire la valeur de cohésion apparente. Un endommagement pouvant être analysé comme une perte d'imbrication, cela rejoint la conclusion suivante ;
- L'imbrication est un paramètre d'influence important de la cohésion apparente. Lorsque la discontinuité présente une valeur d'ouverture, la cohésion apparente est fortement réduite ;
- Ni le matériau constituant la discontinuité ni le type de contact n'ont semblé avoir d'effets sur la cohésion apparente si l'imbrication est imparfaite ;
- De fortes valeurs de contraintes normales entrainent de fortes valeurs de cohésion apparente. Il semblerait que plus la contrainte normale augmente et plus l'imbrication de la discontinuité soit de qualité.

Cette étude a montré que l'imbrication et la rugosité sont les deux paramètres majeurs influençant la cohésion apparente. Dans le domaine des barrages, ces conclusions sont d'un grand intérêt : la prise en compte d'une valeur de cohésion apparente pour l'estimation de la résistance au cisaillement d'une discontinuité telle l'interface roc-béton d'un barrage-poids pourrait ainsi permettre un dimensionnement plus précis et optimisé de l'ouvrage.

Dans la suite de cette étude, les résultats en découlant seront intégrés dans une modélisation numérique pour évaluer le comportement au cisaillement de l'interface roc-béton d'un cas de barrage existant.

L'étude montre l'intérêt d'effectuer des essais de cisaillement pour évaluer la cohésion apparente des discontinuités des barrages-poids. Les valeurs de cohésion apparente obtenues dans cette étude expérimentale correspondent à des répliques des discontinuités, reconstituées en laboratoire (elles ne peuvent donc pas être réutilisées directement à l'échelle de l'ouvrage sans une analyse critique).

REMERCIEMENTS

Les auteurs tiennent à remercier le Conseil de Recherches en Sciences Naturelles et en Génie du Canada (CRSNG), Hydro-Québec et IRSTEA Aix-en-Provence pour le financement du projet. Danick Charbonneau et Ghislaine Luc sont également remerciés pour leur aide lors de la partie expérimentale, ainsi que Marco Quirion d'Hydro-Québec pour son implication dans le projet.

RÉFÉRENCES ET CITATIONS

- [1] CFBR, "Recommandations pour la justification de la stabilité des barrages-poids," 2012.
- [2] A. Krounis, "Sliding stability re- assessment of concrete dams with bonded concrete-rock interfaces," 2016.
- [3] H. Mouzannar, M. Bost, M. Leroux, and D. Virely, "Experimental Study of the Shear Strength of Bonded Concrete Rock Interfaces : Surface Morphology and Scale Effect," *Rock Mech. Rock Eng.*, vol. 50, no. 10, pp. 2601–2625, 2017.
- [4] F. D. Patton, "Multiple Modes of Shear Failure In Rock," in *1st ISRM Congress*, 1966.
- [5] N. Barton and V. Choubey, "The shear strength of rock joints in theory and practice," *Rock Mech.*, vol. 10, no. 1–2, pp. 1–54, Dec. 1977.
- [6] G. Grasselli and P. Egger, "Constitutive law for the shear strength of rock joints based on three-dimensional surface parameters," *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, vol. 40, no. 1, pp. 25–40, Jan. 2003.
- [7] J. Zhao, "Joint surface matching and shear strength part A: joint matching coefficient (JMC)," Int. J. Rock Mech. Min. Sci., vol. 34, no. 2, pp. 173–178, Feb. 1997.
- [8] J. Zhao, "Joint surface matching and shear strength part B: JRC-JMC shear strength criterion," Int. J. Rock Mech. Min. Sci., vol. 34, no. 2, pp. 179–185, Feb. 1997.
- [9] H. K. Singh and A. Basu, "Shear behaviors of 'real' natural un-matching joints of granite with equivalent joint roughness coefficients," *Eng. Geol.*, vol. 211, pp. 120–134, Aug. 2016.
- [10] K. Amiri Hossaini, N. Babanouri, and S. Karimi Nasab, "The influence of asperity deformability on the mechanical behavior of rock joints," *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, vol. 70, pp. 154–161, Sep. 2014.
- [11] A. Özvan, I. Dinçer, A. Acar, and B. Özvan, "The effects of discontinuity surface roughness on the shear strength of weathered granite joints," *Bull. Eng. Geol. Environ.*, vol. 73, no. 3, pp. 801–813, Aug. 2014.
- [12] M. T. Zandarin, E. Alonso, and S. Olivella, "A constitutive law for rock joints considering the effects of suction and roughness on strength parameters," *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, vol. 60, pp. 333–344, Jun. 2013.
- [13] E. Hoek, *Practical Rock Engineering: RocScience*. Rocscience http://www.rocscience.com/hoek/ PracticalRockEngineering.asp, 2007.
- [14] R. Lama, "Influence of clay fillings in shear behaviour of joints," in *Int. Conf. Int. Association of Engineering Geology*, 1978, pp. 27–34.
- [15] S. Bandis, A. C. Lumsden, and N. R. Barton, "Experimental studies of scale effects on the shear behaviour of rock joints," *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. Geomech. Abstr.*, vol. 18, no. 1, pp. 1–21, Feb. 1981.
- [16] B. S. A. Tatone and G. Grasselli, "An Investigation of Discontinuity Roughness Scale Dependency Using High-Resolution Surface Measurements," *Rock Mech. Rock Eng.*, vol. 46, no. 4, pp. 657–681, Jul. 2013.
- [17] F. Johansson, "Influence of scale and matedness on the peak shear strength of fresh, unweathered rock joints," Int. J. Rock Mech. Min. Sci., vol. 82, pp. 36–47, 2016.
- [18] O. Buzzi and D. Casagrande, "A step towards the end of the scale effect conundrum when predicting the shear strength of large in situ discontinuities," *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 2018.
- [19] T. T.-S. Ueng, Y.-J. Y. Jou, and I.-H. Peng, "Scale Effect on Shear Strength of Computer-Aided-Manufactured Joints," J. Geoengin., vol. 5, no. 2, pp. 29–37, 2010.
- [20] Hydro-Québec, "Évaluation de la stabilité des barrages-poids en béton," 2003.
- [21] US Army Corps of Engineers, *Gravity Dam Design*, 1st ed., no. June. Washington: DEPARTMENT OF THE ARMY U.S. Army Corps of Engineers, 1995.
- [22] USBR, Design of small dams, 3rd ed. 1987.
- [23] Federal Energy Regulatory Commission, "Gravity Dams," in Engineering Guidelines for the Evaluation of Hydropower Projects, 2016, p. 3.1–3.39.

- [24] ISRM, *The ISRM Suggested Methods for Rock Characterization, Testing and Monitoring: 2007-2014*, 2007th–2014th ed. Springer International Publishing, 2014.
- [25] S. R. Hencher and L. R. Richards, "Assessing the Shear Strength of Rock Discontinuities at Laboratory and Field Scales," *Rock Mech. Rock Eng.*, vol. 48, no. 3, pp. 883–905, 2015.
- [26] D. Amitrano and J. Schmittbuhl, "Fracture roughness and gouge distribution of a granite shear band," *J. Geophys. Res. Solid Earth*, vol. 107, no. B12, p. ESE 19-1-ESE 19-16, Dec. 2002.
- [27] EPRI, "Uplift pressures, shear strengths, and tensile strengths for stability analysis of concrete gravity dams," 1992.
- [28] CEA, "Sliding stability of concrete dams," Montreal, 1996.
- [29] G. Ruggeri, "Sliding safety of existing gravity dams Final Report," 2004.
- [30] C.-C. Xia, Z.-C. Tang, W.-M. Xiao, and Y.-L. Song, "New Peak Shear Strength Criterion of Rock Joints Based on Quantified Surface Description," *Rock Mech. Rock Eng.*, vol. 47, no. 2, pp. 387–400, Mar. 2014.
- [31] R. Kumar and A. K. Verma, "Anisotropic shear behavior of rock joint replicas," *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, vol. 90, pp. 62–73, Dec. 2016.
- [32] D. Sow *et al.*, "Modeling the spatial variability of the shear strength of discontinuities of rock masses: Application to a dam rock mass," *Eng. Geol.*, vol. 220, pp. 133–143, 2017.
- [33] D. Sow *et al.*, "Comparison of Joint Shearing Resistance Obtained with the Barton and Choubey Criterion and with Direct Shear Tests," *Rock Mech. Rock Eng.*, vol. 49, no. 8, pp. 3357–3361, Aug. 2016.
MODELISATION NON-LINEAIRE D'UN BARRAGE SOUMIS A DES MOUVEMENTS GEOLOGIQUES IMPORTANTS

Numerical modeling of a dam subject to significant geological movements

Romain TAJETTI, Jean Pierre BLAIS, Sébastien DOMITILE, Patrick DIVOUX

EDF-CIH, 4 allée du lac de Tignes 73290 LA MOTTE SERVOLEX

romain.tajetti@edf.fr ; jean-pierre.blais@edf.fr ; sebastien.domitile@edf.fr ; patrick.divoux@edf.fr

MOTS CLEFS

Modélisation, barrage, loi d'endommagement, Code_Aster,

KEY WORDS

Modelling, dam, damage behaviour law, Code_Aster,

RÉSUMÉ

Cette communication présente les calculs menés sur un petit barrage en béton/maçonnerie (barrage de 24 m de hauteur sur fondation mais retenant moins de 10 m d'eau). En raison de mouvements géologiques importants de sa fondation, ce barrage subit d'importantes contraintes conduisant à la dégradation de son état. Le resserrement des passes occasionne des coincements de vannes qui empêchent l'exploitation dans de bonnes conditions de sûreté de l'ouvrage.

Au début des années 2010, les coincements de plus en plus fréquents des vannes conduisent à l'étude de solutions de reconstruction totale ou partielle de l'ouvrage. Devant les difficultés à garantir la pérennité d'un ouvrage reconstruit à neuf, les solutions de réhabilitation de l'ouvrage existant sont aujourd'hui privilégiées..

Pour cela des modèles numériques ont été réalisés avec pour objectif de comprendre le comportement du barrage, de vérifier sa stabilité, de tester des solutions de confortement, et d'estimer les resserrements futurs à prévoir au niveau des vannes.

ABSTRACT

This paper presents the calculations carried out on a small concrete / masonry dam (24 meters high on a foundation but retaining less than 10 meters of water). Due to important geological movements of its foundation, this dam undergoes important stress leading to the deterioration of its state. Constriction of the spillway causes the jam of the valves that prevent safe operation of the structure.

At the beginning of the 2010s, the more and more frequent jamming of the valves lead to consider a total or partial reconstruction solutions of the structure. Faced with the difficulties of guaranteeing the durability of a rebuilt new construction, the rehabilitation solutions of the existing structure are now preferred.

For this purpose numerical models have been realized with the aim of understanding the behavior of the dam, to check its stability, to test reinforcement solutions, and to estimate the future constriction to be envisaged near the valves.

1. DESCRIPTION DE L'AMENAGEMENT

Le barrage étudié est un barrage- prise d'eau permettant l'entonnement vers l'usine. Il est composé en rive droite d'un barrage vanné en rivière, prolongé d'un barrage poids maçonné en rive gauche.



Barrage vanné

Figure 1 : Vues de l'ouvrage

1.1.Barrage vanné :

Le barrage vanné est un ouvrage en maçonnerie d'environ 24 m de hauteur sur fondation (17 m sur TN) et de 17 m de largeur. Il est composé de trois passes délimitées par quatre piles, avec deux vannes coulissantes par passe. La largeur de la passe en rive gauche est de 2 m, alors que celle des passes centrale et rive droite est de 5 m. Les vannes sont commandées par l'intermédiaire de câbles actionnés par des treuils électriques situés dans un local positionné sur les têtes de pile.



Figure 2 : Photos du barrage vanné (2015) (à gauche vue d'aval, à droite vue d'amont)

1.2. Mur poids RG et prise d'eau :

Le mur poids se situe dans le prolongement rive gauche du barrage en rivière. Son parement aval n'est pas visible car recouvert de remblais. Il sert à la fois d'ouvrage de fermeture de la vallée et de bajoyer du bassin de décantation de la prise d'eau. Il est constitué principalement de maçonnerie s mais sa base est en béton.



Figure 3 : photo de l'entrée du bassin de décantation et profil de plus grande hauteur du barrage poids RG B1.07 - Modélisation non-linéaire d'un barrage soumis à des mouvements géologiques importants page 180

La prise d'eau est constituée de quatre chambres de dégravage orientées dans le sens rive droite – rive gauche, et d'un bâtiment dit « des vannes et des grilles ». Les pertuis sont surélevés par un seuil et obturés par des grilles

2. DESORDRES VISIBLES SUR L'OUVRAGE

Le resserement des rives a occasionné des désordres visibles sur l'ouvrage comme l'illustrent les photographies ci-après :



Figure 4 : Rupture en compression des butons de la passe centrale



Figure 5 : Cisaillement sous la pile n°3



Figure 6 : Fissuration sur le seuil et le mur aval du bassin de décantation



Figure 7 : rupture en flexion du pont au droit de la pile n°3 et décollement au droit de la pile n°2

3. LE PHENOMENE GEOLOGIQUE

Le barrage est assis sur deux zones géologiques distinctes séparées par une brèche. Ces deux zones sont en mouvement l'une par rapport à l'autre (rapprochement) ce qui conduit au délitement des matériaux de la brèche comme l'ont mis en évidence les reconnaissances par carottage réalisées sur le site (Figure 8).



Figure 8 : Coupe géologique au droit du barrage

L'analyse des résultats de l'auscultation planimétrique de l'ouvrage (une quarantaine de repères auscultés depuis 1994) permet de caractériser ce mouvement relatif des deux rives. Il se produit dans deux directions : la direction rive-à-rive et la direction verticale. Les deux rives se resserrent d'environ 3 mm/an tandis que la RD s'élève de 3 mm/an par rapport à la RG.



Figure 9 : Déplacements entre 2003 et 2015 des cocardes placées sur l'ouvrage – Vue en plan - Les campagnes ne sont pas faites à intervalles réguliers

4. HISTORIQUE

Construit en 1935, le barrage fonctionne quelques années sans désordres majeurs. En 1970, des fissurations et le coincement de certaines vannes, conduisent à la réalisation de butons dans chacune des passes dans le but de maintenir leur gabarit. Ces resserrements ont pour origine un mouvement géologique de grande ampleur et ces butons ne permettent de ralentir le phénomène que temporairement.

A partir des années 1990, la mise en place d'un dispositif d'auscultation par planimétrie permet de quantifier les mouvements constatés (Cf. Figure 9).

Au début des années 2010, les coincements de plus en plus fréquents des vannes conduisent à l'étude de solutions de reconstruction totale ou partielle de l'ouvrage. Devant les difficultés à garantir la pérennité d'un ouvrage reconstruit à neuf (élargissement de la brèche vers l'aval), les solutions de réhabilitation de l'ouvrage existant sont aujourd'hui privilégiées.

L'étude de ces solutions nécessitait d'abord de comprendre les mécanismes à l'œuvre dans cet ouvrage, pour déterminer quelles actions pourraient améliorer son comportement. Par ailleurs, une rénovation du vannage étant indispensable, il était nécessaire pour le dimensionnement des vannes, de pouvoir prédire les resserrements des passes attendus dans les prochaines années. Enfin il était évidemment nécessaire de pouvoir s'assurer de la stabilité de l'ouvrage. Pour répondre à ces questions, plusieurs modélisations de complexité croissante ont été réalisées.

5. LES MODELES AUX ELEMENTS FINIS

5.1.Calcul bidimensionnel

La stabilité bidimensionnelle de l'ouvrage avait déjà été vérifiée par le passé, une mise à jour de ce calcul a tout de même été réalisée pour intégrer dans le calcul les résultats des reconnaissances réalisées dans l'intervalle. Ce calcul réalisé avec le logiciel STABET a confirmé le bon dimensionnement des ouvrages au chargement hydrostatique, y compris en considérant des hypothèses de résistance des matériaux et propagation des sous-pressions très défavorables (piles cisaillées, pleine sous-pression, etc...) qui seraient consécutifs aux déplacements imposés dans la direction rive-à-rive.

En revanche ce type de modèle ne permet évidemment pas de modéliser les déplacements géologiques que subit l'ouvrage et son comportement dans la direction transversale.

5.2.Calcul élastique linéaire aux éléments finis

Afin de reproduire le comportement tridimensionnel de l'ouvrage, celui-ci a été modélisé aux éléments finis. En plus des chargements usuels (pesanteur, pression hydrostatique), le mouvement géologique a été modélisé par un déplacement imposé des frontières du modèle (Cf. Figure 10).



Figure 10 : Maillage utilisé et condition aux limites imposée

Les modèles élastiques demandant peu de temps de calcul, ils permettent généralement de déterminer la plupart des paramètres matériaux par ajustements des déplacements du modèle sur les déplacements auscultés (calage). Ce n'est que partiellement possible dans le cas de ce barrage car les déplacements peuvent également être ajustés en modifiant les conditions aux limites qui ne sont pas connues précisément (en particulier la date de début des déplacements).

Le calage a toutefois permis de déterminer les ratios entre les modules d'élasticité des matériaux de l'aménagement en vérifiant la cohérence des déplacements entre eux.

L'endommagement des butons a pu être reproduit par une dégradation de leur module effectuée manuellement.

Ce modèle a rapidement montré ses limites puisqu'il ne permettait pas (entre autres) de reproduire le déplacement observé vers l'aval des piles situées en rive gauche.



Figure 11 : Le cisaillement à la base des piles se traduit dans le modèle élastique par des tractions sans déplacements

5.3.Calcul élastique localement non-linéaire (éléments joints)

Afin de modéliser le cisaillement à la base des piles (Figure 5) qui permet le mouvement de certaines d'entre elles vers l'aval, des éléments joints ont été introduits au contact avec le radier. Les autres paramètres du modèle sont inchangés.

Les éléments joints sont des éléments volumiques, d'épaisseur nulle. Le comportement de ces éléments suit une loi élasto-plastique de Mohr Coulomb (Loi JOINT_MECA_FROT de Code_Aster). Les paramètres C (adhésion) et μ (coefficient de frottement) définissent un cône de glissement à l'intérieur duquel le comportement est élastique. L'atteinte des bords du cône de frottement entraine l'ouverture et/ou le glissement du joint.

Ces éléments joint ont été insérés sous chacune des piles mais en pratique seules les deux piles RG présentent des glissements.

Ce modèle a permis de reproduire de façon plutôt satisfaisante le comportement de la partie supérieure du barrage. Il a permis de mieux comprendre le comportement de l'ouvrage et d'en améliorer la compréhension (Cf. Figure 12):

- Le radier du barrage se déplace vers la RG et enfonce la fondation du mur RG
- Les deux piles RD restent liées au radier et se déplacent vers la RG à la même vitesse que celui-ci.
- Les deux piles RG se déplacent également vers la RG mais moins vite que le radier en raison de la résistance du mur RG, ce qui occasionne le cisaillement de leur base, et le resserement plus fort dans la passe centrale (qui a conduit à la rupture des butons de cette passe)
- Le contact du mur en partie amont de la pile RG entraine la rotation de celle-ci qu'elle transmet à la pile n°3 par l'intermédiaire des butons, ce qui explique le déplacement important vers l'aval de cette pile.



Figure 12 : Déformée du barrage modélisé vu de dessus et vu d'aval – Les flèches bleues représentent la vitesse de déplacement des piles

Bien que certains mécanismes d'endommagement aient pu être pris en compte localement dans ce modèle par une dégradation du module d'élasticité (cf. §5.2), l'analyse des contraintes montrait une large zone du radier sollicitée audelà des résistances du béton. La prise en compte de l'endommagement de cette zone pouvant potentiellement modifier les résultats calculés au niveau des vannes, un modèle d'endommagement a été mis en œuvre.

5.4.Calcul avec loi d'endommagement et élément joints

Le modèle d'endommagement consiste à introduire une loi de comportement qui dégrade les propriétés des matériaux lorsque les limites élastiques des matériaux sont dépassées.

La loi de comportement utilisée est une loi non-linéaire plastique endommageable de Code_Aster, elle a été développée conjointement par EDF CIH, EDF R&D, et le LMDC de Toulouse. Elle contient un endommagement anisotrope en traction (critère de Rankine) et un endommagement de compression-cisaillement prenant en compte le confinement multi-axial (critère de Drucker-Prager). Elle fait partie d'un modèle poro-mécanique initialement développé pour la réaction alcaligranulat qui tient également compte d'un ensemble de phénomènes affectant le béton (fluage, retrait, effets thermiques, endommagement...).



Figure 13 : Loi de comportement du modèle calée sur les résultats d'essais triaxiaux réalisés sur des éprouvettes prélevées in-situ

Les paramètres de la loi de comportement ont pu être recalés sur les résultats d'essais triaxiaux de laboratoire réalisés par le CEMETE/Polytech Lille sur des carottes extraites de l'ouvrage. Ces essais ont en particulier permis de préciser le comportement post-rupture des bétons et les effets triaxiaux du confinement.

Les éléments joints à la base des piles ont tout de même été conservés dans ce modèle car ils permettent de mieux localiser la rupture.

Les autres paramètres et conditions aux limites sont inchangés.

Comme évoqué au §5.2, une des principales difficultés de ce type de calcul en déplacements imposés, est d'identifier la date de départ du phénomène, l'auscultation ne donnant que le comportement récent de l'ouvrage. Pour cette étude, trois éléments ont permis d'estimer cette date :

- la comparaison des non-linéarités sur les déplacements du modèle et de l'auscultation : la rupture de certains éléments modifie les vitesses de déplacements de l'ouvrage. C'est le cas de la rupture des butons de la passe centrale qui a entrainé un ralentissement du mouvement vers la RG des piles n°3 et 4. Il est donc possible d'ajuster le modèle pour que ces cassures se produisent aux mêmes dates. Ce changement de vitesse est cependant très récent et demande à être confirmé par les prochains relevés d'auscultation, cette méthode a donc été peu utilisée.
- La réalisation d'essais de sur-carottage dans le radier pour estimer les contraintes in-situ : il est en effet possible de caler le modèle sur les contraintes plutôt que sur les déplacements. Malheureusement cette donnée est difficile à acquérir, une des rares méthodes permettant de d'obtenir les contraintes en profondeur dans un ouvrage est l'essai de sur-carottage. En pratique la réalisation de ses essais s'est avérée délicate en raison de l'état dégradé des bétons rendant difficile les mesures de déformation, sur les 6 essais réalisés en profondeur seuls 2 ont été fructueux et ont donné une contrainte voisine de 10-12 MPa tandis que la valeur prédite par le modèle dans cette zone est d'environ 15 MPa.
- Par la comparaison des endommagements visibles et prédits par le modèle à différentes dates. C'est la méthode qui a été privilégiée. Contrairement à beaucoup d'ouvrages la plupart des zones endommagées du barrage sont visibles et la date d'apparition des désordres est connue de façon plus ou moins précise via les Visites Techniques Approfondies (VTA) ou anciennes photos du barrage. Il est donc possible de comparer les dates d'apparition des endommagements du modèle et du barrage (Figure 14). Cette comparaison permet également de tester la représentativité du modèle.



Figure 14 : Comparaison des endommagements calculés et constatés

L'intérêt de ce modèle est de pouvoir extrapoler les résultats du calcul pour prédire le comportement futur du barrage. Des simulations ont été menées et continuent de l'être pour évaluer différentes solutions de confortement (réalisation d'une rainure dans le radier, suppression/fragilisation de certains butons, mise sur appuis glissants du pont...).

La solution choisie, est un confortement des butons des passes n°1 et 2 (Figure 15), L'idée étant de sacrifier la passe n°3 (la plus petite) pour garantir la manœuvrabilité des vannes des deux autres.

Les simulations effectuées ont montré que la conception du confortement envisagé permet bien de relocaliser les endommagements par compression dans la passe n°3 (Figure 16).

NB : Les efforts en jeu sont très importants par rapport à la résistance des butons du barrage. Pour preuve, la plastification progressive et déjà avancée des butons de la passe centrale n'a jamais conduit à une accélération du mouvement de resserement de l'ouvrage. Les modifications apportées ne génèreront, de fait, pas d'accélération du mouvement et ce d'autant plus que la solution mise en œuvre ne va pas supprimer le butonnage de rive à rive mais simplement déplacer les zones de plastification vers une autre passe.



Figure 15 : Confortement des butonnages envisagés (en rouge)



Figure 16 : Endommagements par excès de compression en 2038 calculés par le modèle – avec (droite) et sans (gauche) confortement – Les confortements ne sont pas représentés.

Ce modèle permet également d'estimer en fonction de la solution choisie, le resserrement futur à prévoir dans chacune des passes. L'estimation de ces resserrements a permis aux équipes du service électromécanique de guider la conception des nouvelles vannes.



Figure 17 : Resserrements rive-à-rive des piles au droit des rainures de vanne, sur la période 2018-2038, avec (droite) et sans (gauche) confortement

6. TRAVAUX DE REHABILITATION

Au stade actuel des études, la solution retenue pour assurer le bon état de marche et d'entretien de la prise d'eau sur les 2 prochaines décennie consistera donc au final à :

- -conforter les entretoises par mise en place de sarcophages en béton armé et couler des sur-radiers B.A. au niveau des passes centrale et de rive droite (Figure 15) ;
- -affaiblir le radier et les entretoises de la passe rive gauche et surveiller le bajoyer de rive gauche. Si, comme le modèle numérique l'indique, des signes de dégradation apparaissent dans la décennie à venir, le conforter par liernes et tirants ;
- -placer un Dispositif d'Etanchéité par Géomembrane (DEG) en face amont du mur poids aval du décanteur ;
- -Remplacer la passerelle aval monolithique par un ouvrage à trois travées sur appuis glissants avec des jeux inter-travées pour pouvoir la rendre compatible avec les mouvements futurs de l'ouvrage et assurer le passage d'engins de terrassement utilisés pour dégager les embâcles devant les pré-grilles de rive gauche en cas d'avalanche ;
- -remplacer les deux vannes principales (centrale et rive droite) dont les assemblages sont très corrodés par des vannes de conception nouvelle au niveau des étanchéités (les étanchéités latérales sujettes à coincement sont remplacées par des étanchéitées frontales pouvant coulisser) et des pièces de guidage et approfondir les rainures pour s'adapter aux déplacements futurs de l'ouvrage ;

- -mettre en place un élément fixe avec jeu à la place de la vanne rive gauche. Les deux passes principales de l'ouvrage en rivière étant suffisantes pour assurer le passage de la crue centennale même après épaississement des entretoises ;
 -remplacer les treuils (engrenages sous-dimensionnés, report des efforts mal conçus, ...) ;
- -mettre en place dans le local des treuils une structure métallique de report des efforts des treuils vers les piles de l'ouvrage en rivière et/ou décomprimer le châssis support actuel du local des treuils (un modèle ASTER du châssis a aussi été réalisé) ;
- -enrichir l'auscultation existante à l'aide d'extensomètres et de plots pour mesures Invar, poursuivre l'auscultation topographique de l'ouvrage et mettre en place d'une surveillance des fuites du mur RG.

Le retour d'expérience de ces travaux et du suivi rapproché de l'ouvrage constitueront des éléments précieux et indispensables pour garantir la sureté de cet ouvrage.

7. CONCLUSION

Contrairement à la plupart des calculs habituellement menés, les résultats peuvent dans le cas de ce barrage être directement comparés aux désordres observables. Ce qui a permis d'être relativement confiant sur la robustesse de ce modèle d'endommagement.

Mais surtout, les modèles ont permis :

- -de comprendre les dysfonctionnements de l'ouvrage ;
- -de s'assurer de sa stabilité ;
- -de définir et de dimensionner les confortements nécessaires pour assurer son bon état de marche et d'entretien futur de l'ouvrage ;

il apparaît aujourd'hui que la réalisation des modèles 3D de l'ouvrage était indispensable au projet. Pourtant les actions à mener sur cet ouvrage ou même la direction à prendre pour les études étaient loin d'être évidentes à la reprise du projet en 2015, alors que le dépouillement des sondages géologiques venaient de remettre en cause la solution de reconstruction d'un ouvrage neuf à l'aval.

JUSTIFICATION DE LA STABILITE DES BARRAGES VOUTES : ETAT DES CONNAISSANCES

Arch dams' stability assessment: State of the art

Alain Carrère - Christine Noret

Tractebel Engineering, 5, rue du 69 mars 1962, 92622 Gennevilliers - FRANCE alain.carrere@tractebel.engie.com, christine.noret@tractebel.engie.com

MOTS CLEFS

Barrages-voûtes, Recommandations françaises, Calculs de stabilité

KEY WORDS

Arch dams, French recommendations, Stability analysis

RÉSUMÉ

Les barrages voutes sont des ouvrages tridimensionnels hyperstatiques dont la résistance ultime repose sur leurs arcs et leurs appuis sur les rives. Les méthodes numériques mises en œuvre pour vérifier leur dimensionnement se sont peu à peu complexifiées grâce au progrès des logiciels et permettent de créer des modèles de plus en plus réalistes.

Cette communication a pour but de retracer l'évolution des méthodes utilisées pour la justification des barrages voutes et de présenter les derniers développements utilisés dans le cadre de projets ou de participation à des ateliers numériques de la CIGB. Il s'inspire des recommandations proposées par le groupe de travail du CFBR en 2018.

ABSTRACT

Arch dams are three-dimensional hyperstatic structures whose ultimate resistance lies on their arches and their supports on the banks. The numerical methods implemented to verify their dimensioning have gradually become more complex thanks to advances in software and allow the building of more and more realistic models.

This paper aims to present the evolution of the methods used for the justification of arch dams and the latest developments used in the framework of projects or participation in ICOLD numerical workshops. It draws on the recommendations proposed by the CFBR working group in 2018.

1. INTRODUCTION

Par définition, une voûte résiste à la poussée du réservoir principalement par un effet d'arc, essentiellement horizontal, qui se développe entre ses appuis rocheux sur chacune des rives. Ce mode de travail, surtout compressif, est prépondérant mais est accompagné, sauf exception, par d'autres liaisons qui font appel à des contraintes de traction et de cisaillement. Le tout constitue une structure mécanique tridimensionnelle fortement hyperstatique dont les composantes sont fortement contrastées :

- Le fonctionnement en arcs est relativement souple (il faut souvent plusieurs centimètres de flèche en clé pour mobiliser cet effet) et principalement compressif, donc robuste vis-à-vis des non-linéarités.
- Les autres liaisons sont d'abord verticales, et tendent à harmoniser les déplacements des arcs superposés entre eux ainsi qu'avec la fondation en fond de vallée ; contrairement aux précédentes, ces liaisons sont relativement rigides, et font appel à des moments, donc à des contraintes de traction et de cisaillement qui sont parfois amenées à dépasser la résistance du béton.

Une voûte doit donc être vue comme une structure tridimensionnelle en forme de coque qui, pour les charges modérées, mobilisera l'ensemble de ses liaisons internes, mais tendra à voir les plus rigides se rompre pour les chargements plus sévères, pour ne conserver que les plus robustes, c'est-à-dire les arcs horizontaux. Cette évolution, à caractère non linéaire, est nécessairement accompagnée d'une augmentation des déplacements.

On comprend que l'étude du comportement mécanique d'une telle structure est relativement complexe, dans la mesure où son comportement « de tous les jours » est relativement éloigné de tout ce qui doit se passer avant sa ruine. En particulier, il existe une grande différence entre les études « à la rupture », qui ont prévalu jusque dans les années 60, et les analyses structurales, restées longtemps élastiques, qui les ont remplacées. On peut même dire que la synthèse entre les deux approches, bien que possible en principe grâce aux avancées récentes dans le domaine du non linéaire, reste à faire.

Dans les sections qui suivent, on va d'abord préciser le concept de résistance ultime des voûtes et réviser les méthodes classiques correspondantes, puis faire un tour d'horizon des moyens disponibles pour analyser le comportement des voûtes sous divers chargements, y compris non linéaires, dynamiques, polyphasiques, ...

Enfin on mettra l'accent, à travers quelques exemples, sur quelques pièges à éviter et sur les voies d'amélioration possibles des logiciels à la disposition des ingénieurs barragistes.

2. EVALUATION DE LA SECURITE ULTIME DES VOUTES

La sécurité ultime d'un barrage se définit par sa capacité à ne pas relâcher de façon incontrôlée de larges débits d'eau susceptibles de mettre en cause la sécurité publique.

Pour une voûte cet objectif est assuré si le schéma résistant principal est garanti : les arcs horizontaux sur appuis sur les deux rives ; il y a donc 2 conditions : la résistance des arcs d'une part, et la stabilité des appuis d'autre part.

2.1.Résistance des arcs horizontaux

Les premières méthodes de dimensionnement des voûtes font appel à des modélisations bidimensionnelles des arcs horizontaux. On rejoint l'ingénierie des ponts, comme le rappelle A. Coyne dans son cours aux P&C : « *un barrage-voûte reporte la majeure partie de la poussée de l'eau sur les rives par des effets d'arc. C'est comme un pont à une arche qui aurait fait quartier vers l'amont* ».

2.1.1. Les arcs élastiques

La formule du tube dite « du P.R/e » (démontrée par Navier en 1826, figure 1) est la plus simple, sinon la mieux adaptée car ses conditions limites aux appuis sont irréalistes : en négligeant les moments, elle ne peut donner de valeurs de déplacements corrects ; mais elle a la grande qualité de fournir les contraintes moyennes d'arc.



Figure 1 : Formule du tube, dite « du P.R/e »

Cette particularité lui vaut de servir de critère de prédimensionnement, encore aujourd'hui. La figure 2 représente les valeurs du P.R/e pour les voûtes construites sur projets de Coyne et Bellier de 1935 à 1967 : on constate une nette évolution vers le haut entre le début de la période dans les années 30 et le milieu des années 50, où la valeur de 50 bars (5 MPa) est atteinte. Quelques excursions à des niveaux plus élevés correspondent à des ouvrages plus ou moins expérimentaux (Le Gage, Tolla) ou de conception particulière (Moulin Ribou). Si ces niveaux de contraintes peuvent sembler faibles dans l'absolu, il faut considérer, d'une part, que les compressions réelles rencontrées dans les arcs sont de l'ordre du double de la valeur moyenne (comme on va le voir un peu plus loin), et d'autre part que la résistance du béton de masse des voûtes ne dépasse en général pas 25 MPa à 1 an, si bien que le facteur de sécurité pour les charges courantes est de l'ordre de 3, donc tout-à-fait comparable à celui adopté pour d'autres types d'ouvrages.



Figure 2 : Contraintes moyennes d'arc (PxR/e) pour des voûtes françaises entre 1935 et 1970 d'après archives techniques Coyne et Bellier

Il faut noter qu'une variante généralisée du P.R/e a été définie par G. Lombardi sous la forme du « slenderness coefficient » (coefficient d'audace) défini par NL=F²/(V×H), où F est la surface développée de la voûte, H sa hauteur et V le volume de béton. Il est possible en effet de démontrer que NL ~ $3,3*H*G_{moy}$ et équivaut donc à R/e, à une constante près.

Toujours en bidimensionnel horizontal, le calcul élastique d'un arc, circulaire ou non, symétrique ou non, sur appuis rigides ou déformables, fournit les éléments de réduction, contraintes et déplacements en tous points (fig. 3).



Figure 3 : Arc élastique symétrique sur appuis rigides

2.1.2. Les arcs actifs

Dès que l'épaisseur relative d'un arc devient importante, les moments de flexion sous la charge hydrostatique engendrent des tractions à l'aval en clé et surtout à l'amont près des appuis. D'où l'étape suivante qui consiste à éliminer les zones tendues qui dans la réalité sont censées ne transmettre aucun effort, par ouverture des joints ou de fissures (fig. 4). C'est la notion d'arc actif inscrit dans la géométrie de l'arc réel. La détermination des zones tendues et des contraintes extrêmes qui en résultent se fonde sur les études de Résal et Pigeaud ([14]) et est obtenue, en pratique, par une méthode graphique grâce au « rapporteur Géhin » (valide pour un arc symétrique sur appuis rigides, fig. 5). Il s'agit d'une méthode non linéaire « no tension » et la contrainte maximale de compression est en général voisine du double de la contrainte moyenne de l'arc géométrique de départ.



Figure 4 : Arc élastique fin et arc actif inscrit dans un arc épais



Figure 5 : Rapporteur Géhin pour le calcul des arcs actifs

Pour en finir avec les modèles bidimensionnels, il faut citer la notion d'arc plongeant : mise en œuvre pour le projet de Marèges (1935), elle résulte de l'observation de la distribution des contraintes telle qu'elle apparaissait sur le parement aval des modèles physiques de voûtes en plâtre, très utilisés à cette époque, et telle qu'elle apparaitra plus tard avec les modèles numériques 3D (fig. 6).



Figure 6 : Contraintes principales sur le parement aval, et lignes d'arcs plongeants

2.2. Résistance des appuis en fondation

La manière d'aborder aujourd'hui la question de la compétence des appuis rocheux d'une voûte découle des leçons tirées de l'accident de Malpasset en 1959, événement survenu par un mode de rupture non conçu à l'époque. Les effets mis en œuvre à l'occasion de cette rupture sont la présence de discontinuités de résistance mécanique limitée, et surtout le développement de sous-pressions à l'intérieur même du massif rocheux. Encore souvent mal compris, ce phénomène a pu être comparé aux sous-pressions sous les barrages-poids mis en œuvre lors de la rupture du barrage de Bouzey en 1898 et expliqué par M. Lévy, ou à la notion de pression interstitielle dans les sols élaborée par Terzaghi vers 1935. Mais de tels effets étaient considérés avant l'accident comme négligeables sous les voûtes, au motif de la faible épaisseur des voûtes au contact des appuis.

La méthode historique pour la détermination de l'instabilité des appuis rocheux est la méthode des coins de Londe ; elle peut être complétée par d'autres méthodes plus récentes (modélisation par éléments discrets).

Dans la méthode de Londe [4], la détermination des dièdres potentiellement instables s'appuie sur la connaissance de la géologie de la fondation ; elle effectue une analyse en solide indéformable ; les sous-pressions jouent un rôle majeur dans la stabilité des blocs rocheux. Généralement cette donnée est mal connue, les sous-pressions étant générées par la retenue amont, mais également par les nappes de versant. C'est pourquoi il est recommandé de privilégier un choix prudent concernant les hypothèses et réaliser des analyses de sensibilité, plutôt que d'introduire des coefficients de sécurité.

NB : cette méthode a été adoptée dans le monde entier dès les années 60.



Figure 7 : Méthode des coins de Londe : Définition géométrique du coin rocheux et des efforts appliqués

3. ETUDE DU COMPORTEMENT EN SERVICE DES VOUTES

Très peu de barrages ont un comportement correspondant au schéma ultime de rupture tel que décrit (seul exemple connu, Moulin Ribou). Et la construction de voûtes en vallées relativement larges (L/H>5) fragilise l'hypothèse des arcs horizontaux indépendants, pour laquelle la déformée en clé devient irréaliste (fig. 8).



Figure 8 : Déformée des arcs indépendants et de la coque 3D

La première motivation du passage aux analyses en 3D a donc été de se rapprocher de la réalité. Mais cet objectif a été pendant longtemps battu en brèche, du fait du retour à des analyses purement élastiques, imposé par les limitations des capacités de calcul.

Aujourd'hui les capacités non linéaires des méthodes disponibles ont permis d'établir enfin des modèles réalistes, capables de reproduire relativement bien le comportement des voûtes sous certaines sollicitations. Cela permet notamment de vérifier si lors de chargements particuliers, on risque de trouver une situation, transitoire ou non, non conforme aux impératifs de sécurité.

3.1.Passage à la 3-D

Longtemps on a fait des modèles en plâtre avec des jauges électriques de déformation pour connaitre les contraintes ; mais c'était coûteux, lourd, et peu précis. Un domaine notamment, pourtant important, n'était pas accessible : le thermique.

Une réponse à ces critiques a été apportée par des méthodes numériques du domaine de la résistance des matériaux. Il s'agit de rechercher une cohérence entre les déplacements des arcs superposés en ajustant les transferts verticaux d'efforts.

Le premier calcul d'ajustement entre arcs et console de clef a été réalisé aux USA par Visher et Wagoner en 1889, suivi par Ritter (1913). Le principe consiste à répartir la charge hydraulique entre les arcs horizontaux et la console de clé (fig. 9), censée représenter toutes les liaisons verticales.



Figure 9 : Principe de l'ajustement radial en clé

La généralisation à un échantillonnage de plusieurs consoles verticales a conduit à la Trial Load de l'USBR 1938, ultérieurement améliorée par M. Leroy en ajustant les 6 degrés de liberté, ce que permettait le calcul par ordinateur (Vouglans, 1968).



Figure 10 : Principe et maillage de la Trial Load

Dans toutes ces méthodes qui se rattachent plus ou moins à la résistance des matériaux, les contraintes à travers les sections sont calculées à partir des éléments de réduction (forces et moments) en suivant des distributions conventionnelles (hypothèses de Navier, répartition linéaire des contraintes normales, distribution parabolique des cisaillements). Les critères de dimensionnement associés sont inspirés des règles BA ; par exemple, pour un béton de voûte avec une résistance de 240 bars (=24 MPa) à 1 an, on accepte 8 MPa pour les charges courantes et 12 MPa pour les exceptionnelles. Côté traction, on admet 8 à 12 bars, sans justification bien solide de ces choix.

3.2.Les analyses en milieux continus (Eléments finis / Différences finies / ..)

A partir des années 1970, apparait la méthode de calcul aux éléments finis, introduite dans le domaine du génie civil par O.C. Zienkiewicz.



Figure 11 : Maillage d'un modèle de voûte et fondation par un code EF spécialisé

La nouvelle méthode va vite fasciner de nombreux ingénieurs et s'imposer face à tout ce qui se faisait auparavant, sans que soient clairement perçus les changements qu'elle apporte : d'abord, elle travaille essentiellement dans le domaine de l'élasticité linéaire. Oubliées donc, au moins temporairement, les approches unilatérales des arcs actifs. Et comme les inconnues principales sont les déplacements, au lieu des éléments de réduction précédemment, on n'est plus obligé de faire référence à des répartitions forfaitaires de contraintes dans une section ; les éléments finis calculent les contraintes approchant, en fonction du maillage, celles de la théorie de l'élasticité, avec ses bénéfices, mais aussi ses limites... C'est en effet un changement fondamental dont les conséquences n'ont pas été perçues à l'époque : les critères n'ont pas suivi correctement. La question se pose principalement aux appuis où se localisent souvent les contraintes maximales, tant en compression qu'en traction.



Figure 12 : Contraintes principales de parement et en coupe, par un code EF spécialisé

Les premières applications de la méthode des éléments finis au dimensionnement des ouvrages neufs mettent en évidence des difficultés relatives à la définition des critères : on s'aperçoit vite que les contraintes maximales calculées dépendent fortement de la définition du maillage, et du type d'éléments finis. Une tentative de s'affranchir de cette difficulté aboutit à la création d'un code qui tend à reprendre les hypothèses de la Trial Load : fondation semi-infinie de Vogt, éléments de coque épaisse homogènes avec les poutres ; c'est le code COQEF3, qui servira à justifier les dernières voûtes hexagonales, et est encore utilisé aujourd'hui en prédimensionnement, en raison de sa très grande simplicité de mise en œuvre (fig. 13).



Figure 13 : Modèle aux éléments finis de coque épaisse avec fondation de Vogt (code COQEF3)

3.3.Le non-linéaire

Très vite, le caractère fortement unilatéral des matériaux (béton, masse rocheuse) impose de dépasser les restrictions de l'élasticité : la formulation « no tension » également due à Zienkiewicz, qui permet de neutraliser les contraintes de traction au pied amont, est mise en œuvre pour la première fois dans le cadre du projet de Laparan (1983). Elle sera ensuite complétée par les joints non linéaires unilatéraux de Mohr-Coulomb (limitation des tractions et des angles d'incidence), qu'on utilise régulièrement pour la simulation de certaines pathologies notamment en pied d'ouvrage.

Etant donné la complexité de ces analyses, il est indispensable de disposer de moyens graphiques efficaces pour voir et comprendre les résultats des analyses, tant en déplacements qu'en contraintes en tous points du modèle, y compris à l'intérieur (figure 14).



Figure 14 : Résultats d'une analyse non linéaire : déplacements amplifiés – contraintes dans et sur la section de clé post-processeur d'un code EF spécialisé (les cercles de la figure de droite représentent les contraintes d'arc qui passent à travers la section verticale. Le rayon du cercle est proportionnel à la norme des contraintes)

3.4.Les sollicitations

Les barrages-voûtes sont soumis tout au long de leur vie à différentes sollicitations (chargement hydrostatique, conditions thermiques, séisme...) ou plutôt à des combinaisons de sollicitations qu'il convient de déterminer. Elles dépendent de la conception et de la construction de l'ouvrage, de l'environnement auquel l'ouvrage sera/est soumis, des conditions d'exploitation et des sollicitations associées, des conditions de surveillance et maintenance, de la vraisemblance des situations de défaillance et du vieillissement des matériaux pour les voûtes existantes.

L'impact de certaines actions dépend fortement de la géométrie de la vallée (large, en U ou en V, faible pente des rives), de la forme de la voûte (cylindrique, à spirale logarithmique, simple/double courbure), de son épaisseur et de la présence de culées.

3.4.1. Le poids propre

Les voûtes sont généralement construites par plots verticaux indépendants; leurs poids sont donc transmis verticalement à la fondation sous-jacente. L'application du chargement poids-propre doit reproduire le phasage de construction de l'ouvrage afin d'obtenir un état de contrainte en fin de construction représentatif de la réalité. Plusieurs mécanismes peuvent être utilisés : activation des plots pairs puis impairs puis combinaison linéaire, inclusion d'éléments joints ou de contact au droit des joints verticaux, ou utilisation d'une loi orthotrope pour annuler les contraintes d'arc. A l'issue de cette étape, les déplacements sont remis à zéro. On parle de poids propre non clavé (PPNC).

Une exception plus récente sont les ouvrages voûte épaisse ou poids-voûtes construits en BCR, construits par couches horizontales. Là aussi, l'application du chargement doit reproduire le phasage de la construction de l'ouvrage, ce qui est aisé avec tous les logiciels modernes.

3.4.2. L'action de l'eau, des sédiments et de la glace

L'action de l'eau de la retenue est généralement représentée comme une pression hydrostatique s'exerçant sur le parement amont de l'ouvrage. L'action de l'eau d'une contre-retenue s'exerçant sur le parement aval peut être également considérée.

Si les écoulements d'eau dans le corps du barrage sont souvent négligés, ce n'est pas le cas des écoulements d'eau dans la fondation.

Parallèlement aux progrès des modèles, le domaine des actions considérées s'étend, à commencer par les effets hydrauliques : alors que traditionnellement le chargement hydraulique s'arrêtait miraculeusement au pied amont, on introduit d'abord les poussées hydrauliques sur les zones de plus forts gradients supposés (voiles d'injection et drainage), puis au sein même des matériaux en extension (figure 15).



Figure 15 : Evolution des chargements hydrauliques : de gauche à droite : - conventionnel limité au parement amont

- avec action du aradient hydraulique o
- généralisé avec biphasisme solide/liquide dans le rocher et le béton

Ces actions ont d'abord été mises en œuvre par des artifices de chargement extérieurs, et l'analyse était alors menée en contraintes totales.

Ces actions peuvent également être mises en œuvre par des extensions logicielles inspirées de la géotechnique, telles que l'ajout de la pression interstitielle comme variable explicative principale (poro-plasticité dans le code Gefdyn), ce qui conduit à travailler dans le domaine des contraintes effectives. Les pressions interstitielles sont le plus souvent obtenues par un calcul d'écoulement de type Darcy. On parle alors de modèle couplé hydromécanique.

Les actions des sédiments et de la glace sont généralement pris en compte sous la forme de poussée additionnelle sur le parement amont.

3.4.3. L'action de la température

Différentes échelles de temps sont à considérer pour les chargements thermiques et elles dépendent de la finesse de l'ouvrage.

Il y a tout d'abord les variations thermiques initiales post-construction, liées à la prise du béton. A l'exception des voûtes épaisses, les barrages-voûtes sont clavés après stabilisation de la température interne du béton. Cette température nommée température de clavage est souvent mal connue et considérée généralement comme uniforme.

Il y a ensuite les variations saisonnières autour de cette température de clavage liées aux variations des températures de l'air et de l'eau de la retenue. Les variations thermiques journalières sont généralement négligées ; les variations saisonnières peuvent affecter toute l'épaisseur de la voûte si celle-ci est mince ou seulement les parements pour les voûtes épaisses.

Pendant longtemps, les calculs de justification de voûtes ont utilisé la formulation de Stucky et al ([11]) pour modéliser les chargements thermiques été et hiver.

Aujourd'hui, la plupart des logiciels EF modernes disposent d'un module de simulation de la diffusion de la température au sein d'un matériau et permettent de réaliser des calculs thermiques transitoires.

3.4.4. Le vieillissement du béton

Les barrages-voûtes, comme tous les ouvrages en béton, sont soumis à des processus irréversibles qui caractérisent le comportement du béton. Parmi ces processus, on peut citer les plus couramment visibles sur les ouvrages en exploitation : le retrait, le fluage et les pathologies de gonflement.

Le retrait, qu'il soit endogène, de dessication ou retrait thermique intervient au jeune âge. Tout ou partie du retrait peut être compensé par l'opération de clavage de la voute. Il est classiquement modélisé par analogie thermique.

Le fluage, i.e. la déformation différée irréversible du béton (et de la fondation) soumis à un chargement, peut générer une modification des caractéristiques du matériau et une redistribution des efforts dans l'ouvrage sur le long terme. Il est classiquement pris en compte en faisant varier le module de déformation du béton et/ou de la fondation. Il existe aussi des lois de comportement de fluage plus spécifiques.

Le gonflement du béton, pour les ouvrages plus anciens, peut être lié à des réactions alcali-granulats ou sulfatique interne, qui s'activent avec l'eau. La modélisation de ces phénomènes est délicate. La prise en compte du gonflement peut être abordée de façon très simplifiée par une analogie thermique (gonflement isotrope ou non, indépendant ou non du niveau de contrainte, ne créant pas d'endommagement). Il convient de noter qu'une telle approche génère généralement des contraintes peu réalistes dans l'ouvrage. Des modélisations plus complexes (tenant compte des phénomènes physico-chimiques à l'échelle du matériau), peuvent être mise en œuvre pour représenter le phénomène de gonflement (travaux du LMDC-EDF). On citera en particulier le Benchmark CIGB de Valence et le colloque de Chambéry. De nouvelles lois de comportement sont en cours de développement par le LMDC.

3.4.5. Le dynamique

L'évaluation du comportement des voûtes aux séismes, à l'époque des méthodes formelles, s'est limitée aux équivalents pseudo-statiques, sans puis avec prise en considération d'une amplification modale. Les effets de l'eau suivaient les formules de Westergaard ou Zangar.

La méthode des éléments finis a permis de calculer les modes propres de vibration des voûtes et, par voie de conséquence, de calculer les déplacements vibratoires induits par une sollicitation sismique. Là encore, les effets non linéaires unilatéraux prennent toute leur importance dès lors que les niveaux sismiques deviennent importants, l'ouverture des joints de construction verticaux induisant une dissipation d'énergie, donc un amortissement important. Des artifices ont été introduits pour en tenir compte, soit par introduction d'un coefficient d'amortissement pouvant aller jusqu'à 20%, soit par introduction de joints numériques unilatéraux à la place de quelques joints physiques de construction.

La modélisation temporelle de l'interaction fluide-structure a évolué avec tout d'abord l'utilisation de méthodes en fluide incompressible utilisant les masses ajoutées calculées par les formules de Westergaard ou Zangar. Puis sont apparues les méthodes prenant en compte la compressibilité de l'eau et permettant de mieux représenter la propagation des ondes de pression dans la retenue. Parmi celle-ci, on peut citer la méthode des éléments de frontières (« Boundary Element Method ») dans le domaine des fréquences et la modélisation par élément fluide.

La modélisation de l'interaction sol-structure a elle aussi connu des développements importants ces dernières années. La modélisation très conservative d'une fondation sans masse avec des frontières bloquées permettant de prendre en compte uniquement la déformabilité de la fondation a laissé la place à des modélisations plus réalistes optant pour une fondation massive et des frontières radiatives (à l'aide de ressorts visqueux, d'éléments infinis ou de « perfectly matched layers » (PML)) pour éviter la réflexion des ondes.

3.5.Les combinaisons de sollicitations et les critères associés

3.5.1. Les combinaisons de sollicitations

Comme pour tous les ouvrages de génie civil, l'ouvrage doit être justifié pour des situations normales (ou durables) d'exploitation, des situations rares ou transitoires dont la probabilité d'occurrence est faible sur la durée de vie de l'ouvrage ou qui concernent des conditions temporaires de fonctionnement, et enfin des situations extrêmes ou accidentelles, qui se réfèrent à des conditions extrêmes applicables à l'ouvrage ou à des probabilités d'occurrence très faibles sur la durée de vie de l'ouvrage.

Une liste-guide de situations de vérifications a été recommandée par le Groupe de Travail du CFBR relatif à la justification du comportement des barrages-voûtes ([1]). Seules les situations en lien avec un scénario de rupture réaliste pour la voûte considérée sont étudiés. L'originalité de la démarche réside dans la définition de situations rares et extrêmes, se basant sur deux points d'entrée : l'hydrostatique et le chargement thermique. Ainsi, pour les voûtes particulièrement sensibles aux effets thermiques, est préconisée l'étude des combinaisons intégrant :

- les crues saisonnalisées les plus fortes associées au chargement thermique saisonnier correspondant ;
- les chargements thermiques significatifs les plus préjudiciables associés à la crue saisonnalisée correspondant à ces états thermiques.

Plusieurs pays ont défini une liste des situations à vérifier et leurs critères associés. On peut citer les USA ([6],[7],[8]), l'Australie [9] ou encore la Suisse ([10]). Une présentation de ces réglementations et pratiques étrangères est fournie en annexe 7 des recommandations provisoires du GT voûte du CFBR ([1]).

3.5.2. Les mécanismes de rupture et critères d'évaluation

La justification des voûtes nécessite de définir les cinématiques ou mécanismes susceptibles d'entrainer la rupture ou une dégradation significative du comportement de l'ouvrage ainsi qu'un certain nombre de critères, associés à ces mécanismes de rupture ; ceux-ci permettront d'une part de sélectionner la modélisation la plus adéquate pour l'ouvrage et sa problématique, et d'autre part d'évaluer les marges de sécurité vis-à-vis du mécanisme de rupture analysé.

Il convient de rappeler que l'analyse de l'accidentologie mondiale ne met en évidence que deux ruptures totales de barrage-voûtes : le cas déjà évoqué au § 2.2 de Malpasset (France) lié à une instabilité de dièdre rocheux et le cas très particulier de la voûte expérimentale de Meihua (Chine) lié à un glissement le long du joint périmétral mis en place au contact barrage-fondation.

L'analyse de l'incidentologie effectuée par E. Bourdarot ([3] permet d'identifier des mécanismes de défaillance avérés : non reprise des efforts en pied des plots centraux (voûtes de Kölnbrein, Schlegeis, Zillergrundl, Laouzas), dépassement de la résistance du béton par rapport aux contraintes admissibles dans le béton (mentionné au § 2.1, pas de cas avéré), érosion du rocher d'appui par déversement au-dessus de la crête (voûtes de Moyie River et Sweetwater), érosion interne du rocher de fondation dans un contexte géologique particulier (voûte de Lake Lanier).

Du fait de l'hyperstaticité des barrages-voûtes, les critères de performance ou d'acceptabilité du comportement d'une voûte doivent être capables de distinguer les situations d'adaptation relevant d'un comportement « normal » de l'ouvrage et acceptables, de celles amenant l'apparition progressive de désordres locaux ne remettant pas en cause la stabilité d'ensemble de l'ouvrage et de celles amenant l'apparition progressive de désordres à plus grande échelle pouvant entraîner la rupture de l'ouvrage.

Différents critères ont été proposées par le groupe de travail CFBR dans son guide de recommandations ([1]), critères qui évoluent selon la complexité du modèle numérique mis en œuvre (approche élastique linéaire, non linéaire). Ils ne sont pas détaillés ici et méritent une phase de confrontation à des études relatives à des ouvrages déjà modélisés.

4. COMMENT CONCEVOIR UN MODELE UTILE

Les exercices proposés dans le cadre des ateliers organisés depuis 1991 par le comité technique de la CIGB sur les méthodes de calcul pour barrages permettent d'illustrer ces modélisations. Le bulletin CIGB n° 155 « Du bon usage des modèles numériques dans l'ingénierie des barrages » fournit la liste des problèmes proposés, dont les données et résultats sont en cours de publication.

Des progrès sont permis par les méthodes nouvelles (le 3D – le NL – le polyphasique – le dynamique, etc...) : le tout reste lourd et il faut encore choisir. Attention donc à a) bien choisir le raffinement du maillage, pas trop, et b) corriger les contraintes de parement par un traitement approprié, si on veut se ramener à des critères de type RdM.

Les développements récents concernent l'amélioration et le développement de lois de comportement, d'algorithmes de résolution. La préparation des modèles (prétraitement) a été également grandement améliorée.

L'attention de l'ingénieur doit être portée sur :

- Les résultat attendus (où, comment, sous quelle forme ?)
- Le choix du type d'éléments (quadratiques, joints)
- Le choix du logiciel : si possible ayant déjà traité un cas comparable

La difficulté qui se pose depuis quelques années est la disparition des quelques logiciels développés spécialement pour l'étude des voûtes (COBEF, COQEF, EFESYS, GEFDYN) au profit de logiciels généralistes, qui ne peuvent pas répondre aussi bien aux besoins spécifiques liés à l'ingénierie des voûtes (ANSYS, ABAQUS, DIANA, FLAC, ASTER, DYNA, ...). Si les capacités de modélisation ne sont en général pas mises en cause, ce sont les représentations des résultats qui en général pêchent par faiblesse des possibilités.

Il convient de préparer un scénario d'exploitation avec tactique progressive : n'introduire les charges et particularités des lois de comportement que progressivement : cela évite les erreurs et c'est un gain de temps (évite les retours en arrière) : par exemple

- pas de non linéaire avant d'avoir réalisé les analyses élastiques ;
- pas de gonflement avant d'avoir fait tous les calculs thermiques ;
- pas de dynamique avant les équivalents pseudo-statiques ;
- etc.

Raffinement : il est conseillé de viser le minimum compatible avec le résultat (et à l'échelle des données disponibles pour les restitutions de comportement mesuré). Ne pas tomber dans le piège du débutant de raffiner plus parce que c'est plus joli et ne coûte rien : c'est faux !

Il est aussi conseillé de préparer le maillage du modèle en pensant dès le début aux sorties graphiques pour 1) comprendre ; 2) démontrer. C'est le moment de décider où et comment seront les vues et coupes pour montrer les contraintes et les déformées. Dans les cas les plus simples, on pourra se contenter des vues traditionnelles que sont (voir détails section suivante) :

- les contraintes de parement amont et aval,
- les contraintes 2D dans la console de clé et quelques sections horizontales,
- les déformées de la console de clé et de quelques sections horizontales.

Mais dès que l'étude porte sur une particularité du barrage (par exemple ouverture du pied amont) il sera nécessaire d'aller plus loin dans la recherche de bons moyens de compréhension et visualisation.

5. EN GUISE DE CONCLUSION : QUELQUES PRIERES AUX DEVELOPPEURS DE LOGICIELS DE CALCUL

Bien que d'apparence plus moderne, les post-traitements proposés par défaut sur nos ouvrages ne sont généralement pas suffisants, et plusieurs ingénieries ont développé leurs propres outils (cf. fig. 16 et fig. 17) : il s'agit en effet de comprendre comment transitent les efforts internes, et la visualisation à la fois de l'intensité et de la direction est importante. Des sorties de calculs appropriées constituent un premier garde-fou, car elles permettent de détecter un certain nombre d'erreurs de calcul (chargements, mauvaise convergence, etc...), en facilitant le contrôle de la cohérence entre contraintes, déplacements, et enchaînements lors des différentes étapes de calculs (chargements unitaires, calculs linéaires puis non linaires).



Figure 16 : visualisation des contraintes principales, et de leurs directions – thème B, Stockholm 2017



Figure 17 : visualisation des contraintes normales (cercles) et de cisaillement (flèche) au droit d'un joint – thème B, Stockholm 2017

L'évolution de ces dernières années a privilégié l'usage de la couleur, ce qui est très bien car cela ajoute, en principe, une dimension à celles permises par les dessins en noir et blanc. Malheureusement, on a en même temps eu tendance à délaisser des modes de dessin qui étaient indispensables à la bonne interprétation des résultats. Exemples (voir notamment figures 16 et 17) :

- les contraintes de parement (vues historiques) sont en développé pour les bons logiciels, en projection amont-aval pour les autres ; privilégier les rosettes (3 fois + riches que les zonages colorés) ; lorsque le maillage est trop raffiné, il faut pouvoir ne représenter qu'une rosette sur n sinon on ne distingue rien ; les échelles de contraintes doivent figurer ;
- pour les déformées il faut prévoir des coupes (verticales, horizontales, et même radiales pour les bons logiciels) pour voir les résultats à l'intérieur des volumes : géométrie en tiretés, déformées amplifiées en traits pleins ; zonage de couleur facultatif ; les échelles doivent figurer ;
- pour les contraintes dans l'intérieur du modèle il faut les mêmes coupes ; le tenseur de contraintes doit être projeté en 2D dans le plan de coupe ; mêmes précautions de filtrage des rosettes si le maillage est trop raffiné ; les rosettes peuvent être complétées par les composantes « à travers la section » du tenseur 3D, càd la normale (cercle) et la tangentielle (flèche).

6. REFERENCES

- [1] GT du CFBR Recommandations pour la justification du comportement des barrages-voutes Document provisoire Octobre 2018
- [2] GT du CFBR La sureté des barrages-voutes existants. 2-ème congrès de la CIGB, Vienne, Juillet 2018
- [3] BOURDAROT E. Discussion sur les mécanismes de défaillance des barrages-voûtes. Retour d'expérience de l'accidentologie et de l'incidentologie. Colloque CFBR Sûreté des barrages et enjeux, Chambéry, novembre 2016.
- [4] LONDE P. Une méthode d'analyse à trois dimensions de la stabilité d'une rive rocheuse. Annales des Ponts et Chaussées, janvier 1965.,
- [5] ZIENKIEWICZ O. C., The finite Element method. Éditeur McGraw-Hill, 1977
- [6] EM 1110-2-2201, Arch Dam Design, USACE, 1994 [USACE_1];
- [7] Engineering Guidelines for the Evaluation of Hydropower Projects, Chapter 11 Arch Dams, FERC, octobre 1999 [FERC]
 ;
- [8] EM 1110-2-6051, Time-History Dynamic Analysis of Concrete Hydraulic Structures, USACE, septembre 2003 [USACE_2].
- [9] « Evaluation of existing arch dam design criteria in lieu of ANCOLD guidelines » conference présentée par MM. M. Jonker and Dr R. Espandar (Conference ANCOLD 2008).
- [10] Directive sur la sécurité des ouvrages d'accumulation. Partie C1, dimensionnement et construction 15/01/2017
- [11] Stucky A., Derron M.-H. (1957) : « Problèmes thermiques posés par la construction des barrages-réservoirs », Ecole Polytechnique de l'Université de Lausanne, Publication n° 88, Lausanne.
- [12] Noret C. et al., 2011, "Theme A: Effect of concrete swelling on the equilibrium and displacements of an arch dam", 11th ICOLD Benchmark Workshop on numerical analysis of dams.
- [13] Sellier A. et al., 2017, "Swelling Concrete in Dams and Hydraulic Structures", ISTE Ltd, John Wiley & Sons, Inc.
- [14] Méthode générale pour le tracé de la courbe des pressions dans une voûte à triple articulation, dans Annales des ponts et chaussées. 1ère partie. Mémoires et documents relatifs à l'art des constructions et au service de l'ingénieur, 1898, 3e trimestre, p. 82-90

CISAILLEMENT AU CONTACT BETON-ROCHER DES BARRAGES-VOUTES : PREMIER RETOUR SUR LA MISE EN APPLICATION DES RECOMMANDATIONS CFBR

Shear at the dam-foundation contact : first feed back on the use of the french arch dams guidelines

Emmanuel ROBBE, Grégory COUBARD, Willy TSOPMO KEUMEDJIO

EDF Hydro, 4 allée du lac de Tignes, La motte Servolex emmanuel.robbe@edf.fr, gregory.coubard@edf.fr

MOTS CLEFS

Barrages-voûtes, Cisaillement, Glissement, Contact béton-rocher, Cohésion mobilisée

KEY WORDS

Arch dam, shear, sliding, dam-foundation interface, mobilized cohesion

RÉSUMÉ

En 2018, le CFBR a publié les recommandations provisoires pour la justification du comportement des barrages voûtes. Ces recommandations proposent d'évaluer le comportement des ouvrages vis-à-vis de mécanismes de rupture potentiels déterminés à partir de l'accidentologie, de l'incidentologie et de l'extrapolation des résultats de modélisation. Parmi les mécanismes considérés, les mécanismes de glissement le long des appuis et de non-reprise des efforts en pied des plots centraux de la voûte sont en particulier analysés. Pour évaluer le comportement des ouvrages vis-à-vis de ces modes de rupture, les recommandations proposent de calculer, plot par plot, l'équivalent d'un coefficient de sécurité au glissement. Dans la mesure où cette vérification ne faisait pas vraiment l'objet d'une analyse lors de la conception de la plupart des ouvrages, il a été convenu de ne pas définir de critère chiffré sur ce coefficient en attendant de disposer d'un retour suffisant de valeurs obtenues sur des ouvrages existants.

L'objectif de cette communication est de présenter un premier retour sur les valeurs de cohésion mobilisée obtenues après calculs aux éléments finis sur certains ouvrages du parc de barrage exploité par EDF. Ces valeurs seront analysées et discutées au regard des mécanismes en jeu et des hypothèses retenues.

ABSTRACT

In 2018, the French committee on dams and reservoirs published temporary guidelines for the safety evaluation of arch dams behavior. These guidelines proposed to assess the behavior of arch dams considering potential failure mechanisms, identified from past accidents, incidents and extrapolation of numerical analyses. Among the failure mechanisms considered, sliding along the abutment and shear overloading at the toe of the central cantilevers are particularly investigated. The French guidelines proposed to compute for each cantilever, an equivalent sliding coefficient. Considering that it was not considered in the original design of the dams, the guidelines do not define any target values.

The aim of this paper is to present a first feedback of mobilized cohesion from finite-element analyses on a certain amount on dams, owned by EDF. These values will be analyzed and discusses considering the failure mechanisms, the chosen assumption and the original design of the arch dams in France.

1. RECOMMANDATIONS PROVISOIRES DU CFBR POUR LA JUSTIFICATION DU COMPORTEMENT DES BARRAGES-VOUTES – CISAILLEMENT DANS LA ZONE DU CONTACT BETON-ROCHER

En 2018, le CFBR a publié les recommandations provisoires pour la justification du comportement des barrages voûtes [1]. Ces recommandations proposent d'évaluer le comportement des ouvrages vis-à-vis de mécanismes de rupture potentiels déterminés à partir de l'accidentologie, de l'incidentologie et de l'extrapolation des résultats de modélisation. Parmi les différents mécanismes considérés, les mécanismes de glissement le long des appuis et de non-reprise des efforts en pied des plots centraux de la voûte sont en particulier analysés.

1.1.Glissement le long d'un appui

Ce mode de rupture s'inspire de l'accident du barrage de Meihua en 1981 : implanté dans une vallée large et équipé d'un joint périmétral bitumineux, les expertises menées post-accident concluent à un mécanisme de glissement le long de ce joint amenant à une surcharge des plots d'extrémités, conduisant à la rupture totale de l'ouvrage. Cette rupture attire l'attention sur la transmission des efforts entre la voûte et la fondation et la mobilisation des caractéristiques de cisaillement dans la zone du contact béton-rocher. Il faut cependant rappeler que dans le cas du barrage de Meihua, la particularité de conception du joint périmétral bitumineux [3] est particulièrement défavorable par rapport aux conceptions classiques d'ouvrage avec des plots encastrés dans le rocher et reposant sur une surface présentant des irrégularités.

1.2.Non-reprise des efforts en pied des plots centraux

Pour les ouvrages implantés en vallées larges ou présentant un fond plat, la mise en extension du pied amont, qui accompagne le mouvement de flexion des consoles vers l'aval sous l'effet du chargement de la retenue, des conditions thermiques et/ou des évolutions irréversibles de l'ouvrage, se traduit par un desserrement de la zone du contact barrage-fondation. Plusieurs barrages-voûtes sont représentatifs de cette problématique et bien qu'aucun cisaillement en pied susceptible de mettre immédiatement en cause la sûreté d'un ouvrage n'ait été observé, la question de la reprise des efforts en pied des plots centraux sous l'effet de l'ouverture de la zone de contact et la propagation des sous-pressions est posée.

1.3. Analyses associées aux mécanismes de ruptures étudiés

Vis-à-vis des deux modes de ruptures discutés ici, les analyses menées se basent sur les résultats des calculs par éléments-finis et en particulier la comparaison des contraintes ou efforts normaux et tangentiels au contact béton-rocher ainsi que sur la connaissance des caractéristiques de cisaillement à cette interface. Les analyses varient selon la complexité du modèle numérique mis en œuvre :

- Dans le cadre d'une approche élastique linéaire, l'analyse consiste à rechercher les zones soumises à des contraintes de traction excessives ou en cisaillement excessif en évaluant un coefficient de stabilité par plot ou sur une ligne amont-aval par l'intégration des contraintes. Dès lors qu'une zone significative est concernée par l'un ou l'autre des mécanismes (traction / cisaillement), une approche non-linéaire doit être mise en œuvre.
- Dans le cadre d'une approche non-linéaire permettant de modéliser des adaptations locales dans la zone du contact béton-rocher, une modélisation de type élastoplastique peut être mise en œuvre afin de tirer profit du caractère hyperstatique des voûtes. Une telle modélisation permet de vérifier le report des efforts de cisaillement excessifs dans les zones adjacentes et de statuer sur le comportement global de la voûte.

Dans le cadre de cet article, on s'intéressera plus particulièrement à la comparaison des efforts normaux et tangentiels calculés plots par plots sur l'ensemble de l'ouvrage. Cette approche constitue la première étape de l'analyse qui vient d'être décrite.

2. CALCULS DE CONCEPTION DES BARRAGES-VOUTES EDF

En amont de l'analyse des conditions de transfert des efforts de cisaillement à la base des plots des voûtes, il parait intéressant de revenir sur la façon dont les barrages voûtes du parc EDF ont été dimensionnés. Le Tableau 1 synthétise, pour chaque ouvrage, la méthode la plus avancée (certains ouvrages ont fait l'object de plusieurs types d'analyse) utilisée pour le dimensionnement d'une part importante des barrages voûtes et poids-voûtes du parc EDF. Dans le cadre limité de cet article, on ne reviendra pas sur le détail des méthodes de calcul utilisées suffisamment décrites dans la littérature spécialisée. Elles sont regroupées en 3 catégories :

- 'arcs': signifie que l'ouvrage a été dimensionnée en considérant des arcs indépendants. Cette catégorie regroupe en particulier les calculs en arcs indépendants horizontaux ou plongeants ainsi que le calcul en voûtes actives.
- 'arcs-console' : signifie qu'un ajustement a été réalisé pour tenir compte des effets consoles. Dans la majeure partie des cas, seul un ajustement des déplacements radiaux en clés a été effectué. La mise en œuvre de la méthode Trial-Load avec un ajustement complet des déplacements et moments n'a vraiment été menée que pour les barrages de Laparan, Saint-Guerin et Sainte-Croix.
- 'EF' : signifie qu'un calcul éléments-finis a été réalisé à la conception.

Sur les 48 voûtes analysées, seules 7 ont été dimensionnées par éléments-finis, 20 en considérant un ajustement entre arcs et consoles et 21 à partir d'un raisonnement en arcs indépendants. Il est intéressant de constater que la majeure partie des voûtes ont donc été dimensionnées à partir de méthodes relativement simplifiées vis-à-vis des complexes calculs par éléments-finis actuellement réalisés. Ces méthodes évaluaient uniquement les contraintes dans les arcs (aux naissances et en clé, à l'intrados et extrados) et éventuellement au niveau de la console centrale lorsqu'un ajustement arcs-console était réalisé. La Figure 1 synthétise les contraintes maximales calculées pour un certain nombre de voûtes dont le détail des calculs a pu être retrouvé au moment de la rédaction de cet article :

- Les contraintes d'arc en clef et aux naissances en fonction de l'année de construction,
- Les contraintes de console en fonction du ratio L/H de l'ouvrage.

La majeure partie des calculs prennent en compte le chargement thermique hiver et été pour évaluer les contraintes maximales des voûtes en conditions normales :

- les contraintes de compression calculées au dimensionnement ont eu tendance à s'accroitre au fur et à mesure des années de construction jusqu'à atteindre 8 à 10 MPa.
- Les tractions calculées dépassent rarement 2 MPa dans les situations les plus défavorables.

Vis-à-vis des mécanismes de glissement le long des appuis ou de non-reprise d'efforts au pied des consoles centrales, aucune analyse spécifique n'a été menée à la conception des voûtes du Tableau 1 néanmoins :

- Pour les barrages avec une culée-poids, cette dernière fait généralement l'objet d'un calcul de stabilité au glissement,
- La méthode de calcul en arc indépendant négligeant l'effet console, on peut considérer que dans le cas d'une voûte implantée en vallée large, le calcul de l'arc inférieur est assez proche de la méthode proposée au §1.3 consistant à modéliser par une loi élastoplastique le contact béton-rocher pour évaluer le report des efforts.

Pour le barrage de Sainte-Croix sur Verdon, compte tenu de la fondation de la voûte en partie centrale sur un socle en béton, le cisaillement au pied des consoles centrales a fait l'objet d'une analyse spécifique : les taux de cisaillement en pied ainsi qu'un coefficient de frottement (ne tenant pas compte des sous-pressions) ont été calculés. Pour ce dernier une cohésion de 5 MPa et un angle de frottement de 38.5° (tan $\phi = 0.8$) ont été considéré aux interfaces béton-béton : ce coefficient devait être supérieur à 5.

NOMS	type de barrage	Hauteur (m)	année fin constr	Methode de calcul	
AIGLE	PG/VA	92	1947	arcs	
BAGE	VA	28	1952	arcs-console	
BARTHE	VA	72	1974	EF	
BORT LES ORGUES	PG/VA	125	1951	arcs-console	
CASTILLON	VA	100	1948	arcs	
CHASTANG (LE)	PG/VA	85	1951	arcs	
CHAUDANNE	VA	74	1952	arcs-console	
COUESQUE	VA	70	1950	arcs	
ENCHANET	VA	68	1951	arcs-console	
GAGE II (LE)	VA	42	1967	arcs-console	
GITTAZ (LA)	PG/VA	67	1967	arcs-console	
GLORIETTES (LES)	VA	45	1951	arcs	
GOUR NOIR (LE)	VA	44	1947	arcs	
GRANGENT	VA	55	1957	arcs-console	
HAUTEFAGE	VA	57	1958	arcs-console	
JOTTY (LE)	VA	57	1949	arcs	
LANAU	VA	32	1962	arcs-console	
LANOUX (LE)	VA	48	1960	arcs	
LAOUZAS	VA	52	1965	arcs-console	
LAPARAN	VA	106	1985	EF	
LUZEGE (LA)	VA	44	1951	arcs	
MAURY	VA	72	1947	arcs	
MONCEAUX LA VIROLE	VA	34	1946	arcs	
MONTEYNARD	VA	155	1963	arcs-console	

Tableau 1	Méthode a	le	dimensionnement	des	voûtes
rubicuu 1	Witchiout u	10	unnensionnennen	ucs	voutes

				r	
NOMS	type de barrage	Hauteur (m)	année fin constr	Methode de calcul	
NAGUILHES	VA	61	1959	arcs	
PALISSE (LA)	VA	57	1954	arcs	
PARELOUP	VA	47	1951	arcs-console	
PLAN D'AVAL	VA/PG	50	1950	arcs	
PONT DE SALARS	VA	38	1952	arcs-console	
PONVIEL	VA	23	1980	EF	
QUINSON	VA	54	1974	EF	
RIETE	VA	37	1956	arcs	
ROSELEND	VA/CB	150	1961	arcs	
ROUJANEL (LE)	VA	57	1965	arcs-console	
SAINT ETIENNE CANTALES	PG/VA	75	1945	arcs	
SAINT GUERIN	VA	68	1961	arcs-console	
SAINT PIERRE COGNET	VA	80	1960	arcs-console	
SAINTE CROIX	VA	95	1974	EF	
SIROUS	VA	25	1936	arcs	
ΤΑΚΑΜΑΚΑ ΙΙ	VA	29	1988	EF	
TECH (LE)	VA	33	1951	arcs	
TIGNES	VA	180	1952	arcs-console	
TOLLA	VA	90	1961	arcs-console	
TREIGNAC	VA	24	1952	arcs-console	
VALETTE (LA)	VA	50	1949	arcs-console	
VAUSSAIRE	VA	31	1952	arcs	
VILLEFORT	VA	75	1965	arcs	
VOUGLANS	VA	130	1968	EF	



Figure 1 synthèse des contraintes d'arc et de consoles calculées pour le dimensionnement de voûtes

3. ANALYSE DU COMPORTEMENT DE BARRAGES-VOUTES : COHESION MOBILISEE AUX INTERFACES PLOTS-FONDATION

L'analyse associée aux mécanismes de rupture étudiés propose de comparer les efforts normaux et tangentiels en évaluant un coefficient de stabilité au glissement par plot. Ce coefficient dépend en particulier des caractéristiques de résistance au cisaillement du contact béton-rocher : angle de frottement et cohésion.

Cette analyse a déjà été réalisée sur un certain nombre de barrages-voûtes et l'objectif est ici de présenter les cohésions qui doivent être mobilisées en considérant un angle de frottement de 45° pour s'assurer que les efforts résistants soient supérieurs aux efforts de cisaillement en tenant compte ou non de la sous-pression. Les contacts béton-rocher des plots sont modélisés par des plans. Plusieurs situations de calcul sont considérées : RN, RN + hiver, RN + été (et éventuellement RN + gonflement pour certains ouvrages).

Au total, les résultats obtenus sur 9 barrages-voûtes, dont les hauteurs sont comprises entre 20 et 70 m, sont présentés dans la suite de ce chapitre.

Ces résultats permettent de donner des ordres de grandeur des cohésions mobilisées sur des barrages existants.

3.1.Sollicitations typiques en cisaillement des plots de barrages-voûtes

Les sollicitations en cisaillement des plots d'un barrage-voûte dépendent directement de la situation (ou cas de charge) étudiée. De manière synthétique :

- Les sollicitations maximales des plots centraux ont lieu en hiver (cisaillement dans la direction amont-aval),
- Les sollicitations maximales des plots latéraux (ou culées) ont lieu en été et/ou sous des phénomènes de gonflement des bétons (cisaillement dans la direction rive-à-rive).

La Figure 2 présente pour un ouvrage d'une hauteur d'environ 30 m, la cohésion mobilisée sous chaque plot en limitant l'angle de frottement à 45°. Cette cohésion a été déterminée sans prise en compte des sous-pressions (une analyse spécifique est proposée dans le paragraphe suivant).

N.B. : Les notations présentes dans les légendes des graphiques sont construites de la manière suivante :

- La ou les premières lettres identifie(nt) l'ouvrage (ouvrage « B » dans la figure ci-dessous),
- La suite de la légende donne la situation (« RN » / « RN+E » : été / « RN+H » : hiver / « RN+G » : gonflement),
- La fin de la légende renseigne sur la prise en compte ou non des sous-pressions « SP » dans le calcul des résultantes.



Figure 2 : Cohésions mobilisées sous un barrage-voûte à RN et en situations estivale et hivernale

L'exemple ci-dessus met bien en évidence une sollicitation maximale en cisaillement des plots centraux en hiver et des plots latéraux en été. Les sollicitations obtenues en hiver sur les plots latéraux correspondent à des efforts de cisaillement orientés vers le centre de la vallée sans signification physique réelle (ouverture probable des joints de plots).

Les cohésions mobilisées obtenues sur le barrage, ici pris en exemple, sont d'environ 0,3 MPa sur les plots centraux en hiver et de 0,2 MPa sur les plots latéraux en été (et cela, sans prise en compte des sous-pressions). Ces cohésions calculées sont classiquement obtenues lors d'études de comportement de barrages-voûtes.

3.2. Influence de la prise en compte des sous-pressions

La prise en compte des sous-pressions (profil triangulaire) conduit à une augmentation logique des cohésions mobilisées en partie centrale de la voûte tandis qu'elle peut n'avoir qu'un effet mineur sur les plots latéraux (faible hauteur d'eau au niveau de ces plots). Pour illustrer, la figure suivante reprend les cohésions mobilisées calculées sur le barrage précédent avec et sans prise en compte des sous-pressions.



Figure 3 : Cohésions mobilisées sous un barrage-voûte avec ou sans prise en compte des sous-pressions

En partie centrale, la prise en compte des sous-pressions maximisent les cohésions mobilisées calculées. Elles atteignent, sur cet exemple, 0,4 MPa.

3.3.Résultats d'ensemble

Le Tableau 2 présente les cohésions mobilisées d'une rive à l'autre de 9 barrages, en distinguant la prise en compte ou non de la sous-pression (profil triangulaire) et le cas de charge étudié.



Tableau 2 : Concaténation des résultats obtenus sur 9 barrages

B2.02 – Cisaillement au contact béton-rocher des barrages-voûtes : premier retour sur la mise en application des recommandations CFBR page 208

En supplément de ces différents graphiques, les commentaires suivants peuvent être faits :

- Suivant la forme du contact barrage-fondation, la courbe des cohésions mobilisées est plus ou moins régulière.
 L'exemple du barrage « B » pris des paragraphes précédents est typique d'un contact régulier sans changement de pente brusque et avec des surfaces de contacts plots-fondation homogènes.
- La prise en compte des sous-pressions conduit à des majorations importantes des cohésions mobilisées en partie centrale lorsque les barrages sont de grande hauteur (supérieure à 50 m), des valeurs de 0,7 MPa peuvent ainsi être obtenues sans même prendre en compte la situation hivernale. Pour des ouvrages de très grandes hauteurs (supérieur à 100m), les cohésions mobilisées seront vraisemblablement supérieures à 1 MPa.
- La température de clavage ou le scénario de construction ont une influence importante sur les sollicitations obtenues en hiver et en été. Par exemple, un clavage de barrage-voûte en période chaude peut conduire à des sollicitations importantes des consoles centrales en hiver.
- Même avec de faibles gonflements des bétons mais en cours depuis de nombreuses années, les sollicitations des plots latéraux (ou culées) peuvent devenir très importantes (cohésions mobilisées dépassant 1 MPa). Ces situations ont conduit EDF à réfléchir à une approche graduée d'étude de ces barrages-gonflants (cf. paragraphe suivant).
- Sur les 9 barrages-voûtes présentés ici et en prenant en compte les différents cas de charges, la cohésion mobilisée est toujours supérieure à 0,2 MPa sur au moins l'un des plots.
- Pour ces analyses, l'encastrement aval des consoles, plus ou moins important selon les ouvrages n'a pas été pris en compte : cet encastrement, ainsi que la géométrie rarement plane du contact contribue certainement au transfert d'une part importante des efforts de cisaillement.

4. CAS PARTICULIER DES CULEES DE BARRAGES GONFLANTS

Comme cela a pu être mis en évidence dans le paragraphe précédent, pour les barrages-voûtes atteints d'une pathologie de gonflement, les sollicitations en cisaillement des plots de rives ou des culées peuvent devenir très importantes et parfois nécessiter une cohésion supérieure à 1 MPa au contact. Ces fortes sollicitations peuvent être obtenues même en mettant en œuvre des modèles de comportement spécifiques prenant en compte l'ensemble des phénomènes (fluage, endommagement).

Partant du constat que bien que ces sollicitations soient importantes, aucune dégradation majeure, aucun glissement n'a été détecté, EDF a choisi d'adopter une approche graduée permettant d'évaluer pas à pas le comportement de la structure. Ce principe a été présenté à l'occasion du congrès *Dam Swelling Concrete 2017* [2] et est résumé par la figure suivante :



Figure 4 : Principe d'approche graduée pour les barrages-voûtes gonflants avec culées

Cette approche est compatible avec les recommandations CFBR sur les barrages-voûtes de 2018. Elle conduit souvent au renforcement du dispositif d'auscultation sur les plots de rives (pendules, repères topographiques) et à la réalisation de reconnaissances géotechniques afin d'estimer plus finement les caractéristiques mécaniques de l'interface culée-fondation. Les modèles éléments-finis intégrant des éléments-joints au contact permettent d'évaluer le comportement de la structure en cas de déplacement / glissement des culées. Des modèles éléments-finis sur lesquels les culées sont volontairement supprimées peuvent également être mis en œuvre. Ces modèles permettent de porter un avis sur la redistribution des efforts en cas de glissement de la ou des culées (les barrages-voûtes étant par essence des structures hyperstatiques).



Figure 5 : Exemple de modélisations linéaire puis non-linéaire avec éléments-joints au contact

5. CONCLUSION

En 2018, le CFBR a publié les recommandations provisoires pour la justification du comportement des barrages voûtes. Ces recommandations proposent d'évaluer le comportement des ouvrages vis-à-vis de mécanismes de rupture potentiels déterminés à partir de l'accidentologie, de l'incidentologie et de l'extrapolation des résultats de modélisation. Parmi les mécanismes considérés, les mécanismes de glissement le long des appuis et de non-reprise des efforts en pied des plots centraux de la voûte sont en particulier analysés. Cependant, en première approche, il a été convenu de ne pas définir de critère chiffré sur le coefficient de sécurité ou le taux de sollicitation associé à ces mécanismes.

EDF a mené de nombreuses études de comportement de barrages-voûtes sur son parc hydraulique. L'article revient ainsi dans un premier temps sur les calculs de conception de ces voûtes et dans un second temps donne les taux de sollicitation obtenus (en termes de cohésions mobilisées) sur 9 des barrages-voûtes étudiés ces dernières années. Il en ressort que pour les situations usuellement étudiées la cohésion mobilisée est au moins supérieure à 0,2 MPa (sur au moins l'un des plots de l'ouvrage) et peut dépasser 1 MPa pour certains cas de charge et notamment en cas de pathologie de gonflement des bétons. Pour autant, sur l'ensemble des 9 barrages-voûtes présentés, aucun déplacement irréversible au contact barrage-fondation sous l'effet d'un éventuel cisaillement du pied n'a été identifié malgré un suivi constant depuis la mise en eau.

REMERCIEMENTS

Merci à Pauline Bofetty, Nicolas Humbert, Romain Tajetti, Etienne Grimal et Julie Fouqué pour le partage des résultats obtenus sur certaines de leurs études. Spéciale dédicace à Willy Tsopmo Keumedjio pour le laborieux travail de compilation des données.

RÉFÉRENCES ET CITATIONS

- [1] Recommandations provisoires pour la justification du comportement des barrages-voûtes.
- [2] G. Coubard, J. Sausse Swelling Arch Dams with Thrust Blocks Swelling Concrete in Dams and Hydraulic Structures 2017
- [3] Engineering guidelines for the evaluation of hydropower projects chapter 11 arch dams, FERC, 2018

QUEL CRITERE POUR ANALYSER LES CONTRAINTES DE CISAILLEMENT ENTRE UN BARRAGE ET SA FONDATION ? EXEMPLES MIS EN ŒUVRE SUR DES PROJETS DE CONFORTEMENT

What criteria to analyse shear stresses between a dam and its foundation ? implementation on reinforcement projects

> Claire JOUY, Christine NORET, Xavier MOLIN, Patrice ANTHINIAC Tractebel Engineering France / Coyne et Bellier <u>claire.jouy@tractebel.engie.com</u>; <u>christine.noret@tractebel.engie.com</u>; xavier.molin@tractebel.engie.com; <u>patrice.anthiniac@tractebel.engie.com</u>;

MOTS CLEFS

Barrages voûtes, modélisation aux éléments finis, critères de stabilité, contact barrage/fondation

KEY WORDS

Arch dams, Finite Elements Method, stability criteria, dam-foundation contact

RÉSUMÉ

Les barrages-voûtes transmettent les efforts hydrostatiques à la fondation par effet d'arc. Leur résistance repose sur la résistance à la compression du béton, et non pas sur un ratio poids/poussée hydrostatique. Néanmoins, la question du transfert des efforts entre le barrage et la fondation doit être posée.

Les discussions au sein du GT voûte du CFBR, qui a émis les recommandations provisoires pour la justification de ces ouvrages, ont soulevé des divergences de pratiques pour analyser la reprise des efforts de cisaillement dans la zone du contact entre le barrage et sa fondation, et la difficulté de fixer des critères de projet. Du fait d'une géométrie de contact irrégulière et de l'hyperstatisme de la structure, il peut exister localement des déplacements irréversibles sans pour autant remettre en question la stabilité globale de l'ouvrage.

En pratique, diverses méthodes sont possibles pour déterminer un facteur de sécurité lié au non glissement dans la zone du contact barrage-fondation :

(i) par un bilan sur les efforts normaux et tangentiels : il se pose alors la question de la surface d'intégration des contraintes qui n'est généralement pas plane.

(ii) par un bilan sur les contraintes : très souvent, certaines zones (localisées) sont en dehors du domaine élastique linéaire.
 (iii) par un calcul non-linéaire : quels déplacements irréversibles sont acceptables ? Comment quantifier les marges de sécurité en situation post-glissement ?

Au travers d'analyses réalisées antérieurement à l'établissement des recommandations du GT Voûte dans le cadre des projets de confortement des barrages de Pont du Roi, de Bimont et des Cammazes, des critères de dimensionnement sont présentés et discutés.

ABSTRACT

Arch dams transmit hydrostatic forces to the foundation by arc effect. Their strength is based on the compressive strength of the concrete, and not on a weight / hydrostatic pressure ratio. Nevertheless, the question of the transfer of the forces between the dam and the foundation need to be raised.

Discussions within the arch dams workgroup of CFBR, which issued provisory recommendations for the justification of these structures, have raised divergent practices to analyze the resumption of shear forces in the area of contact between the dam and its foundation, and the difficulty of setting project criteria. Due to an irregular contact geometry and the hyperstatism of the structure, irreversible displacements may exist locally without questionning the overall stability of the structure.

In practice, various methods are possible to determine a safety factor related to non-slip in the area of the dam-foundation contact:

(i) by a review of the normal and tangential forces: it raises the question of the surface of integration of the stresses which is generally not flat.

(ii) by a review of the stresses: very often, some (localized) zones are outside the linear elastic domain.

(iii) by a non-linear calculation: which irreversible displacements are acceptable? How to quantify margins of safety in a post-slip situation?

Through analyzes carried out before the recommendations of the arch dams workgroup of CFBR were published as part of the reinforcement projects of Pont du Roi, Bimont and Cammazes dams, project criteria are presented and discussed.

1. INTRODUCTION

La stabilité au glissement des barrages voûte est une problématique récurrente lors des bilans de comportement de ces ouvrages. En effet, leur stabilité doit être envisagée de manière globale, car la surface de contact, non plane, entraîne une possible redistribution des efforts et des contraintes. Il est cependant difficile d'estimer les marges de sécurité globales si une instabilité locale est détectée : si des déplacements locaux sont acceptés et que l'ouvrage retrouve une stabilité globale, comment estimer ces réserves ?

Le cas du barrage expérimental de Meihua (Plum Dam, Chine) démontre la différence entre stablité locale et globale. Cet ouvrage, implanté en vallée large, s'est rompu totalement en 1981. Les expertises de terrain ont mis en évidence des marques de glissement le long du joint périmétral qui équipait le barrage, ainsi qu'une rupture des plots d'extrémité ne comportant pas de joint périmétral. Les études ont conclu à un mécanisme de glissement le long du joint périmétral amenant à une surcharge des plots d'extrémité, leur rupture entraînant celle de la voûte ([1]). Les effets thermiques ont pu dans ce cas jouer un effet amplificateur.

Pour la justification des ouvrages voûte vis-à-vis d'une rupture par glissement le long des appuis, le groupe de travail du CFBR a abouti aux recommandations suivantes, qui consolident les règles de l'art :

- Une analyse graduée de la stabilité de l'ensemble de l'ouvrage : d'abord une approche élastique linéaire permettant d'évaluer les zones de traction excessive (> 2MPa) et les zones de cisaillement excessif au droit des appuis (coefficient de sécurité >1), puis une approche avec une loi non-linéaire permettant de modéliser des adaptations locales dans la zone du contact béton/rocher et de quantifier les déplacements irréversibles et enfin d'estimer les réserves de sécurité par c-phi réduction,
- La réalisation de rétro-analyses sous chargements historiques pour caler certains paramètres mal connus (par exemple : C, Phi),
- Une attention particulière à apporter aux barrages munis de culées poids : l'approche graduée explicitée précédemment peut être utilisée sauf si les culées sont nécessaires pour la stabilité du barrage, auquel cas la méthodologie des barrage-poids doit être appliquée.

Dans la suite de ce document, nous allons présenter et discuter au travers de 3 exemples ces méthodologies. Les calculs présentés sont antérieurs aux recommandations et ne sont pas des applications pratiques des recommandations. L'objectif est de donner des exemples afin d'alimenter la réflexion sur la façon de juger le mécanisme de glissement le long des appuis dans le cas des barrages voûtes.

2. EXEMPLE DU BARRAGE DE PONT DU ROI

2.1. Présentation du barrage et des modèles

Le barrage de Pont du Roi est constitué d'une voûte mince à double courbure en béton construit en 1957 sur un projet ACJB (André Coyne et Jean Bellier). L'épaisseur de la voûte varie entre 1,5 m en crête et 3,3 m à la base. Sa hauteur maximale au-dessus des fondations est de 28 m et sa hauteur maximale au-dessus du terrain naturel s'établit à 23 m en partie centrale. La longueur en crête est de 196 m. Le rapport L/H égal à 7 indique que le barrage du Pont du Roi est construit en vallée large. Le contact béton / fondation, en partie centrale, est enfoui sur environ 5 mètres de hauteur sous le terrain naturel selon le principe Bioge (ou fouille Bioge), comme le montre la figure ci-contre.

Le calcul élastique linéaire a montré que pour le cas de chargement à PHE, le pied amont est en traction et le pied aval est comprimé. Les contraintes principales de compression maximales sont atteintes, du fait de l'effet voûte, sur le tiers inférieur des rives. En rives, les résultantes des efforts sur la fondation sont orientées vers l'aval et vers les rives. En fond de vallée, elles sont relativement faibles et orientées vers le bas, ce qui montre l'influence des arcs supérieurs qui supportent l'ouvrage.



Un premier calcul élastique non-linéaire¹ de justification de la voûte du Pont-du-Roi a mené aux conclusions suivantes :

- en hiver, retenue à cote maximale (424,00), le pied amont du barrage s'ouvre en partie centrale sur les 3/4 de son épaisseur ; les rives ne s'ouvrent pas ;
- en été, retenue à cote minimale (415,00), le pied aval s'ouvre sur les 3/4 de son épaisseur en rive et sur son tiers aval en partie centrale ;
- en été, à retenue vide, le pied aval s'ouvre sur les 3/4 de son épaisseur en rive et sur les 2/3 de son épaisseur en partie centrale ;
- les contraintes de compression en pied amont en été et pied aval en hiver, restent inférieures à la limite de résistance en compression du béton (contraintes de compression < 10 MPa).

L'apport du second calcul, complémentaire au premier, était de modéliser un joint de Mohr-Coulomb au contact voûte/fondation sur les rives et au contact entre la voûte et la fouille blindée (BIOGE) en partie centrale. Une cohésion de 10kPa et un angle de frottement de 45° sont pris en compte.

Le maillage du barrage comporte 714 éléments quadratiques répartis en 5 groupes aux caractéristiques distinctes : la voûte, la fouille blindée et la fondation (éléments de type volumique), les contacts voûte/fondation et voûte/fouille blindée (éléments de type joint). La voûte contient dans son épaisseur trois éléments ; en hauteur la console clé contient 6 éléments volumiques (5 pour la voûte et 1 pour la fouille blindée BIOGE) et 1 élément joint. Enfin le barrage se divise en 22 consoles.



Figure 1 : Vues générales du modèle aux éléments finis réalisé pour le barrage de Pont du Roi

2.2. Présentation et discussion de l'approche utilisée

Dans les paragraphes suivants, la terminologie utilisée pour différencier les différents calculs réalisés est la suivante :

- « plastique » ≠ « élastique » : prise en compte ou non d'un joint de Coulomb dans le modèle ;
- « non-linéaire » ≠ «linéaire » : prise en compte ou non de lois de comportement non-linéaires dans le matériau (notamment NOTEN pour le béton – cf. note 1 p.212).

En plus des tractions en pied amont montrées par le calcul élastique linéaire et de l'ouverture du pied amont en période froide montrée par le calcul élastique non-linéaire, le calcul plastique non-linéaire met en évidence pour les périodes chaudes une orientation des contraintes de compression avec une forte incidence par rapport à la surface d'appui de la voûte en haut des rives. Cette orientation des contraintes principales en haut des rives s'expliquent par le fait que les arcs supérieurs de l'ouvrage se projettent davantage vers l'amont sous l'effet thermique estival. Les angles mobilisés des résultantes d'appui induites sont élevés, de l'ordre de 60°.

¹ Le calcul non-linaire permet de modéliser la fissuration du béton à la traction. Cette loi de comportement non-linéaire (NOTEN) libère toutes les contraintes de traction dans le béton de la voûte et de la fouille blindée BIOGE.

B2.03 - Quel critère pour analyser les contraintes de cisaillement entre un barrage et sa fondation ? Exemples mis en œuvre sur des projets de confortement page 213



Figure 2 : Résultantes d'appui – plan horizontal : PPNC + PHE + ETE



Figure 3 : Résultantes d'appui – plan vertical : PPNC + PHE + ETE

La modélisation a donc mis en évidence l'ouverture partielle du pied de la voûte associée à une incidence défavorable des résultantes d'appui en rives sous les cas de chargements rares PPNC (poids propre non clavé)+PHE (plus hautes eaux)+HIVER et PPNC+PHE+ETE. La stabilité du barrage du Pont du Roi est directement liée à la stabilité des rives à cause :

- De l'effet de voûte (et l'effet d'arc en particulier) qui engendre le report des contraintes vers les rives ;
- De l'ouverture du pied du barrage en partie centrale engendrant un report supplémentaire des contraintes vers les rives.

Il a été fait le choix de vérifier la stabilité des plots des rives du barrage après confortement par un critère d'angle de frottement limite mobilisable à la surface de contact voûte/fondation. Le raisonnement est mené sur la surface de contact voûte/fondation (autrement dit sur la surface de contact joint définie dans le modèle).

Pour les sous-pressions, on considère une répartition triangulaire entre l'amont et l'aval. La résultante d'appui calculée est décomposée en composante tangentielle et normale. L'angle de frottement mobilisé (¢mob) est comparé à l'angle de frottement limite (¢lim). La stabilité est assurée pour ¢mob < ¢lim.

En l'absence de mesures et d'essais, l'angle de frottement limite a été déterminé par rétro-analyse. On considère que le barrage est stable sans marge de sécurité (FS = 1) pour les cas de chargements quasi-permanents (PPNC+RN+ETE ou PPNC+RN+HIVER etc...) qui se sont produits de manière répétée dans la vie de l'ouvrage et pour lequel l'ouvrage est resté stable. L'angle de frottement limite est alors assimilé à l'angle de frottement maximal mobilisé pour un cas de chargement quasi-permanent : dpim = max (dpmob PPNC+RN+ETE ; dpmob PPNC+RN+HIVER ; ...)

L'angle de frottement théoriquement mobilisé est calculé sur l'ensemble de la rive RG et RD considérées comme des blocs monolithiques par une analyse de type corps rigide. Les résultats obtenus par les calculs donnent un angle limite de stabilité de la voûte sur le rocher de dim=60° pour chacune des rives Le calcul du confortement a ensuite été réalisé en considérant cet angle de frottement afin d'obtenir les réserves de sécurité suffisantes pour les configurations rares et exceptionnelles par l'ajout d'efforts verticaux apportés par la mise en place de tirants actifs au droit des rives.

3. EXEMPLE DU BARRAGE DE BIMONT

3.1. Présentation du barrage et du modèle

Le barrage de Bimont, situé au pied du massif de la Sainte-Victoire, participe à l'alimentation en eau de la région d'Aixen-Provence. Construit de 1947 à 1951 sur un projet ACJB (André Coyne et Jean Bellier), le barrage a été mis en service en 1952, et remis en concession en 1963 à la Société du Canal de Provence. Il s'agit d'un barrage en béton de type voûte à double courbure de 86,50 m de hauteur et dont l'épaisseur varie de 4 m en crête à 17 m en pied. Il comprend côté rive droite 4 zones affectées par une réaction sulfatique interne à l'origine d'un gonflement du béton qui a provoqué le développement d'un réseau de fissures ainsi qu'une ouverture des joints verticaux de construction. Les conséquences de ce phénomène sont une perte du monolithisme de l'ouvrage.

B2.03 - Quel critère pour analyser les contraintes de cisaillement entre un barrage et sa fondation ? Exemples mis en œuvre sur des projets de confortement page 214
Le projet de confortement du barrage de Bimont doit être justifié par le bon comportement de l'ouvrage, après reclavage et injection des fissures et pour des niveaux de retenue plus élevés qu'aujourd'hui. Afin d'étudier le comportement de l'ouvrage dans ces conditions, le modèle aux éléments finis élaboré dans le cadre des études de diagnostic a été réutilisé. Ce modèle en 3 dimensions intègre la voûte, sa fondation, et un joint placé entre les deux. En complément, des joints dans la voûte ont été insérés au niveau de la fissure biaise du plot 3, et entre les différents plots de rive droite susceptibles de se déclaver. Des non-linéarités ont été introduites au droit de ces joints de type Mohr-Coulomb ainsi que dans le béton (annulation des tractions). Le gonflement particulier du béton observé dans les plots P2, P4, P5 et P6 a été modélisé en appliquant de manière itérative la loi de gonflement SCAS (Stress Controlled Anisotropic Swelling) pour les trente prochaines années. Ce gonflement a été intégré à l'ensemble des cas de chargement étudiés.



Figure 4 : Vue générale du modèle aux éléments finis réalisé pour le barrage de Bimont

3.2. Présentation et discussion de l'approche utilisée

Les calculs aux éléments finis ont montré que la culée rive droite, située à proximité des plots gonflants, est fortement sollicitée. La géométrie de la surface de contact culée-fondation peut être considérée comme plane avec un angle de 30° avec l'horizontale.



Figure 5 : Vue 3D de la culée rive droite

Compte tenu des observations sur le terrain effectuées par un géologue, les caractéristiques mécaniques du contact barrage-fondation ont été estimées à c=0,35 MPa et ϕ =40°. Les résultats des calculs de vérification de la culée en appliquant la méthodologie des barrages poids concluent que les marges de sécurité sont insuffisantes pour le cas de chargement RN en été (chargement dimensionnant). Un renforcement avec des tirants actifs a été dimensionné pour apporter la force additionnelle nécessaire de 7,5 MN.

L'analyse de stabilité de la culée non confortée a ensuite été reprise à titre exploratoire en utilisant la méthode de dégradation des caractéristiques mécaniques des éléments joints du contact de la culée avec la fondation (et plus précisément de la cohésion) pour analyser l'évolution de la force de poussée des arcs avec le déplacement de la culée⁽²⁾. Un joint a été introduit entre la voûte et la culée pour étudier l'évolution de la force de poussée des arcs en fonction du déplacement de la culée sous la combinaison de charge RN+ ETE.

² Ce calcul a été mené conforté pour fournir un exemple et alimenter les réflexions en cours au sein du bureau et du GT voute.

En l'absence de test de cisaillement sur le contact barrage/fondation et de la probabilité que la rupture se produise d'une manière fragile, on choisit d'effectuer l'ensemble des calculs de la stabilité au glissement avec la même valeur d'angle de frottement et une cohésion nulle. Le tableau ci-dessous présente l'évolution des facteurs de sécurité avec le déplacement de la culée vers la rive droite ($\phi = 40^\circ$ et c = 0).

δ	T / 8 481)	Ν	-	SFF	
(mm)	I (IVIN)	(MN)	F		
8,1	436	-229,1	0,3	0,4	
11,7	197	-170,4	0,5	0,7	
12,3	162	-160,4	0,6	0,8	
12,8	139	-157,1	0,6	0,9	
13,2	119	-153,5	0,7	1,1	
13,4	110	-151,5	0,8	1,2	
13,7	99	-149,2	0,8	1,3	
13,8	97	-149,0	0,9	1,3	
14,2	84	-145,9	1,0	1,5	

Tableau 1: Evolution de la force de poussée et des facteurs de sécurité en fonction du déplacement de la culée RD.

Le déplacement de 8mm est le déplacement élastique initial de l'ensemble culée + barrage + fondation. On constate qu'un déplacement plastique de la culée de l'ordre de 6 mm, s'accompagne d'une baisse considérable de la force exercée par la voûte sur la culée (69%). Les facteurs de sécurité atteignent ainsi les seuils exigés pour les ouvrages fonctionnant en poids (F \ge 1 et SFF \ge 1,5).

L'état des contraintes au niveau de la voûte a été vérifié pour s'assurer que ce déplacement ne génère aucune anomalie sur le comportement global du barrage. Aucune hausse significative des contraintes internes à la voûte n'a été détectée par rapport au cas linéaire et les valeurs des contraintes maximales restent admissibles.

La question de l'acceptabilité d'un déplacement potentiel irréversible de 6mm dans le cas d'une situation rare est donc posée.

4. EXEMPLE DU BARRAGE DES CAMMAZES

4.1. Présentation du barrage et du modèle

Le barrage des Cammazes est un barrage voûte en béton de 70 m de hauteur s'appuyant sur des culées de rives. La culée rive droite (RD) est un massif poids composé de deux branches reliées par des contreforts. La fondation est 5 à 12 m sous le terrain naturel. En 2004-2005, cette culée a été confortée par ajout d'une masse de remblai (+59% de poids propre, porté à 468 MN) et drainage. La culée rive gauche (RG) est un massif poids monobloc classique de 76,5 MN.

L'étude de dangers actualisée en 2014 a mis en exergue une dérive vers l'aval de la clé de voûte du barrage, modérée (0,5 mm/an) mais dont l'origine n'est pas clairement expliquée ainsi qu'une faiblesse potentielle au niveau des culées.

Une étude de justification des culées a donc été menée, via la modélisation aux éléments finis de l'ouvrage et l'étude de stabilité corps rigide des culées.

Le modèle 3D éléments finis de l'ensemble barrage et fondation a été réalisé avec des éléments quadratiques. Dans l'épaisseur de la voûte, 3 à 5 éléments sont modélisés, pour un total de 835 éléments. La culée rive gauche est composée de 21 éléments. Sa géométrie est respectée, sauf pour le contact culée/voûte pour lequel l'épaississement est progressif et non brutal. Un unique matériau a été considéré dont la densité est ajustée de manière à retrouver le poids total de la culée RG indiqué dans les documents d'archive. La culée rive droite est composée de 92 éléments. Sa géométrie est globalement respectée sauf pour le contact culée/voûte pour lequel l'épaississement est progressif et non brutal et pour la profondeur des branches amont et aval (profondeur équivalente dans le modèle alors qu'en réalité la branche aval est fondée plus profondément que la branche amont). Pour la modélisation de la culée rive droite, trois matériaux sont utilisés (Figure 6) :

- un matériau de type « béton » (en rose) dont la densité est ajustée de manière à retrouver le poids total de la culée RD indiqué dans les documents d'archive ;
- un matériau de type « remblai » (en marron) dont la densité est ajustée de manière à retrouver le poids du confortement de la culée RD indiqué dans les documents d'archive ;
- un matériau de type « vide » (en jaune) avec une densité nulle.

La fondation a été divisée en 4 zones afin de tenir compte du gradient de déformabilité existant entre haut de rive et fond de vallée : rive droite, (5 GPa, en bleu), fond de vallée (10 GPa, en vert), rive gauche (15 GPa, en rouge), haut de rive gauche (10 GPa, en vert).

Un joint non-linéaire a été modélisé au contact béton/fondation. Ce joint permet l'ouverture du contact si les tractions dépassent une valeur critique (0,01 MPa) et le glissement du contact suivant une loi de frottement de type Mohr-Coulomb.



Figure 6 : Vue générale du modèle aux éléments finis réalisé pour le barrage des Cammazes

4.2. Présentation et discussion de l'approche utilisée

Dans un premier temps, l'ouvrage est modélisé dans son ensemble afin d'appréhender son comportement global. Les confortements nécessaires pour chacune des culées sont estimés grâce à ce modèle global. Ensuite, les poussées de la voûte sur chacune des culées sont utilisées dans des calculs de stabilité en corps rigide 3D des culées.

4.2.1. Comportement global de l'ouvrage

Ce paragraphe décrit le comportement de l'ouvrage sous chargement PPNC + RN.

Les contraintes d'arc se développent correctement dans l'ouvrage. Des tractions horizontales modérées apparaissent sur le parement aval en partie centrale. Le pied amont en fond de vallée est en traction en linéaire et ces tractions disparaissent logiquement après ouverture du joint au contact. L'ouverture et le glissement du joint au contact ont tendance à augmenter les contraintes en pied aval (basculement plus important des consoles vers l'aval) et les horizontaliser légèrement notamment en fond de vallée.

Trois angles de frottement ont été testés pour le joint au contact béton/fondation : 30°, 45° et 70°. Entre les angles 70° et 45°, les changements sont nuls ou d'ampleur non significative. Des glissements plus marqués sont observés pour 30°. Dans tous les cas les calculs convergent ce qui démontre que la structure trouve un équilibre même avec des conditions de fondation dégradées.



Figure 7 : Comparaison des déplacements calculés au contact pour différents angles de frottement : 30°, 45° et 70°



Figure 8 : Comparaison des déplacements calculés au contact avec Phi= 30°, 45° et 70° (Zoom sur les culées)

Angle de frottement	Déplacement maximal calculé (mm)					
	Totalité du joint	Culée RG	Culée RD			
30°	7,0	1,4	3,4			
45°	0,8	0	0,3			
70°	0	0	0			

Tableau 2 : Déplacements irréversibles maximums sous les culées (cas RN sans chargement thermique)

Ce qui caractérise sans doute le plus le comportement global de l'ouvrage est l'ouverture du contact béton/rocher dans la partie centrale de la vallée obtenue par le modèle aux éléments finis. Cette ouverture, concentrée au droit du joint nonlinéaire dans notre modèle, devrait se traduire dans la réalité par un desserrement de la fondation en pied amont de l'ouvrage, comportement qui est conforté par les mesures d'auscultation piézométrique en fond de vallée. Toutefois, la configuration géologique du site, tout comme l'historique de son comportement, sont rassurants pour ce qui est de la stabilité du pied aval de l'ouvrage vis-à-vis des sous-pressions.

L'analyse aux éléments finis a montré qu'une dégradation des conditions de fondation, se traduisant par un « glissement » des culées sur la fondation, n'entraînait pas de déséquilibre de la structure, celle-ci retrouvant immédiatement un nouvel équilibre (système hyperstatique). Les déplacements irréversibles sous les culées pour le cas PPNC+RN sont millimétriques³ lorsque l'on passe d'un angle de frottement de 70° à 30°. Les essais de cisaillement sur les plans de schistosité du rocher de fondation montrent des angles de frottement résiduels minimaux supérieurs à 30°, valeur qui n'est atteinte qu'après des déplacements tangentiels supérieurs à 5mm.⁴



Figure 9 : Résultats des essais de cisaillement

Nous sommes donc dans un contexte sain (l'ouvrage a montré un comportement satisfaisant depuis sa construction) avec un ouvrage qui ne présente pas de cinématique de rupture par glissement. Les réserves de sécurité de cet ouvrage peuvent se trouver (si nous voulons les quantifier) dans la résistance au cisaillement disponible au contact, entre une valeur au pic de l'ordre de 50° et une valeur résiduelle de l'ordre de 30°.

³ Cette remarque est également valable pour le cas RN+canicule, pour lequel les déplacements irréversibles calculés sous les culées sont respectivement de 4,0mm et 5,5mm en RD et en RG lorsqu'on passe d'un angle de frottement de 70° à 30°.

⁴ Les calculs présentés ici étant antérieurs aux recommandations du GT voûte, l'analyse des déplacements est réalisée ici à titre indicatif. Lors d'une approche c-phi réduction, uniquement une vérification des mécanismes de rupture est nécessaire.

B2.03 - Quel critère pour analyser les contraintes de cisaillement entre un barrage et sa fondation ? Exemples mis en œuvre sur des projets de confortement page 218

Dans ce contexte, nous retenons l'approche « corps rigides » pour les culées, approche jugée conservative, pour apporter une garantie supplémentaire de sécurité. Nous allons tout de même différencier deux cas : un cas purement linéaire pour lequel tout mouvement de la culée est prohibé, et un cas non linéaire pour lequel un mouvement millimétrique serait admissible. La stabilité est vérifiée en conformité avec les recommandations du CFBR sur les barrages poids, avec des coefficients de sécurité partiels.

4.2.2. Stabilité de la culée rive droite

Une analyse paramétrique est menée sur les conditions de frottement au contact culée/fondation pour obtenir un facteur de sécurité de 1 en situation normale (avec prise en compte des coefficients de sécurité partiels de 3 sur la cohésion et de 1,5 sur l'angle de frottement) pour le cas dimensionnant RN+été.



Figure 10 : Etude paramétrique sur les conditions de glissement en fondation de la culée rive droite

La culée rive droite avec renforcement est stable avec les réserves suffisantes pour les couples c/phi (0 MPa ; 35°) et (0,12 MPa ; 30°) ou supérieurs. Les calculs effectués valident donc la stabilité de culée rive droite dans les conditions actuelles (culée confortée).

4.2.3. Stabilité de la culée rive gauche

Une analyse inverse est menée sur les conditions de frottement au contact culée/fondation pour obtenir sans coefficient de sécurité partiel la stabilité de la culée pour le chargement dimensionnant déjà connu par l'ouvrage : RN+été. Une hypothèse de sous-pressions de 50% de la sous-pression maximale a été prise en compte au vu du bon rabattement des sous pressions.

La butée au rocher a été considérée pour le calcul de la culée RG, c'est à dire que l'analyse en corps rigide a porté sur l'ensemble culée + coin rocheux (extension du plan de glissement qui est le plan de contact culée/fondation jusqu'au TN en rive gauche) comme représenté sur le schéma ci-dessous.



Figure 11 : Schéma représentatif de l'ensemble culée RG + coin rocheux considéré dans les études de stabilité

L'approche de Hoek a été utilisée pour estimer la résistance au cisaillement envisageable sur un plan de glissement ayant un angle donné avec les plans de schistosité (rocher fortement anisotrope). Une loi de Mohr-Coulomb avec une cohésion de 210 kPa et un angle de frottement de 52° est retenue. La stabilité de la culée a été étudiée par la méthode des corps rigides, au travers de deux approches :

- La première se base sur les résultats du modèle aux éléments finis avec blocage de l'extrémité rive gauche de la culée RG. Tout déplacement irréversible de la culée RG est proscrit ce qui conduit à une maximisation des efforts de la voûte vers la culée.
- La seconde se base sur les résultats du modèle aux éléments finis sans blocage de l'extrémité rive gauche de la culée RG. Un déplacement irréversible de la culée RG est donc permis ce qui réduit les efforts de la voûte vers la culée. Les calculs ayant tous convergé, cela signifie que l'équilibre de la structure globale est assuré dans toutes les conditions. Les efforts ainsi diminués de la voûte sur la culée sont utilisés comme données d'entrée pour le calcul de stabilité de la culée en corps rigide.

La première approche démontre que la culée rive gauche n'a pas glissé historiquement puisque les facteurs de sécurité sont supérieurs à 1 pour tous les cas de calcul considérés⁵. Par contre les réserves de stabilité (en considérant la culée seule comme un système isostatique) sont insuffisantes pour les situations normales (facteur de sécurité au glissement F=0,62) et exceptionnelles (F=0,70).

La seconde approche montre que les réserves de stabilité, en considérant la culée comme un système isostatique (analyse corps rigide), ne sont pas suffisantes (F=0,83).

Afin de disposer des réserves de stabilité conformément aux recommandations du CFBR pour les barrages poids, il est nécessaire de conforter la culée rive gauche. Un confortement par tirants actifs a été retenu pour apporter une force additionnelle de 74 MN.

5. CONCLUSIONS

Les 3 exemples présentés dans ce document ont été réalisées antérieurement à la parution des recommandations 2018 du GT Voûtes du CFBR. Cependant, les études utilisent des méthodes très similaires à celles proposées dans les recommandations.

L'approche linéaire a été abordée succinctement car elle ne présentait pas de problématique particulière, mais permet d'établir une première modélisation du comportement global des ouvrages. Elle sert de base de comparaison pour la suite des études.

Les 3 calculs présentés utilisent des non-linéarités dans la modélisation du barrage (relâchement des tensions dans le corps de l'ouvrage) et des joints (type Mohr-Coulomb). Ils présentent ensuite des divergences dans l'utilisation des résultats des modèles :

- Dans le cadre du barrage du Pont du Roi, les inclinaisons des résultantes au contact pour chaque console sont comparées à l'angle de frottement de la fondation, angle estimé grâce à une rétro-analyse sur les chargements déjà subis par l'ouvrage.
- Dans le cadre du barrage de Bimont, la méthode de c-phi réduction est utilisée pour estimer les déplacements irréversibles de la culée RD; l'état de contrainte est ensuite vérifié pour s'assurer que ces déplacements n'engendrent pas de comportement anormal.
- Dans le cadre du barrage des Cammazes, les déplacements irréversibles de la voûte sont estimés et les efforts de la voûte sur les culées sont analysés afin de déterminer leur stabilité propre.

L'utilisation de ces méthodes s'adapte principalement aux problématiques spécifiques rencontrées sur chaque ouvrage et une approche systématique ne paraît pas pertinente. Les critères établis par le GT Voûte sur chacune de ces méthodes permettent de statuer sur l'acceptabilité des résultats obtenus.

6. REMERCIEMENTS

Les auteurs tiennent à remercier le Conseil Général de Saône et Loire, propriétaire du barrage de Pont du Roi, la Société du Canal de Provence, propriétaire du barrage de Bimont et l'Institut des Eaux de la Montagne Noire, propriétaire du barrage des Cammazes, qui leur ont permis de publier cet article.

Ils remercient également Imane Belhaj et Hervé Gally dont les travaux ont été utilisé pour cet article, ainsi que tous les collaborateurs ayant travaillé sur ces projets.

⁵ Cas de calcul considérés : RN+été, retenue basse+été, RN+canicule, PHE+été, Zmax+été, RN+SES+été

B2.03 - Quel critère pour analyser les contraintes de cisaillement entre un barrage et sa fondation ? Exemples mis en œuvre sur des projets de confortement page 220

7. REFERENCES

- [1] Analysis of an experimental dam failure. Ru Neihua. Water Power and Dam Construction. July 1989. Steward Mountain Dam Stabilization. USCOLD Newsletters March 1992.
- [2] Travaux de confortement du barrage du pont du roi, C. Bourgeois, A. Perche, Symposium du CFBR du 28 janvier 2016 à Chambéry
- [3] Apports combinés des reconnaissances et de la modélisation dans l'analyse du comportement du barrage voute de Bimont, Christine NORET, Xavier MOLIN, Alain CARRERE (Tractebel Engineering (France) / Coyne et Bellier), Catherine CASTEIGTS, Bruno GRAWITZ, Katia LALICHE (Société du Canal de Provence), Commission Internationale des Grands Barrages, Juin 2012
- [4] Rénovation du barrage-voûte de Bimont, Catherine CASTEIGTS, Katia LALICHE (Société du Canal de Provence), Christine NORET, Thomas BOURGOUIN (Tractebel Engineering (France) / Coyne et Bellier), Commission Internationale des Grands Barrages, juin 2015

JUSTIFICATION DES BARRAGES POIDS-VOUTES EN BCR – DEUX CAS D'APPLICATION

Verification of RCC arch-gravity dams – Two case studies

Mathieu ROY, Geoffrey MATHIEU, Frédéric ANDRIAN.

ARTELIA, 6 rue de Lorraine 38130 Echirolles

mathieu.roy@arteliagroup.com; geoffrey.mathieu@arteliagroup.com; frederic.andrian@arteliagroup.com

Stéphane FRAY, Vincent BOINAY, Jean-Christophe GIRARD.

TRACTEBEL ENGINEERING, 5 rue du 19 mars 1962, 92622 Gennevilliers

stephane.fray@tractebel.engie.com ; vincent.boinay@tractebel.engie.com ; jean-christophe.girard@tractebel.engie.com

MOTS CLEFS

Barrages poids-voûtes, Béton compacté au rouleau, BCR, calculs thermo-mécaniques, calculs sismiques, Combinaison quadratique complète, CQC

KEY WORDS

Arch-gravity Dams, Roller Compacted Concrete, RCC, thermo-mechanical calculations, seismic calculations, Complete quadratic combination, CQC

RÉSUMÉ

La stabilité d'un barrage poids-voûte en BCR repose en grande partie sur l'effet d'arc. Le monolithisme du barrage doit donc être assuré en toute situation. Cependant, les contraintes thermiques de traction induites par refroidissement après hydratation du ciment et les mouvements en situation sismique peuvent être de nature à ouvrir les joints, déclencher des fissures et mettre en cause la stabilité du barrage. Des modèles numériques 3D sont donc élaborés afin d'évaluer ces phénomènes et de concevoir des dispositions constructives adaptées.

Un calcul thermo-mécanique du barrage de Janneh (Liban) a été réalisé par ARTELIA afin de simuler le comportement de l'ouvrage depuis le début de la construction jusqu'à 30 ans après la première mise en eau. Le modèle 3D non-linéaire prend en compte le programme de construction, la génération de chaleur par hydratation du ciment, le durcissement progressif du béton, les cycles annuels de marnage liés à l'exploitation du barrage et l'évolution saisonnière de la température de l'air et de l'eau. Les résultats permettent notamment d'optimiser le nombre et le traitement des joints de dilatation et d'ajuster la position du rideau de drainage.

La deuxième partie de l'article s'intéresse à un barrage en cours de construction en Asie du Sud-Est. Ce barrage, d'abord conçu en barrage poids, a été modifié en barrage poids-voûte pour reprendre les sollicitations sismiques, importantes dans la région. Le comportement du barrage et de l'effet voûte en situation sismique est évalué à l'aide d'un modèle 3D, en recourant à une méthode pseudo-dynamique de modélisation de l'interaction sol-structure et de certains effets non linéaires, tels que l'ouverture des joints de dilatation verticaux et du contact béton-rocher. L'étude analyse en particulier l'impact d'un monolithisme partiel, en fonction du niveau de retrait thermique accepté et du type de clavage des joints interplots, sur le comportement du barrage et le développement des effets d'arcs.

ABSTRACT

The stability of an RCC arch-gravity dam mainly relies on the arch effect. The monolithism of the dam must therefore be guaranteed at any time. However, the tensile stresses induced by concrete cooling after cement hydration and the vibrations of the dam during an earthquake may lead to an opening of the joints and the cracks which can question the stability of the dam. 3D numerical models are therefore developed in order to investigate the behaviour of the dam and design appropriate construction provisions.

A thermo-mechanical calculation of the Janneh dam (Lebanon) has been performed by ARTELIA in order to simulate the behaviour of the structure from the construction to 30 years after the first impounding. The 3D non-linear numerical model takes into consideration the construction program, the heat generation by cement hydration, the hardening of the concrete, the annual operating cycles and the annual variations of air and water temperature. The results allow to optimize the number and the treatment of the vertical joints and to adjust the location of the grout curtain.

The second part is focused on a dam under construction in South-East Asia. This dam, first designed as a gravity dam. was enhanced into an arch-gravity dam, to improve its behavior under seismic conditions, which are critical in the area. A pseudo-dynamic 3D modelling methodology was implemented including the foundation-structure interaction and non-linear effects at the vertical expansion joints and at the dam-foundation contact. The article presents the study of the dam behavior and its arching effect under seismic loading. The study assesses in particular the impact on the dam behavior of a partial monolithism, resulting from the thermal shrinkage and the degree of grouting of the joints.

1. INTRODUCTION

Les barrages poids-voûtes en Béton Compacté au Rouleau (BCR) sont des ouvrages massifs dont la stabilité repose en partie sur l'effet d'arc. Leur monolithisme doit donc être garanti, autant que nécessaire, dans toutes les situations de chargement pour lesquels l'effet voute est requis.

La dissipation de la chaleur d'hydratation du ciment après coulage du BCR peut cependant conduire à des contraintes de traction thermiques significatives, pouvant générer des fissures de nature à mettre en cause le monolithisme du barrage. Pour répondre à cette problématique, les barrages-voûtes en béton conventionnel sont construits par plots indépendants et sont généralement équipés d'un dispositif de refroidissement dissipant la chaleur d'hydratation. A la fin de la construction, le béton s'est ainsi suffisamment refroidi. Un clavage des joints peut alors être réalisé afin de parachever le monolithisme avant la première mise en eau.

Les barrages en BCR sont quant à eux construits par couches successives. Des joints de dilatation verticaux induits sont généralement utilisés pour localiser la fissuration d'origine thermique. Cependant, en l'absence de dispositif de refroidissement, et à cause du caractère massif de ces ouvrages, la dissipation de la chaleur d'hydratation peut durer plusieurs dizaines d'années. Pendant les premières années, les joints sont donc principalement fermés et le monolithisme est assuré. A long terme cependant, ces joints peuvent s'ouvrir sous l'effet des tractions d'origine thermique et ainsi mettre en cause le monolithisme, et donc la stabilité de l'ouvrage.

L'évaluation de l'historique des températures et des efforts qui en résultent est donc un enjeu majeur pour les barrages poids-voûte en BCR. Des calculs thermo-mécaniques doivent par conséquent être réalisés afin de justifier leur stabilité depuis le début de la construction jusqu'à ce qu'un régime stationnaire ait été atteint. Les dispositions constructives (relatives aux joints ou au dispositif de drainage notamment) peuvent alors être définies en fonction des conclusions de ces calculs.

Soumis aux sollicitations dynamiques d'un séisme, en raison des mouvements amplifiés de consoles, les barrages poidsvoûtes développent davantage d'effets d'arcs que dans les cas statiques, et leur stabilité repose alors sur une contribution plus importante des appuis en rives, ce qui est bénéfique dans le cas de sites fortement exposés aux séismes. Dans ce processus, les ouvertures en pied amont et au contact béton / rocher associés dans les cas extrêmes à des mouvements non linéaires irréversibles (glissements en fondation ou entre plots le long des joints de dilatation), doivent être évalués, et leur compatibilité avec les contraintes d'exploitation et de sécurité vérifiée. L'impact d'un monolithisme partiel lié à un contrôle plus ou moins strict du retrait thermique et du clavage des plots est un aspect important dans la conception et la justification de stabilité de ce type de barrage en BCR.

La première partie de cette publication présente la méthodologie développée par ARTELIA pour l'analyse thermomécanique et la définition des dispositions constructives du barrage de Janneh. Elle est suivie d'une présentation de la méthodologie mise en œuvre par TRACTEBEL pour la justification d'un barrage poids-voûte dans un contexte de sismicité intense et de géologie relativement difficile.

2. CALCUL THERMO-MECANIQUE : CAS DU BARRAGE DE JANNEH

2.1.Brève présentation du barrage

Le barrage de Janneh est un barrage poids-voûte en béton compacté au rouleau (BCR) actuellement en construction au Liban. D'une hauteur prévisionnelle de 157 m sur fondation, il a pour vocation l'approvisionnement en eau du district de Jbeil, l'irrigation de la plaine de Nahr Ibrahim et la production d'hydroélectricité (100 MW).

Les organes de sécurité du barrage consistent en un évacuateur de crues à seuil libre et saut à ski implanté en partie centrale et en une vidange de demi-fond. La conception de la fouille est convergente, de manière à éviter tout glissement global vers l'aval. Dans la conception actuelle, le barrage est muni de 5 joints de dilatation verticaux traversants. Ces joints sont coffrés et munis de boites de cisaillement et d'un dispositif d'injection.



Figure 1 – Coupe dans le plot central (g.) - Vue en plan (dr.)

Le schéma d'exploitation de l'ouvrage est tel que le marnage annuel prévu est de l'ordre de 80 mètres, entre la cote de retenue normale (RN) de 839 maintenue entre les mois de décembre à mai, et la cote minimum d'exploitation (CME) de 760 au milieu de l'été. Cette variation annuelle de charge hydrostatique s'accompagne d'une variation périodique des conditions thermiques auxquelles le barrage est soumis : outre l'évolution saisonnière habituelle de la température du milieu extérieur, l'abaissement du plan d'eau en été entraîne un réchauffement significatif du parement amont au contact de l'air.

Ce comportement périodique particulier associé à la problématique de dissipation de la chaleur d'hydratation évoquée dans l'introduction justifie de réaliser un calcul thermo-mécanique temporel depuis le début de la construction jusqu'à la fin de la période de refroidissement du barrage.

2.2. Modèle numérique 3D

2.2.1. Généralités

Les calculs sont réalisés avec le logiciel FLAC3D, développé par Itasca. Ce logiciel utilise la méthode des différences finies avec un schéma d'intégration explicite particulièrement adapté pour traiter les problèmes tridimensionnels avec de fortes non-linéarités.

Le modèle numérique consiste en une reproduction maillée du barrage et d'une partie de la fondation. Le barrage est divisé verticalement par les cinq joints de dilatation et horizontalement par des couches de 3 mètres d'épaisseur implémentées pour simuler la construction progressive du BCR.



Figure 2 - Géométrie du modèle (g.) - Division par plot (ce.) - Division par couches (dr.)

2.2.2. Hypothèses mécaniques

Le béton et le rocher de fondation suivent une loi de comportement élastique-linéaire. Le durcissement progressif du béton est pris en compte sous la forme d'une augmentation du module d'Young E_c en fonction de l'âge du béton t (en jours) selon la formule suivante, où $E_{(c,\infty)}$ est le module final (Figure 3, Conrad et al. 2005) :

$$E_c(t) = 1.129 E_{c,\infty} \exp(-5.0t^{-0.63})$$

Le modèle est par ailleurs équipé de deux types de joints non-linéaires :

- Le contact béton /rocher ;
- Les cinq joints de dilatation verticaux équipés de boîtes de cisaillement.

Chacun de ces joints suit une loi de comportement de type frottement de Coulomb sans résistance à la traction. Ils peuvent par conséquent s'ouvrir, glisser, et refermer des zones précédemment ouvertes en cas de chargement opposé. Les joints verticaux sont au surplus équipés de boîtes de cisaillement, interdisant tout déplacement relatif radial entre deux plots adjacents.

2.2.3. Hypothèses thermiques

Dans le modèle, les matériaux suivent une loi de comportement thermique isotrope. Les échanges thermiques suivants sont reproduits :

- Conduction thermique dans le corps des matériaux ;
- Convection thermique avec l'eau et l'air ;
- Radiation solaire sous la forme d'une augmentation de la température de l'air sur le parement aval plus exposé au soleil ;
- Génération de chaleur par hydratation du ciment dans le corps du barrage.

Les quantités de chaleur impliquées dans ces échanges dépendent de la température du milieu extérieur et des propriétés des matériaux. Les températures de l'air ambiant et de l'eau de la rivière utilisées dans le modèle sont des moyennes journalières des températures relevées sur site. Les propriétés thermiques des matériaux sont déterminées sur la base d'essais spécifiques en laboratoire ou bien sont des valeurs conservatives issues de la littérature. Des analyses de sensibilité ont par ailleurs été effectuées afin d'éprouver la pertinence des valeurs choisies.

Un des paramètres fondamentaux du calcul thermique est la chaleur d'hydratation du ciment puisqu'elle détermine la montée en température du béton (Figure 3). Le ciment prévu pour la construction du barrage bénéficie d'une chaleur d'hydratation relativement faible (220 J/g à long terme). Dans la conception actuelle, la formulation du BCR comprend 80 kg de ciment et 70 kg de pouzzolane par mètre cube de béton. Il en résulte une montée en température adiabatique de 8°C.



Figure 3 - Evolution du module d'Young (g.) et de la chaleur d'hydratation du ciment (dr.) en fonction du temps

La montée en température du béton dépend de la température du milieu extérieur au moment où il est coulé. En hiver, l'air froid dissipe une large part de la chaleur d'hydratation du ciment et limite la montée en température du béton. En été, c'est l'inverse. La durée de la construction du barrage étant de l'ordre de deux années, un zonage thermique initial s'établit dans le corps du barrage entre les zones plus froides coulées en hiver et celles plus chaudes coulées en été. Ce zonage thermique tend à s'estomper avec les années, se transformant en zonage de contraintes et de déplacements.

La date de début de construction du barrage est donc un élément déterminant dans le comportement du barrage. Deux dates de commencement ont ainsi été testées par le calcul, la première en hiver (1^{er} février) et l'autre en été (1^{er} août). Au regard de l'avancement des travaux, le commencement en hiver est aujourd'hui plus probable. Il s'agit du cas présenté dans la suite.

2.2.4. Hypothèses hydro-mécaniques

Les pressions interstitielles sont prises en compte dans le modèle sous la forme de variables d'état. Les calculs sont donc effectués en termes de contraintes effectives. A chaque étape, les pressions interstitielles sont calculées en cohérence avec le système de drainage et le niveau de la retenue.

Le critère de perméabilité au contact béton/rocher et au droit des joints verticaux est fixé à 0.2 mm d'ouverture. Dès que l'ouverture d'un joint dépasse cette valeur limite, la pleine pression hydrostatique est appliquée sur les deux lèvres du joint, sous réserve que la zone du joint en question soit en contact avec le réservoir.

2.3.Méthodologie de calcul

2.3.1. Calcul temporel

Les calculs ont pour but de simuler aussi fidèlement que possible le comportement thermo-mécanique réel du barrage du début de la construction jusqu'à 30 ans après la première mise en eau. Les évolutions temporelles des paramètres suivants sont prises en compte :

- Construction progressive du barrage, en conformité avec le programme de construction ;
- Hydratation du ciment ;
- Durcissement du béton ;
- Variation saisonnière de la température de l'air et de l'eau sur la base des mesures effectuées sur site ;
- Variation du niveau de retenue conforme aux cycles annuels d'exploitation.

2.3.2. Couplage thermo-mécanique

Le couplage thermo-mécanique utilisé consiste en une alternance entre les calculs thermiques, qui visent à déterminer la distribution de températures à une date donnée, et les calculs mécaniques qui traduisent les variations de température en déformations puis en contraintes par la loi de Hooke (expression simplifiée 1D donné ci-dessous) :

$$\sigma = E\varepsilon = E\alpha\Delta T$$

Où α est le coefficient de dilatation thermique, ΔT est l'écart de températures entre deux calculs mécaniques et E est le module d'Young du matériau.

Le pas de temps des calculs thermiques est d'une heure. La durée entre deux calculs mécaniques varie en fonction des étapes de calcul mais est de l'ordre de la dizaine de jours.

2.4. Résultats des calculs

Le modèle numérique permet de visualiser les cartographies et les historiques des températures, contraintes et déplacements dans l'ensemble de l'ouvrage.

L'historique des températures montre qu'un état stationnaire est atteint après une vingtaine d'années. La température maximale calculée est de l'ordre de 26°C. Cette valeur, relativement faible par rapport au retour d'expérience sur des barrages en BCR de dimensions équivalentes, est rendue possible par un environnement thermique favorable, un dosage en ciment et une chaleur d'hydratation du ciment limités. La baisse maximale de température est d'environ 13°C après 30 ans. Cette valeur est calculée au cœur du barrage, dans les zones bétonnées en été.

Cette baisse de température conduirait à des contraintes thermiques de traction de l'ordre de 2.6 MPa si le retrait thermique était empêché. Au contraire, la présence des joints non-linéaires permet un relâchement significatif de ces contraintes qui sont converties en ouvertures (Figure 4). Après 30 ans, seules quelques zones majoritairement situées à des singularités géométriques conservent des tractions supérieures à 1 MPa, qui est la résistance à la traction du béton prise comme hypothèse de calcul.



Figure 4 - Ouverture des joints verticaux Fin de la construction (haut) - CME après 30 ans (bas)

Au droit des joints, la localisation des ouvertures dépend de la situation de calcul (RN, CME) mais également de la date début de construction. Comme évoqué précédemment, les ouvertures les plus significatives sont situées là où le retrait thermique est le plus important, c'est-à-dire dans les parties coulées en été.

A retenue normale, il n'y a aucun problème de fuites puisque l'étendue des ouvertures est limitée par l'effet d'arc. A la cote minimale d'exploitation cependant, les ouvertures sont plus larges et traversent le barrage en plusieurs endroits. Des joints waterstops doivent par conséquent être provisionnés. En revanche, la stabilité du barrage ne nécessite pas d'effet d'arc pour cette cote de retenue. Corollairement, les résultats du calcul confirment que les injections de clavage ne sont pas possibles à la fin de la construction puisque les joints sont fermés et qu'elles ne peuvent/doivent être envisagées qu'après 20 à 30 ans.

La stabilité mécanique du barrage est évaluée en utilisant une représentation de l'état de contrainte au contact béton/rocher. En chaque point du contact, un vecteur donne la direction et la norme de la contrainte de cisaillement tandis qu'un cercle – orienté de manière à visualiser la direction de la contrainte normale – traduit la résistance au cisaillement. Le rapport entre le rayon du cercle et la norme du vecteur donne la marge vis-à-vis d'un glissement local.

Cette représentation permet d'apprécier la symétrie du comportement du barrage. A retenue normale, les ouvertures, qui correspondent à des contraintes normales nulles (absence de cercle), sont concentrées dans la partie amont du contact où les excavations sont divergentes (ligne d'entrée en terre). Le développement de l'effet d'arc se traduit par un déport des

résultantes vers l'aval et à mi-hauteur du contact. L'influence de la date de début de construction est également visible : les zones où la contrainte normale est plus faible sont celles qui ont été coulées en été.

Un facteur de sécurité global à l'échelle du barrage peut être également être calculé. D'après les calculs ce facteur de sécurité est suffisant dans toutes les situations rencontrées ; la stabilité du barrage est jugée très satisfaisante. C'est une conséquence notable de la convergence géométrique vers l'aval des excavations qui exclut tout glissement global du barrage.



Figure 5 - Etat de contrainte à l'interface béton /rocher après 30 ans

2.5. Conclusion et définition des dispositions constructives

Sur la base des conclusions des calculs thermo-mécaniques, la conception du barrage de Janneh est validée. Les cinq joints de dilatation seront coffrés, munis de boites de cisaillement et de joints waterstops. Un dispositif d'injection sera également provisionné afin de conserver une possibilité de diminuer les ouvertures au contact béton/rocher et par conséquent les débits de fuite si nécessaire. Le cas échéant, ces injections ne pourront être réalisées qu'après un refroidissement suffisant du barrage, c'est-à-dire après une vingtaine d'années.

Afin de relâcher les éventuelles contraintes de traction d'arc qui subsisteraient dans le corps de l'ouvrage, chaque plot sera équipé côté amont d'un ou deux joints induits, régulièrement espacés entre les joints principaux et équipés de waterstops.

La localisation du dispositif de drainage est par ailleurs ajustée en fonction des résultats du modèle numérique. En rive, les galeries sont légèrement décalées vers l'aval de manière à éviter l'ouverture du contact en partie amont.

3. CALCUL SISMIQUE : CAS D'UN BARRAGE EN COURS DE CONSTRUCTION EN ASIE DU SUD-EST

3.1.Brève présentation du barrage

Le projet en objet, en cours de construction en Asie du Sud-Est, est un barrage BCR/BCV de 74 m de haut, conçu dans un premier temps en tant que barrage poids. Malgré une fondation rocheuse composée de tufs volcaniques de qualité moyenne, il a été estimé que la configuration favorable de la vallée permettrait la mobilisation d'un effet voûte améliorant, à moindre coût, le comportement du barrage vis-à-vis de l'aléa sismique, important dans la région.

Le profil poids initial, dimensionné pour les cas statiques et les situations sismiques d'exploitation (SBE) par des méthodes pseudo-statiques ou spectrales simplifiées, a été conservé (avec un fruit total de 0.95), tandis que l'axe rive à rive a été arqué suivant un rayon de 120 m environ ce qui correspond à un angle d'ouverture de 55 degrés.

Le corps du barrage est composé de 3 plots. La maîtrise des eaux en phase de crues ou de vidange est assurée par trois pertuis de demi-fond et un évacuateur de surface, implantés respectivement dans le plot central et le plot rive gauche.

3.2. Modèle numérique 3D

3.2.1. Généralités

Le modèle numérique présenté vise à évaluer le comportement du barrage sur sa fondation en situation sismique, d'exploitation SBE et extrême SMP, en considérant la réponse dynamique de l'ouvrage et son interaction avec la fondation et le réservoir. L'étude de l'ouvrage comprend une phase d'initialisation du modèle, avec les étapes suivantes :

- **Construction du barrage** : réalisée suivant le planning prévu par l'Entreprise, cette étape comprend le chargement de poids propre par couches sur les 3 plots verticaux, ainsi que le retrait thermique avec possibilité d'ouverture des joints de dilatation ;
- Mise en eau du réservoir : phase durant laquelle la pression hydrostatique du réservoir et les sous-pressions associées sont ajoutées.

Une étude dynamique est ensuite menée, comportant une analyse modale, une recomposition CQC des réponses spectrales (d'exploitation, SBE pga : 0.38g et extrême SMP : pga :0.65g) puis application du champ d'accélération CQC sur le même modèle, tout en conservant les éléments non-linéaires dans les joints de dilatation de la phase d'initialisation, et introduisant la possibilité d'ouverture du contact béton/fondation.

Cette méthode, similaire à la méthode des efforts latéraux [5], a été mise en oeuvre du fait de sa robestesse et de sa pertinence en raison du caractère prédominant des modes principaux dans chaque direction - environ 80% de la masse totale de l'ouvrage et parce qu'elle permet d'appréhender le comportement dynamique et non linéaire de l'ouvrage, et d'identifier d'éventuels optimisations/ajustements de conception, tout en s'affranchissant de la complexité de calculs temporels et non-linéaires.

L'analyse se focalise sur les éléments jugés sensibles à ce stade du projet, à savoir, les déformations en clef, l'ouverture des joints verticaux de dilatation et le risque d'ouverture au niveau du contact barrage fondation, tout en intégrant la sensibilité des résultats au retrait thermique du béton et au clavage des joints de dilatation, paramètres essentiels du développement de l'effet voûte.

3.2.2. Modélisation

L'étude de l'ouvrage, réalisée sur le logiciel DIANA-FEA, comprend un maillage hexaédrique linéaire, de 2m pour le barrage et jusqu'à 50m pour le bac de fondation. Les dimensions de ce dernier sont telles qu'indiqué en Figure 6. Des éléments joints « no tension » sont adoptés à l'interface barrage fondation et dans les 2 joints de dilatation inter-plots (en rouge sur la Figure 6). Les pertuis d'évacuation des crues ainsi que leurs principales structures associées sont représentés. La fondation, dont le module est environ 6 fois inférieur à celui de béton, a été modélisée par des éléments non pesants (Figure 6, à gauche) et bloqués en déplacement sur son pourtour. Dans l'analyse dynamique, l'interaction couplée de l'ouvrage avec le réservoir est modélisée par une interface fluide / structure, qui détermine en fonction des déplacements du parement amont l'impact sur la réponse fréquentielle de l'ouvrage.En raison du caractère linéaire de l'approche modale/spectrale l'hypothèse d'un fluide incompressible est adoptée [6].



Figure 6 - Vue 3D du modèle avec maillage

3.2.3. Chargement et analyses

L'ouvrage est soumis au poids propre, à la pression hydrostatique, aux sous-pressions et au retrait thermique suivant les hypothèses suivantes :

- PP Poids propre Chargement par couches de 10 m de chacun des 3 plots indépendants ;
- RN Retenue Normale Chargement hydrostatique de 70,5 mètres de colonne d'eau appliquée sur le parement amont. La sous-pression correspondante est imposée sur les faces supérieures des éléments joints du contact barrage-fondation, suivant un schéma triangulaire classique, avec réduction de sous-pression de 2/3 au droit du voile de drainage placé à 10m du pied amont.
- RT Retrait Thermique Chargement relatif à la dissipation de la chaleur d'hydratation des bétons, avec une hypothèse de température moyenne après prise du béton de 40°C et d'un refroidissement à long terme de 15°C par conduction et échange thermique avec l'atmosphère et le réservoir [3][1].

L'ouvrage subit également les sollicitations sismiques (SBE et SMP), modélisées sous forme de chargements de champ d'accélérations CQC, obtenus à partir de la réponse spectrale et de l'analyse modale de l'ouvrage obtenue par recomposition CQC des accélérations modales. Les valeurs du champ appliqué dans chacune des 3 directions de sollicitation sont les accélérations CQC « signées » en chaque nœud du modèle suivant le mode propre principal correspondant. Les 3 chargements obtenu ainsi sont ensuite combinés suivant la méthode de Newmark [4], puis ajoutés aux charges statiques. Dans les résultats présentés ci-après la composante sismique principale est orientée vers l'aval ou l'amont suivant les cas, et les secondaires (affecté d'un coefficient de Newmark 0.3) sont respectivement dirigées vers la rive droite et verticalement ascendante. En raison de la quasi-symétrie de l'ouvrage, l'orientation de la composante rive-àrive n'affecte pas significativement les résultats.

Sont distingués les cas réservoir plein ou vide et leur incidence sur les fréquences propres et la réponse spectrale. L'accélération verticale est définie par un ratio de l'accélération horizontale, ratio variant de 2/3 à 1, en raison des spécificités sismo-tectoniques du site, dont la source prépondérante est située à une distance inférieure à 10 km [5]. Les chargements sont ensuite appliqués sur un modèle comportant des non-linéarités (joints verticaux de dilatation et éventuellement ouverture du contact béton rocher). La Figure 7 présente les spectres horizontaux et verticaux à 5%, ainsi que les fréquences propres des modes principaux dans les 3 directions.



Figure 7 - Spectres d'accélération (SBE et SMP) et modes propres (g.) Profil des accélérations en clef de l'ouvrage selon le nombre de modes cumulés (ct et dr.)

3.2.4. Joints de dilatation inter-plots et situation analysées

Le clavage des joints inter-plots et l'effet du retrait thermique du béton sont étudiés suivant les conditions suivantes de long terme (béton à l'équilibre thermique ambiant):

- Clavage « parfait » : Le béton est refroidi à température ambiante moyenne avant clavage. Il n'y a alors pas de retrait thermique une fois le clavage réalisé;
- Clavage « partiel » : Le clavage est réalisé 6 mois après la fin de construction du barrage, alors que son cœur est encore chaud. Le béton poursuit alors son refroidissement naturel ;
- Sans clavage : Cas extrême où les joints ne sont pas clavés, et où le béton se refroidit naturellement.

Dans les deux dernières situations, les joints verticaux seront donc, à long terme, plus ou moins ouverts.

L'ouverture possible du contact barrage-fondation (sans modification du profil de sous pression) est considérée pour les situations sous sollicitations sismiques, là où des tractions apparaissent.

3.3.Résultats

3.3.1. Déplacements

Il est constaté comme attendu (Figure 8) que l'effet du clavage et du contrôle des températures du béton limitent les déplacements du barrage vers l'aval. Les différences entre les situations de clavage « partiel » et « parfait » sont peu prononcées, et se manifestent principalement sur les élévations basses du barrage.



Figure 8 - Déplacement d'une coupe en clé du parement amont

En effet, au moment du clavage, le BCR reste chaud, alors que la crête est quasiment à l'équilibre. L'ouvrage non clavé ni refroidi (« sans clavage ») subit des déformations plus marquées. L'ouverture du contact barrage fondation, avec le relâchement des tractions du pied amont, majore d'autant plus les déformations vers l'aval.

Ces résultats mettent en évidence le mécanisme et les effets du clavage et du contrôle thermique qui réduisent les déformations et favorisent le développement actif des arcs.

3.3.2. Comportement des joints de dilatation

La Figure 9 montre qu'en absence de clavage et de contrôle thermique du béton, les joints de dilatation restent ouverts sous le chargement hydrostatique de la retenue normale ; mais que, sous sollicitation sismique extrême vers l'aval (SMP), ils se referment plus ou moins uniformément. Ainsi, l'absence de clavage n'empêche pas le développement d'arcs actifs pour les sollicitations extrêmes vers l'aval (SMP).



Figure 9 - Ouverture du joint vertical rive gauche sous chargement hydrostatique (g.) et avec application du SMP vers l'aval (dr.)

La Figure 10 met en évidence l'action du séisme d'exploitation (SBE) vers l'amont sur l'ouverture des joints de dilatation, en situation normale de réservoir plein (à droite sur la figure) ou exceptionnel de réservoir vide (à gauche). En cas de clavage même « partiel » la poussée de l'eau « maintient le contact » des plots, mais ce n'est pas le cas sans clavage, où des ouvertures pluri-millimétriques apparaissent. Ainsi, lorsque le réservoir est vide, le clavage « parfait » limite fortement les ouvertures, qui sont plus conséquentes avec le clavage « partiel ».

A noter que les franges horizontales, sans réelle signification pour l'étude, correspondent à un programme de chargement simplifié avec mise en place de plots de 10 m d'épaisseur, séparés par des arrêts de bétonnage prolongés.



Figure 10 - Ouverture des joints verticaux rive gauche sous différentes conditions sismiques SBE vers l'amont

B2.04 – Justification des barrages poids-voûtes en BCR – deux cas d'application page 231

3.3.3. Contact barrage fondation

La Figure 11 montre la distribution des contraintes au contact barrage fondation sous la combinaisons de charges PP + RN + SBE vers l'aval et pour les trois hypothèses de clavage des joints, « Parfait » à gauche, « Partiel » à droite et sans clavage en bas, respectivement avec ou sans refroidissement préalable du béton.



Figure 11 - Contact barrage fondation sous PP + RN + SBE aval - Clavage "Parfait" (g.) - Clavage "Partiel" (dr.) – sans Clavage (b.)

Nota : les cercles représentent les contraintes normales et les flèches les contraintes tangentielles

Une zone à l'amont du contact apparaît en traction (cercles rouge) : d'extension limitée elle affecte peu les voiles d'injection et drainage. Il est observé que l'effet du clavage « parfait » limite l'extension et l'intensité de la zone en traction, et favorise un transfert d'effort (effets d'arc) vers les rives avec des contraintes de compression plus marquées.

3.3.4. Ouverture du contact barrage fondation

L'examen des contraintes normales sur la surface de contact barrage/fondation permet d'évaluer le degré d'ouverture potentielle de cette zone. Le tableau 12 donne le pourcentage de surface comprimée à travers différentes sections de la fondation, pour les différentes situations introduites dans ce papier. Elle met en évidence l'effet significatif du clavage sur l'extension de la zone tendue en pied amont, ainsi que la redistribution des contraintes de compression vers les rives lorsqu'on relâche les tractions de pied amont.

		Base	Hauteur: 13	Hauteur: 26	Hauteur: 38	Hauteur: 50	Hauteur: 63
E Contraction of the second seco		horizontale	à 26 m - RG	à 38 m - RG	à 50 m - RG	à 63 m - RG	à 74 m - RG
*	PP + RN + SBEaval - Clavage Parfait	89%	63%	58%	61%	60%	78%
De 63 à 74m RG	PP + RN + SBEaval - Clavage Parfait -	05%	7.40/	750/	700/	6004	700/
	Ouverture	85%	/4%	/5%	/8%	68%	78%
De 50 à 63m RG De 38 à 50m RG	PP + RN + SBEaval - Clavage Partiel	82%	75%	65%	65%	58%	66%
	PP + RN + SBEaval - Clavage Partiel -	600/	7.40/	660/	740/	C00/	C09/
	Ouverture	68%	74%	00%	74%	00%	00%
De 26 à 38m RG		710/	E 70/	E /10/	E70/	60%	700/
De 13 à 26m RG	PP + RN + SMPaval - Clavage Parfait	/1/0	3770	5470	3770	0078	7870
	PP + RN + SMPaval - Clavage Parfait	649/	769/	779/	749/	699/	769/
	Ouverture	64%	76%	12%	7470	00%	76%
De 0 à 13m RG 🔀		609/	6.694	F.09/	C10/	C09/	600/
X	PP + RN + SMPaval - Clavage Partiel	09%	00%	59%	01%	00%	06%
	PP + RN + SMPaval - Pas de clavage	67%	68%	59%	60%	57%	66%

Figure 12 - Pourcentage surface comprimée du contact barrage fondation

3.4. Conclusion

L'étude présentée visait à évaluer le comportement dynamique de l'ouvrage dans une phase préliminaire de dimensionnement, en recourant à une méthode dynamique simplifiée, basée sur une analyse modale et réponse spectrale, permettant de modéliser l'interaction dynamique sol-structure et certains effets non linéaires significatifs, tels que l'ouverture des joints de dilatation verticaux et du contact béton-rocher. Malgré les limitations de la recomposition CQC, cette méthode s'avère pertinente dans le cas présent en raison de la prédominance marquée des modes principaux. Nettement plus simple et rapide à mettre en œuvre qu'une analyse dynamique temporelle, elle a permis de valider les principales dispositions du projet et d'orienter les études ultérieures.

En effet, elle montre que sous sollicitations sismiques, les niveaux de contraintes et d'ouverture potentielle des joints de dilatation et du contact de la fondation restent dans un domaine acceptable sous SBE, et que l'ouverture du contact béton rocher depuis le pied amont permet une redistribution favorable des contraintes sous SMP.

Le calcul met en évidence les effets bénéfiques du clavage et du contrôle thermique assurant un béton à température ambiante avant clavage sur le développement des effets d'arc, et corrélativement sur l'ouverture du contact de la fondation ainsi que des joints de dilatation.

CONCLUSION GENERALE

Les barrages poids-voûtes en BCR ont la particularité de présenter une stabilité poids suffisante pour certains chargements et de permettre la mobilisation d'un effet d'arc assurant la stabilité dans d'autres situations. Leur monolithisme parfait et permanent n'est donc pas requis, ni souhaitable dans la mesure où les moyens pour l'assurer sont onéreux et peuvent faire perdre l'intérêt pour ce type d'ouvrage. Les moyens conventionnels pour assurer le monolithisme parfait d'un barrage voûte consistent généralement en des injections de clavage de ses joints de dilatation, après stabilisation thermique du béton, obtenu le plus souvent par refroidissement actif après sa mise en place.

Diverses solutions techniques/constructives alternatives et moins contraignantes ont été explorées pour des barrages poids-voutes en BCR, tolérant un clavage « imparfait » et un certaine ouverture « rémanente » des joints après construction. Les deux études présentées dans ce papier visent à évaluer ces solutions et vérifier qu'elles permettent d'assurer la stabilité du barrage et son comportement acceptable dans les situations considérées : cycles d'exploitation normale dans le premier cas, situations normale et accidentelle sismique dans le second.

Dans le premier cas, un calcul thermo-dynamique a permis de qualifier le comportement thermique de l'ouvrage et d'évaluer l'évolution temporelle de l'ouverture des joints et du contact avec la fondation au cours des trente premières années. Les résultats obtenus, satisfaisants du point de vue de la stabilité, valident la conception de l'ouvrage et permettent d'optimiser les dispositions constructives à mettre en œuvre.

Dans le deuxième cas présenté, une méthode dynamique simplifiée a permis d'appréhender la réponse de l'ouvrage sous forte sollicitation sismique et d'estimer certains effets non linéaires déterminants, tels que l'ouverture des joints de dilatation et le décollement du contact avec la fondation. Cette méthode a permis une première estimation de l'incidence d'un clavage plus ou moins « imparfait » et d'orienter la conception de l'ouvrage pour une phase d'étude ultérieure.

REMERCIEMENTS

Les auteurs tiennent à remercier A. Yziquel (ARTELIA) pour sa participation active au développement et à la validation de la méthode de calcul, ainsi que l'ensemble du personnel d'EBML pour leur constante coopération au cours des études du barrage de Janneh.

Les auteurs souhaitent remercier C.Noret Duchene et C.Daux (TRACTEBEL) pour leur disponibilité et leur aide, qui ont contribué à la rédaction de cet article.

RÉFÉRENCES ET CITATIONS

- [1] Conrad M., Aufleger M., Husein Malkawi A. I. (2005). Investigations on the Modulus of Elasticity of young RCC. In: Proc. of the 4th Int. Symposium on Roller Compacted Concrete (RCC) Dams, Madrid, Spain, pp. 729-733
- [2] Roy M., Andrian. F., Mathieu G., Yziquel A. (2017). Thermo-mechanical Calculations of the Janneh Dam. 14th International Benchmark Workshop on Numerical Analysis of Dams, Stockholm, Sweden
- [3] Problème thermiques posés par la construction des barrages-réservoirs, A. Stucky, M. H. Derron, 1957 ;
- [4] Earthquake spectra and design, N. M. Newmark and W. J. Hall;
- [5] Response Spectra and Seismic Analysis for Concrete Hydraulic Structures, U. S Army Corps of Engineers, EM 1110-2-6050, 30 June 1999;
- [6] Time-History Dynamyc Analysis of Concrete Hydraulic Structures, U. S Army Corps of Engineers, EM 1110-2-6051, 12/22/2003;

APPORTS ET LIMITES DES CALCULS CYCLIQUES POUR L'ANALYSE DU COMPORTEMENT DES BARRAGES-VOUTES

Advantages and limits of cyclic calculations for the analysis of arch dams

Vincent MOUY, Xavier MOLIN, Patrice ANTHINIAC

Tractebel, 5 rue du 19 mars 1962 - 92622 Gennevilliers CEDEX vincent.mouy@tractebel.engie.com ; xavier.molin@tractebel.engie.com ; patrice.anthiniac@tractebel.engie.com

Mathieu ROY, Nicolas ULRICH, Frédéric ANDRIAN

ARTELIA, 6 rue de Lorraine 38130 Echirolles

mathieu.roy@arteliagroup.com; nicolas.ulrich@arteliagroup.com; frederic.andrian@arteliagroup.com

MOTS CLEFS

Calculs cycliques, barrages-voûtes, calculs non linéaires, interprétation de l'auscultation.

KEY WORDS

Cyclic calculations, arch dams, nonlinear calculations, monitoring analysis.

RÉSUMÉ

Avec l'augmentation significative des puissances de calculs, les calculs cycliques deviennent une approche séduisante d'analyse et de justification du comportement des barrages-voûtes. Cette nouvelle méthode permet d'analyser l'évolution éventuelle des comportements non-linéaires dans le temps et de gagner en confiance dans les résultats des modèles si certaines précautions de modélisation sont adoptées. Le présent article décrit quelques exemples où les calculs cycliques ont apporté une plus-value dans l'explication d'un comportement singulier ou dans la justification de la stabilité de barragesvoûtes. Les auteurs tentent par la même occasion de définir quelques situations-types pour lesquelles la prise en compte de l'histoire du chargement peut représenter un réel intérêt pour un barrage-voûte. Enfin, les limites de cette approche, mises en évidence par l'intermédiaire d'un cas d'étude, sont discutées.

ABSTRACT

The recent increase in computational power has allowed cyclic calculations to be considered as an effective method for the analysis and simulation of the behaviour of arch dams. This method allows studying the evolution of possible nonlinear behaviours through the years, and being more confident in the model's reliability, provided some modelling precautions are adopted. This paper describes some examples where cyclic calculations have allowed a better explanation of singular behaviours or a more adjusted justification of the stability of arch dams. The authors try inferring from these examples in which typical situations such calculations (e.g. taking into account the history of loading) are really worth for an arch dam. Eventually, some limits of this approach, highlighted through a case study, are discussed.

1. INTRODUCTION

Un barrage-voûte a par nature un comportement hyperstatique. En fonction de la variation des chargements thermiques et hydrostatiques qui se succèdent au cours de la vie de l'ouvrage, des fissures peuvent apparaître. Ces fissures permettent d'apporter au barrage la flexibilité dont il a besoin pour s'adapter aux différentes conditions de chargement auxquelles il est soumis et ne sont pas nécessairement dommageables au bon comportement de l'ouvrage. Les recommandations du CFBR pour la justification des barrages-voûtes [1] dressent d'ailleurs un bilan des fissures qui ont été observées sur les ouvrages, en indiquant celles qui traduisent un comportement normal des ouvrages, et celles potentiellement pathologiques qui nécessitent une surveillance et/ou une analyse particulière.

Ces fissures n'apparaissent pas nécessairement au premier remplissage, mais au fur et à mesure cycles de chargement été / hiver, remplissage et vidange du réservoir. En cas de comportement irréversible, elles peuvent également avoir un impact sur les chargements suivants.

Plusieurs stratégies de modélisation peuvent être mises en œuvre pour étudier le comportement de l'ouvrage.

Les fissures apparaissent dans les zones tendues et subissent une ouverture et fermeture selon les cycles de chargement saisonnier. Lorsqu'elles sont très rugueuses, avec des efforts de cisaillement faibles, aucun glissement n'est associé. Dans ce cas, un glissement d'origine cyclique n'est pas réaliste et le modèle représentera dès les premiers chargements le comportement à terme du barrage. Cependant, lorsque la rugosité est faible (reprise de bétonnage) ou que les efforts de cisaillement sont importants (passage en caractéristique mécanique résiduelle) des déplacements irréversibles peuvent apparaître (glissement). Un cycle de chargement peut générer un déplacement dans un sens plus important que dans l'autre. Dans ce cas, il est nécessaire de modéliser une succession de cycles de chargement pour vérifier si le système tend vers une stabilisation.

Le présent article discute des calculs dits cycliques [2] [4], qui modélisent la succession des cycles de chargements, et peuvent être une alternative innovante, voire nécessaire dans certains cas, notamment pour l'analyse de comportements non-linéaires. On appelle ici sous le nom générique de « calculs cycliques » aussi bien des simulations de plusieurs cycles annuels (depuis la construction de l'ouvrage ou sur une fenêtre de temps limitée), que des calculs sur des événements "théoriques", afin de simuler des cycles "chargement-déchargement" de type saisonnier (« été-hiver » par exemple) ou bien hydrostatique («vidange-remplissage » par exemple).

Cet article présente le retour d'expérience d'ARTELIA et de TRACTEBEL sur ces modèles cycliques.

Ces calculs requièrent une analyse préliminaire approfondie de l'ouvrage. Ils mettent généralement en jeu des mécanismes non-linéaires complexes, et le risque de dérive numérique ou l'utilisation de lois de comportement inappropriées est réel : plusieurs mécanismes physiques peuvent conduire et expliquer des déplacements irréversibles, et peuvent parfois se cumuler et interférer sur un même ouvrage : fluage du béton, gonflement du béton, fissuration progressive de l'ouvrage, adaptation de la fondation (cisaillement et adaptation locale). Certains ouvrages étant anciens, l'auscultation fine des déplacements (pendules / cocardes) n'est apparue que de manière progressive, si bien qu'il est rare d'avoir des séries d'auscultation qui couvrent l'ensemble de la vie de l'ouvrage (mise en eau comprise). La complexité de l'analyse et du calage des modèles s'en trouve alors accrue.

Les deux premières parties présentent des exemples concrets d'ouvrages pour lesquels des calculs cycliques ont été mis en œuvre pour compléter de l'auscultation, analyser et expliquer des phénomènes exceptionnels, et pour justifier la stabilité ou un confortement de barrage. Une dernière partie décrit les points d'attention et limites de ce type de modélisation.

2. APPORTS DES CALCULS CYCLIQUES POUR L'ANALYSE DE L'AUSCULTATION DANS DES SITUATIONS PARTICULIERES

2.1 Contexte – calage historique des données numériques ; problème des évènements singuliers

Dans les modélisations numériques traditionnelles, les caractéristiques mécaniques et thermiques des matériaux peuvent être déterminées de plusieurs façons :

- Dans le cas d'ouvrages en cours de conception, ces caractéristiques sont choisies sur la base d'essais réalisés sur site et/ou de façon empirique ;
- Dans le cas d'ouvrages pour lesquels des données d'auscultation existent, un calage peut être effectué sur la base des analyses HST des dernières années. Ce type de calage est souvent réalisé à l'aide de chargements monotones censés représenter des variations de hauteur d'eau et des variations de température. Il est alors supposé qu'il soit possible de découpler les déplacements dus à la variation du chargement hydrostatique de ceux dus aux variations de températures. Les modules d'élasticité sont ajustés sur la base des variations hydrostatiques, et l'effet saisonnier permet d'ajuster le coefficient de dilatation thermique des matériaux.

Ces méthodes donnent des résultats généralement satisfaisants.

Le comportement réel de l'ouvrage est néanmoins différent. Lors de l'élaboration des recommandations pour la vérification des barrages-voûtes, les conditions de réalisation de ce calage ont été discutées, avec des pratiques différentes d'un bureau d'étude à l'autre : faut-il caler le modèle sur un comportement élastique linéaire ? Faut-il prendre en compte toute la fissuration du béton ? Ces deux hypothèses encadrent vraisemblablement le comportement réel de l'ouvrage.

Les effets hydrostatique (H) et saisonnier (S) d'une analyse HST sont estimés grâce aux mesures généralement disponibles sur la dernière partie de vie de l'ouvrage, et ne couvrent pas l'intégralité de la vie de l'ouvrage. Lorsque le barrage a connu une dérive significative, il peut y avoir une différence entre les effets H et S lors des premières années après la mise en eau, et le comportement actuel.

Alternativement, un calage modélisant les différents cycles de chargement est possible. Les modèles HST ont pour avantage leur rapidité de mise en œuvre, et permettent de multiplier les calculs. Ils peuvent également apporter des réponses sur la pertinence d'appliquer ou non des lois de fissuration, en analysant par exemple la déformée de la console de clef pour un chargement hydrostatique. Les calculs cycliques s'affranchissent de l'hypothèse d'un découplage entre les effets H et S, et permettent de prendre en compte les dérives éventuelles entre le remplissage du barrage et la situation actuelle.

Quelques exemples de calculs pour lesquels les modèles cycliques apportent une contribution intéressante à la bonne compréhension du comportement de l'ouvrage sont présentés ci-dessous.

2.2 Barrage de Bious

Le barrage de Bious est un barrage-voûte d'environ 59 m de hauteur, dont l'épaisseur varie entre 1.5 m (crête) et 8.5 m (pied).

En décembre 2016, le barrage a été soumis à une vague de froid importante, alors même que le remplissage du réservoir venait de se terminer après une vidange de deux mois. A cette occasion, les pendules ont mis en évidence des déplacements de la voûte vers l'aval, dépassant les records historiques mesurés jusqu'à présent.

La retenue avait été abaissée de manière préventive afin de revenir dans la plage des déplacements historiques.

A posteriori, le modèle numérique justifiant la stabilité de l'ouvrage a été utilisé pour analyser cet évènement exceptionnel, en particulier pour vérifier si ces mesures traduisaient un déplacement irréversible de l'ouvrage.

Le modèle avait été calé sur la base d'une analyse HST sur les déplacements :

Des simulations numériques ont permis, sur la base de ces éléments :

- De déterminer les modules de déformation du béton du barrage et rocher, ainsi que d'un matériau de remplissage qui a été utilisé entre le parement aval du barrage et la fouille du chantier,
- D'ajuster le coefficient de dilatation du béton,
- De valider l'utilisation des lois non linéaires utilisées (béton, et contact entre le barrage et la fondation), en analysant la déformée de la console de clef.

Afin d'étudier le comportement du barrage en décembre 2016, les chargements historiques – température extérieure mesurée à l'usine, et variation du niveau de retenue – ont été intégrés au modèle. La figure de droite ci-dessous présente les résultats mesurés (en noir), et calculés (en rouge sans prise en compte de la température, et en vert avec prise en compte).



Figure 1 : (à gauche) comparaison de l'effet « H » entre les mesures d'auscultation et les résultats du modèle, (à droite) comparaison des déplacements mesurés par les pendules, et les résultats du modèle entre 2014 et 2016.

Le modèle avec prise en compte de la température permet de représenter remarquablement bien les déplacements mesurés. Notamment, il n'a pas été nécessaire de modifier les paramètres issus d'un simple calage HST pour obtenir une correspondance parfaite des courbes des séries historiques.

Le modèle sans prise en compte de la température (courbe rouge) est, lui, assez significativement différent des deux autres, ce qui montre bien la sensibilité de l'ouvrage aux effets thermiques.

Au final, le modèle n'a pas généré de déplacements irréversibles en décembre 2016. Les déplacements record s'expliquent par la conjonction d'une vague de froid, et d'un niveau de retenue particulière haut.

2.3 Cas du barrage de la Ville-Hatte

Le barrage de la ville-Hatte est un barrage à double voûtes d'environ 30 m de haut (15 m au-dessus du terrain naturel). La longueur de la crête de chaque voûte est d'environ 85 m. L'épaisseur est de 1,5 m en crête et 3 m en pied. Depuis sa construction, l'ouvrage a subi plusieurs événements significatifs : canicule de 2003, une crue en mars 2010 et une remontée rapide du niveau de la retenue en décembre 2011.

Suite à ces évènements, les désordres suivants ont pu être identifiés :

- Augmentation de la piézométrie en rive droite accompagnée d'un déplacement irréversible localisé suite à la canicule de 2003 ;
- Fissuration traversante (entre le parement extérieur et la galerie de drainage centrale) peu ouverte et peu étendue en partie droite de la culée centrale observée depuis 2011.

En parallèle de cette fissuration de la culée centrale, un effondrement de la paroi de deux drains de la même culée a par la suite été constaté.

Il est précisé que la géologie du site, aux frontières de deux formations, est particulièrement complexe. Elle inclut une faille identifiée sous cette culée qui a fait l'objet d'un traitement lors de la construction du barrage mais dont une partie du remplissage argileux a été retrouvée par la dernière reconnaissance complémentaire. Les calculs effectués incluent donc une étude de sensibilité sur la qualité géotechnique du rocher sous cette culée.

Les calculs cycliques ont ici été effectués pour simuler uniquement les évènements jugés significatifs subis par l'ouvrage depuis sa construction jusqu'à une période contemporaine, ils prennent ainsi la forme d'une succession de situations historiques : construction, mise en eau, mi-saison, canicule de 2003, mi-saison, hiver, crue etc. Ces calculs ont permis de trouver des pistes d'explication pour les comportements singuliers observés. Dans ce sens, la fissuration observée en 2011 est probablement une conséquence de la canicule de 2003 et de l'hiver qui y a succédé. Les températures faibles de l'air en décembre 2010 coïncidant avec une cote de plan d'eau proche du minimum historique ont potentiellement amplifié cette fissuration pour la rendre visible. En effet, les calculs montrent que la durée importante des fortes températures combinée à la poussée de la voûte ont été de nature à générer un faible déplacement de la culée (<1 mm) vers l'aval. De par l'encastrement significatif de la voûte dans le rocher (~ 8 m), le retrait thermique associé à un hiver suivant la canicule a été empêché et a potentiellement pu déclencher une fissuration se traduisant par une part irréversible de l'ordre de 0.3 mm calculée.



Figure 2 – Déplacements de cisaillement (mm) sous la culée centrale (vue en plan)

Une analyse traditionnelle appliquant un chargement monotone (chargement unique) n'aurait pas permis de retrouver la fissuration. En effet, la simulation de la canicule génère uniquement un glissement et la simulation d'un hiver considéré de manière indépendante n'entraine aucun comportement irréversible. La bonne simulation de l'état mécanique du barrage a donc nécessité le calcul successif de la canicule et de l'hiver normal qui lui a succédé.

2.4 Cas du barrage de Marèges

Le barrage de Marèges est un barrage-voûte à double courbure de 82 mètres de haut par rapport au terrain naturel construit en 1935. Depuis le début des années 80, le suivi de l'auscultation du barrage indique un mouvement irréversible du barrage, se traduisant par un déport de la crête vers l'amont et une surrection de la partie haute de l'ouvrage. Ce comportement est potentiellement attribué à un gonflement du béton lié à un phénomène d'alcali-réaction.

Ce gonflement induit une augmentation continue de la poussée de la voûte sur la culée de rive droite. Une étude de stabilité a donc été réalisée pour estimer le risque d'instabilité que cela peut engendrer.

Dans un contexte non-linéaire (fissuration au contact béton / rocher et dans les joints de clavage), l'ordre dans lequel les chargements sont appliqués est essentiel. Une méthodologie de calculs cycliques a donc été mise en œuvre par ARTELIA afin de simuler simultanément l'évolution périodique annuelle de la température du milieu extérieur et le gonflement du béton. Ce dernier a été modélisé par la loi de Charlwood, qui fait dépendre la vitesse de gonflement de la pression de confinement. Cette loi nécessite le calage de deux paramètres (vitesse de gonflement à contrainte nulle et contrainte limite de gonflement). Dans la pratique, la contrainte limite de gonflement est déterminée par tâtonnements sur la base d'un ordre de grandeur connu de manière semi-empirique.

La simulation cyclique des trois dernières vidanges décennales a permis de fiabiliser le modèle numérique. La méthodologie utilisée a consisté à appliquer successivement les chargements correspondants à une vidange, un remplissage puis un gonflement jusqu'à la date de la vidange suivante. L'évolution irréversible mesurée sur site est fidèlement reproduite, ce qui valide la représentativité des paramètres choisis au-delà de la pratique courante (figure suivante).



Figure 3 - Simulation des vidanges décennales du barrage de Marèges

2.5 Synthèse

Dans les exemples présentés précédemment, les calculs cycliques apportent une réelle plus-value par rapport à des analyses plus simples :

- Dans le premier cas, ils permettent une prise en compte précise de l'état thermique du barrage, dans un contexte d'évolution rapide des températures et des niveaux d'eau, ne pouvant pas être appréhendés précisément par les modèles HST, en raison de l'inertie thermique des structures, qui vient différer partiellement les effets thermiques tout en créant des gradients dans l'épaisseur de l'ouvrage, ainsi qu'en raison des effets thermiques liés aux variations de niveau du réservoir (température de l'eau vs température de l'air);
- Dans le deuxième cas, le phénomène suspecté d'avoir généré un désordre est la succession de deux cas de charge dont la simulation indépendante et monotone entraine un état de contraintes très différent ;
- Dans le troisième cas, la loi de comportement du matériau du barrage fait intervenir simultanément et de manière non linéaire, le facteur temps et l'état de contrainte dans le barrage. Les calculs cycliques permettent alors de cibler les jeux de paramètres permettant de reproduire le comportement du barrage.

Il est à noter (cf. par exemple barrage de Bious) que le fait de réaliser un modèle cyclique n'exclut pas un calage des paramètres par des analyses de type HST, qui peuvent donc donner d'excellents résultats dans certains cas, tout en étant plus simples à manipuler que des calages de paramètres réalisés directement sur un calcul cyclique.

On peut tenter de définir les deux situations dans lesquelles les calculs cycliques permettent de modéliser des phénomènes qui ne peuvent pas être appréhendés par les méthodes habituelles (de type analyse HST/HSTT) :

- Soit des évènements singuliers qui sortent du cadre de l'historique d'auscultation, et pour lesquels des effets complexes (inertie thermique, variation des températures en fonction du niveau d'eau...) ne permettent pas de découplage simple entre les différentes sollicitations,
- Soit des phénomènes mécaniques autres que le fluage, le retrait, et le gonflement, associés à des dérives saisonnières dont l'évolution n'est pas linéaire, et dépend significativement de plusieurs types de sollicitations. C'est ici le cas pour un barrage dont les comportements non-linéaires sont importants à la fois en été et en hiver mais pour lesquels les régions concernées par les non-linéarités sont différentes entre l'été et l'hiver.

3. APPORTS DES CALCULS CYCLIQUES EN PHASE DE CONCEPTION ET DE DEFINITION DE DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES

3.1 Cas du barrage de Galens : optimisation d'un confortement sur la base de données historiques

3.1.1 Calage des données historiques

Cette méthode de calage a été appliquée dans le cadre de l'étude de stabilité et de confortement du barrage des Galens [4]. Il s'agit d'un barrage-voûte d'environ 23 m de haut et de 94 m de longueur. Ce ratio L/H de 4 le classe parmi les barrages voûtes implantés en vallée large. L'épaisseur maximale au niveau du terrain naturel est de 3 m.

Le barrage présente une fissure traversante au contact avec la fondation. Cette fissuration s'accompagne très probablement d'un glissement des consoles centrales vers l'aval. En raison d'une auscultation relativement récente, ce glissement n'a pas été mesuré directement puisqu'il se serait produit au cours des premières années après la première mise en eau. Des analyses HST existent seulement sur la dernière décennie. En revanche, une observation visuelle du parement aval met en évidence une fissuration diffuse et débitante.

Les calculs monotones montrent que le glissement le long du plan de fissuration qui se développe dans le béton ne peut être empêché que par la prise en compte de paramètres de résistance bien trop élevés (2 MPa de cohésion) pour une fissure traversante. Les difficultés de calage associées à une méthode traditionnelle ont alors conduit les auteurs à développer une nouvelle méthode de calage tenant compte de l'histoire des cycles thermiques subis par le barrage depuis sa construction. Cette méthode de calage amène alors à modéliser une cinquantaine de cycles été-hiver réguliers.

La figure ci-dessous représente l'organigramme de calcul mis en œuvre pour le calage du modèle numérique.



Figure 4 - Organigramme de calcul pour un calage utilisant des calculs cycliques

Dans ce calcul, le béton et le rocher suivent une loi élastique linéaire. Les non-linéarités sont modélisées au droit des joints verticaux de clavage (équipés de boîte de cisaillement) et de la fissure de pied suivant une loi de frottement de Coulomb avec une valeur initiale de cohésion et de résistance à la traction. Une succession de glissements vers l'aval en pied des consoles centrales en hiver est mise en évidence par le calcul. Ce glissement, significatif au début et s'atténuant par la suite, génère une évolution dans les écarts saisonniers calculés tels qu'illustrée sur la figure suivante. Le calage a ensuite été effectué en comparant la valeur finale calculée avec les données issues de l'analyse HST. Un choix volontairement pessimiste des paramètres de résistance (et de leurs évolutions) dans la fissure de pied exagère potentiellement le glissement par rapport à la réalité. En revanche, cette approche permet de vérifier la résistance du barrage dans des conditions moins favorables que celles du site.



Figure 5 - Evolution calculée des respirations saisonnières en crête et en pied d'ouvrage

3.1.2 Optimisation d'un confortement

Dans le cas du barrage des Galens, la mise en œuvre de calculs cycliques a également permis de comparer l'efficacité à court et à long terme de plusieurs solutions de confortement (épaississement des consoles en rive, butée de pied à l'aval, tirants actifs). Les critères retenus pour cette analyse étaient, entre autres, leur capacité à réduire les déplacements irréversibles, et leur capacité à améliorer les marges de sécurité dans le cas d'un hiver centennal.

L'utilisation des calculs cycliques dans cette étude présente plusieurs intérêts :

- La prise en compte des cycles saisonniers subis par l'ouvrage depuis sa construction a permis de reproduire le comportement irréversible de la voûte dû à son adaptation. La situation initiale de l'étude de confortement est alors une situation contemporaine qui inclut déjà cette adaptation. Une approche utilisant un chargement monotone pour dimensionner le confortement aurait abouti à un surdimensionnement. En effet, le modèle aurait mis en évidence instantanément une partie de l'adaptation de la voûte qui a eu lieu en réalité de manière progressive pendant ses premières années.
- Les calculs cycliques permettent également d'évaluer l'efficacité à long terme du confortement, notamment en étudiant l'influence de celui-ci sur le résidu de dérive de la crête vers l'aval pour les dix années suivant le confortement. Ici, un dimensionnement sécuritaire a été adopté, interdisant toute adaptation significative attribuée à un glissement du barrage en situation confortée.

Une analyse multicritère montre que la solution par épaississement des consoles de rives est la plus appropriée au cas du barrage. Cette solution permet d'adopter une augmentation de l'épaisseur d'arc en fonction de l'abscisse curviligne de manière analogue à ce qui aurait été adopté dans le cas d'une voûte moderne. Par ailleurs, cette solution est la seule parmi les variantes étudiées qui apporte une isolation thermique aux consoles confortées, diminuant les respirations saisonnières de l'ordre de 20%.



Figure 6 : Evolution du déplacement calculé en pied (orange) et en crête (bleu) de la console de clé du barrage de Galens

3.2 Cas du barrage de Janneh : Optimisation des dispositions constructives

Le barrage de Janneh est un barrage poids-voûte en BCR d'environ 150 mètres de hauteur sur fondation actuellement en cours de construction au Liban. La stabilité de ce barrage repose en grande partie sur l'effet d'arc pour l'ensemble des situations de projet. Le monolithisme doit donc être assuré dès la première mise en eau. Or, la dissipation de la chaleur d'hydratation du ciment après coulage du BCR peut conduire à des contraintes de traction d'origine thermique significatives, pouvant générer des fissures de nature à remettre en cause le monolithisme du barrage, et donc sa stabilité.

Par ailleurs, le schéma d'exploitation de l'ouvrage est tel que le marnage annuel prévu est de l'ordre de 80 mètres, lié à sa fonction d'approvisionnement en eau potable. Ce comportement périodique particulier associé à la problématique de dissipation de la chaleur d'hydratation justifie de réaliser un calcul thermo-mécanique temporel depuis le début de la construction jusqu'à la fin de la période de refroidissement du barrage. Un modèle numérique 3D a donc été élaboré afin d'étudier les éventuels mouvements irréversibles au cours des cycles d'exploitation et à mesure que la masse du barrage refroidit.

Le modèle fait varier de nombreux paramètres simultanément : hauteur du barrage suivant l'avancement de la construction, niveau d'eau dans la retenue, température du milieu ambiant, chaleur d'hydratation du ciment, module d'Young du béton. Les évolutions temporelles de ces paramètres sont données par des mesures spécifiques (températures, caractéristiques du béton) ou accordées au programme prévisionnel de construction. La cote de retenue est supposée suivre un cycle annuel de vidange/remplissage régulier d'une année sur l'autre. La période simulée s'étend du début de la construction jusqu'à la trentième année après le premier remplissage. Le pas de temps des calculs cycliques est de 10 jours. Des études de sensibilité sur certains paramètres (température de placement, chaleur d'hydratation du béton) ainsi que sur la raideur et la résistance des matériaux ont été effectuées afin de vérifier la robustesse du modèle (pas d'accumulation d'erreurs numériques au fil des cycles) et celle de la conception du barrage.

Les résultats des calculs cycliques montrent l'apparition de mouvements irréversibles dus au refroidissement progressif de l'ouvrage. En revanche, le modèle ne met en évidence aucune accumulation de déplacements irréversibles dus aux cycles annuels de marnage. D'une manière générale, la sécurité de l'ouvrage est très satisfaisante.

Les résultats ont par ailleurs permis de quantifier précisément les tractions et ouvertures des joints en fonction du temps, permettant de définir les dispositions constructives pertinentes à mettre en œuvre :

- Le nombre, la position et le traitement des joints de dilatation verticaux sont optimisés. Dans la conception actuelle, cinq joints seulement seront coffrés et munis de boites de cisaillement. Un dispositif d'injection sera provisionné, mais ne sera vraisemblablement utilisé qu'après un refroidissement suffisant du barrage, c'est-à-dire après une vingtaine d'années.
- La position des galeries de drainage dans le corps de l'ouvrage et celle du voile d'injection sont déportés vers l'aval en rive afin d'éviter la zone d'ouverture du contact béton / rocher en partie amont.

4. LIMITES DES CALCULS CYCLIQUES – MISE EN EVIDENCE PAR UN CAS D'ETUDE

4.1 Contexte

Les calculs cycliques étant associés à des comportements non-linéaires importants, toutes les recommandations de prudence associées aux calculs non-linéaires s'appliquent. Les retours d'expériences de ces calculs soulignent que, les paramètres entrant en jeu étant plus nombreux, les sources d'erreurs potentielles sont plus nombreuses et la détermination de l'ensemble des paramètres du calcul devient plus complexe et coûteuse en temps de calcul. Des erreurs d'origine numérique peuvent également intervenir. L'analyse critique des résultats, avec éventuellement une étude de sensibilité, devient particulièrement crucial. Les principales questions qui sont soulevées concernent :

- L'ordre d'application des chargements ;
- Le choix des lois de comportement et d'interface utilisées ;
- Le paramétrage des choix de calculs ;
- La convergence des calculs.

Afin d'illustrer certaines difficultés pouvant être posées par les calculs cycliques, les résultats issus du thème A du benchmark 2017 du CIGB sont présentés ([5] et [6]).

4.2 Présentation du cas d'étude (Benchmark CIGB 2017)

L'ouvrage étudié est un barrage-voûte mince en vallée large, d'environ 40m de hauteur, et soumis à des cycles thermiques importants induisant une forte fissuration du barrage. L'auscultation a montré que cette fissuration s'est développée progressivement (cf. figures suivantes).



Figure 7 : Déplacement mesuré de la console de clé (à gauche) et de la crête (à droite)



Figure 8 : Cartographie de la fissuration observée

B2.05 - Apports et limites des calculs cycliques pour l'analyse du comportement des barrages-voûtes page 242

L'objectif de l'étude était de modéliser cette fissuration afin de :

- Vérifier que la cartographie de fissuration obtenue par le calcul correspond à ce qui a été observé,
- Vérifier si les déplacements obtenus correspondent aux déplacements mesurés, et notamment si les allures des déformées sont similaires,
- Etudier les contraintes dans le barrage après redistribution des efforts.

Il était demandé de modéliser un cycle unique de chargement correspondant aux températures les plus extrêmes subies par l'ouvrage au cours de sa durée de vie, et de déterminer des cartographies de fissuration et les déformées de l'ouvrage.

Les calculs réalisés par les nombreux participants ont dans leur majorité permis de retrouver une cartographie de fissuration représentative d'un point de vue qualitatif de ce qui est observé, et des allures et amplitudes de déformées voisines des déplacements mesurés sur l'ouvrage au bout de 50 ans environ, alors que le calcul ne se reposait que sur la simulation de deux saisons successives, représentant les températures les plus extrêmes subies par le barrage sur son historique de chargement.

Les formulateurs du sujet ont discuté de la progressivité de la fissuration observée, avec deux explications avancées : un ouvrage ferraillé et la ductilité des aciers qui pourrait réduire la vitesse d'ouverture des fissures chaque saison, et des chargements non identiques d'une saison à l'autre, avec des fissures plus importantes qui apparaissent lors des épisodes exceptionnels de froid / chaud.

4.3 Etudes de sensibilité réalisées

Ce barrage étant soumis à une fissuration relativement intense, son comportement global est fortement non linéaire (impacté par l'état de fissuration), si bien qu'il s'agit d'un candidat parfait pour mettre en évidence qu'un même état thermique peut aboutir à des états mécaniques différents en fonction de l'historique de chargement.

Afin de mettre en évidence ce phénomène, plusieurs études de sensibilité ont été réalisées : l'ordre d'application des chargements, le pas de temps de calcul, les paramètres des matériaux non-linéaires utilisés, et paramètres de calculs.

Le cas de référence est un cas de chargement pseudo-cyclique (application successive de 4 chargements : hiver froid, été chaud, hiver froid, été chaud) ; chaque chargement thermique est appliqué avec 5 étapes de calculs mécaniques, puis relaxé en une seule étape. La loi d'ouverture de fissure est une loi fragile, avec orientation fixe, et perte totale de résistance au cisaillement. Le critère de convergence est de 1% sur la force ou le déplacement.

Les discussions sur l'effet des études de sensibilité portent sur l'amplitude des déplacements maximaux observés au niveau de la console de clé (en été comme en hiver) ; en effet, sauf dans le cas d'application brutale des chargements thermiques, il n'y a, sur l'ensemble des résultats présentés, aucune différence manifeste entre les cartographies de fissuration obtenues (aspect strictement similaire).

On pourra se référer à [6] pour les résultats détaillés.

4.3.1 Sensibilité par rapport à l'historique de chargement

3 modèles extrêmes ont été calculés, pour 3 historiques de chargements différents, avec dans tous les cas un remplissage initial du réservoir à la température d'équilibre : situation de référence (pseudo-cyclique avec 1^{er} cas de charge thermique de type « hiver froid », suivi d'un été chaud, et d'une seconde saison identique), calcul similaire, mais avec situation initiale de type « été chaud », suivi d'un hiver froid et d'une seconde saison identique, et calcul cyclique avec application préalable de deux saisons avec des températures plus modérées (50 % de la variation thermique d'une saison rude), suivi d'un calcul identique au calcul de référence. Ce dernier calcul permet de représenter un historique de chargement plus réaliste, et de mettre en évidence l'éventuel intérêt d'un calcul avec des données historiques de température (cas nommé « preliminary moderate load »). L'illustration ci-dessous présente en pointillés les déplacements obtenus lors du premier chargement extrême, et en traits pleins pour le second, la couleur indiquant le cas considéré.



Figure 9 : Déplacement de la console de clé (à gauche) et de la crête (à droite) calculés pour plusieurs cycles saisonniers

Il est constaté qu'il y a, sur la seconde saison de chargement, quasiment pas de différences (largement inférieures) 1 mm) entre le cas où le chargement initial est un chargement été extrême, et celui où le chargement est progressif, mais que dans le cas où le barrage subit initialement un hiver rude, cela conduit à des **déplacements maximaux supérieurs d'environ 3 à 4 mm** vers l'aval par rapport aux autres modèles, ce qui représente une augmentation du déplacement de 24 % en été, et environ 6 % en hiver.

4.3.2 Sensibilité par rapport aux pas de temps de chargement

Pour un même historique de chargement, un modèle a été réalisé en appliquant brutalement les cas de chargements thermiques (au lieu des 5 étapes de calcul dans le modèle de référence). Ce dernier modèle présente une cartographie de fissuration diffuse, et une moindre inflexion de la console de clef, ne correspondant pas aux observations réalisées sur l'ouvrage. L'écart en termes de déplacement, par rapport au modèle de référence, est de **6.3mm (été) et 7.6 mm (hiver)**. Pour un même historique de chargement thermique, les différences des résultats sont donc le double de ce que l'on peut obtenir pour des historiques de chargement radicalement différents.



Figure 10 : Cartographies de fissuration calculées pour une application brutale du chargement (à gauche) et le cas de référence de pas de calculs (à droite)

En diminuant le pas de temps de calcul, les contraintes de traction apparaissent progressivement sur quelques éléments, et sont annulées à chaque étape avant d'affecter les éléments adjacents. Par conséquent, les fissures apparaissent plus localisées, mais avec des ouvertures plus importantes.

L'application du chargement avec un pas de temps de calcul élevé donne un résultat qui est très différent de la cartographie de la fissuration réellement observée sur le barrage. Il est donc nécessaire, dans ces domaines, d'appliquer les chargements de manière progressive, si l'objectif recherché est d'obtenir une cartographie réaliste des fissures.

4.3.3 Sensibilité par rapport aux paramètres mécaniques des lois de fissuration

Afin de tester la robustesse du modèle, plusieurs paramètres mécaniques ont été modifiés un par un – tous les autres paramètres restant inchangés : lois d'ouverture des fissures avec orientation fixe ou variable, maintien ou non d'une résistance résiduelle au cisaillement dans le joint, rupture fragile ou avec énergie de fracturation.

On présente ci-dessous les écarts en termes de déplacements maximaux calculés sur la console de clé pour des états thermiques similaires, et tous autres éléments identiques par ailleurs :

- En introduisant une énergie de fracturation (au lieu d'une rupture fragile) : jusqu'à : 15.5 mm (hiver) et 3.5 mm (été), soit de l'ordre de 5 fois plus que les différences en fonction de l'historique de chargement,
- En modifiant la loi d'ouverture de fissure (tout en conservant une rupture fragile) : jusqu'à : 10 mm (hiver) et 11 mm (été), soit de l'ordre de 3 à 4 fois plus que les différences en fonction de l'historique de chargement,

Ces paramètres ne sont pas mesurables, et les valeurs fournies par la bibliographie sont des fourchettes assez larges.

4.3.4 Sensibilité par rapport aux paramètres numériques du modèle

De la même manière que précédemment, la robustesse du modèle vis-à-vis de questions numériques a été testée, vis-àvis de plusieurs modifications des paramètres : Taille du maillage, type de maillage (hexaédrique ou tétraédrique), type d'algorithme et critère de convergence.

- maillage hexaédrique au lieu de tétraédrique de mêmes dimensions : 4 mm (hiver) / 5 mm (été), soit un peu plus que les différences en fonction de l'historique de chargement
- taille du maillage augmentée (taille d'éléments x2) : pas de changement significatif,
- Type d'algorithme : pas de changement significatif (pour les algorithmes qui convergent),
- Critère de convergence à 0.2% au lieu de 1% : 8.5 mm (hiver) et 2.5 mm (été), soit également un peu plus que les différences obtenues en fonction de l'historique de chargement. Ces valeurs, étonnamment importantes, résultent des difficultés de convergences des algorithmes pour des calculs aussi fortement non linéaires.

4.4 Synthèse

Les résultats du benchmark soulignent que, indépendamment du choix du mécanisme physique expliquant la dérive et l'apparition progressive des fissures, plusieurs difficultés (intrinsèquement liés à la nature fortement non-linéaires des phénomènes modélisés) apparaissent avec ce type de calculs :

- La question du choix de modélisation du phénomène, qui, même si celui-ci est bien identifié, fait appel à de nombreux paramètres qui ne sont pas mesurables (comportement en traction et ou cisaillement après rupture dans le cas présent), qui ont une influence majeure sur les résultats finaux,
- La sensibilité à des paramètres purement numériques de modélisation qui font appel à l'expérience et au bon sens du modélisateur (forme ou orientation du maillage, critère de convergence, ...).

Ces deux difficultés entrainent des incertitudes liées à la modélisation, qui nécessitent une prudence particulière dans la présentation et l'interprétation des résultats, en particulier pour les phases de calage des paramètres. En effet, le choix des paramètres physiques et numériques du modèle peut avoir un impact quantitatif sur les résultats plus important que l'historique de chargement, sur lequel se concentre pourtant intuitivement la majeure partie de l'attention du modélisateur.

Concernant ce dernier point, il apparait que, dans ce cas, l'historique de chargement n'a pas d'influence, pour peu que le chargement le plus défavorable ne soit pas appliqué immédiatement sur un ouvrage non fissuré.

5. CONCLUSION

Les mécanismes physiques qui entrent en jeu dans le comportement d'un barrage-voûte sont multiples et peuvent s'avérer complexes.

L'enjeu principal de la modélisation d'un barrage voûte est habituellement la détermination et la justification des mécanismes qui participent au comportement de l'ouvrage : fluage, gonflement, fissuration, déplacements irréversibles, etc. Cette détermination est souvent d'autant plus difficile à faire avec certitude que :

- L'auscultation des premières années de vie de l'ouvrage (quand l'essentiel du comportement irréversible s'est produit) est souvent inexistante,
- Comme cela a été mis en évidence dans les ateliers de calculs organisés par la CIGB, des modèles reposant sur des hypothèses différentes peuvent reproduire de manière qualitative les mesures d'auscultation, mais peuvent conduire à des états de contrainte significativement différents ([7] et [8]).

Historiquement, la puissance de calcul étant limitée, les ingénieurs ont développé des méthodes simplifiées pour analyser le comportement des barrages-voûtes. Ces pratiques ont montré leur efficacité et demeurent la référence dans la justification des ouvrages : le choix de paramètres adaptés permet en effet généralement de modéliser en une seule étape de calcul le comportement à terme de la structure (par exemple lorsque les fissures travaillent essentiellement en ouverture).

La puissance des calculs ayant été décuplée ces dernières années, il est toutefois désormais possible de réaliser des calculs qui reproduisent plusieurs cycles saisonniers de la vie d'un barrage.

Comparativement aux méthodes de calcul historiques, ces calculs cycliques présentent un réel intérêt dans le cas de la prise en compte de certains phénomènes complexes, notamment lorsque ces phénomènes comportent soit une forte influence d'effets thermiques difficiles à modéliser simplement (inertie thermique, ...), soit la présence d'importantes non linéarités. Les exemples décrits dans le présent article illustrent ainsi des situations où les calculs cycliques ont eu une vraie plus-value, telles que :

- le support à l'auscultation et l'analyse de situation particulière ;
- la modélisation d'une situation de projet dont le comportement dépend de l'historique du chargement ;
- des adaptations de la voûte en cisaillement, où des déplacements irréversibles sont pressentis. Il est alors démontré l'intérêt d'analyser l'impact de ces déplacements irréversibles sur les chargements suivants (été ou hiver).

REMERCIEMENTS

Les auteurs remercient pour leur participation dans les projets décrits dans cet article :

- Pierre Agresti et Alain Yziquel (ARTELIA) ;
- Claire Jouy (TRACTEBEL).

RÉFÉRENCES ET CITATIONS

- [1] CFBR, 2018, Recommandations pour la justification du comportement des barrages-voûtes Document provisoire
- [2] Andrian. F. et al., 2018, Safety of Existing Arch-Dams, Partie III Chargements Cycliques, XXVI CIGB, Q101-R41, Vienne.
- [3] Roy M. et al., 2017, Thermo-Mechanical Calculations of the Janneh Dam 14th International Benchmark Workshop on Numerical Analysis of Dams, ICOLD-CIGB, September 6-8, 2017.
- [4] Andrian. F. et al., Les calculs cycliques pour accompagner le suivi et la maintenance (?) des barrages-voûtes, Méthodes et techniques innovantes dans la maintenance et la réhabilitation des barrages et des digues, Colloque du CFBR 2018, 27-28 novembre 2018, Chambéry.
- [5] R. Malm et al., 2017, "Description and synthesis of theme A Thermal cracking of a concrete arch dam", 14th ICOLD Benchmark Workshop on numerical analysis of dams.
- [6] V. Mouy et al., 2017, "Behaviour of a thin arch dam under thermal load, with brittle behaviour", 14th ICOLD Benchmark Workshop on numerical analysis of dams, Stockholm 2017
- [7] "Theme A : effect of concrete swelling on the equilibrium and displacements of an arch dam", 11th ICOLD benchmark workshop on numerical analysis of dams, Valencia, 2011
- [8] "Theme B : "Analysis of a concrete faced rockfill dam including concrete face loading and deformation", 10th ICOLD benchmark workshop on numerical analysis of dams, Paris, 2009
- [9] Bulletin 155, Du bon usage des modèles numériques dans l'ingénierie des barrages, CIGB

BARRAGE DE KARIBA : UNE FOSSE D'EROSION UNIQUE, NECESSITANT UNE APPROCHE REMARQUABLE POUR EN APPREHENDER LE COMPORTEMENT

Kariba dam: a unique plunge pool, requiring an outstanding approach to apprehend its behavior

Yanis OUKID, Christine NORET, Xavier MOLIN Tractebel Engineering France ; 5, rue du 19 mars 1962 92622 Gennevilliers - FRANCE

yanis.oukid@tractebel.engie.com ; christine.noret@tractebel.engie.com ; xavier.molin@tractebel.engie.com

MOTS CLEFS

Kariba, barrage voûte, modélisation aux éléments finis, modèle hydromécanique, fosse d'érosion, évaluation de stabilité.

KEY WORDS

Kariba, arch dam, finite elements model, hydromechanical modelling, plunge pool, stability assessment.

RÉSUMÉ

Après la mise en service en 1960 du barrage de Kariba sur le Zambèze, une série de crues importantes forment rapidement une fosse d'érosion à l'aval immédiat du barrage, atteignant 80 m de profondeur aujourd'hui.

Les études ont montré que le risque d'érosion régressive ne pouvait être écarté en cas de crue extrême. Le projet de redimensionnement de la fosse doit permettre l'évacuation d'une telle crue, sans risque d'érosion régressive significative pour l'ouvrage. Ces travaux, d'une ampleur considérable, consisteront en une vidange de la fosse d'érosion, la modification de sa géométrie pour en augmenter le volume, avant sa remise en eau.

La question de l'impact de ces travaux sur le comportement du barrage s'est posée, avec deux sujets majeurs : la stabilité de l'ensemble barrage-fondation soumis à un chargement exceptionnel lors de la vidange de la fosse, et la stabilité des parois de la fosse d'érosion. Les pressions d'eau dans la fondation et les gradients hydrauliques associés seront modifiés significativement tout au long des travaux, entraînant la réorganisation des équilibres de forces et des déformations du massif.

Un modèle couplé hydraulique-mécanique, représentant le barrage, ses voiles d'étanchéité et de drainage, ainsi que la fondation a été mis en œuvre. Celui-ci a permis de réaliser les calculs en contraintes effectives afin de prendre en compte l'impact des variations de pression dans le massif au cours des travaux. L'historique des chargements du barrage a été reconstitué par un calcul temporel, et a permis d'évaluer la réponse de l'ouvrage à ces chargements extrêmes, qui n'avaient naturellement pas été envisagés lors de la justification de l'ouvrage.

L'analyse de la stabilité de la fosse d'érosion a été réalisée en s'appuyant directement sur les résultats du modèle numérique. Les mécanismes de rupture identifiés sont des ruptures de coins rocheux, délimités par les principales discontinuités relevées sur site ou le long de ces discontinuités. Des post-traitements spécifiques ont été développés pour intégrer les champs de contraintes effectives calculés par le modèle et évaluer ainsi l'équilibre des efforts s'exerçant sur les différentes surfaces. Ces post-traitements ont ainsi permis d'estimer les réserves de stabilité des coins rocheux pour chaque étape des travaux, et de vérifier le bon comportement de la faille et autres discontinuités.

L'étude a montré que le barrage, bien que soumis à une situation exceptionnelle et inhabituelle, subira des déformations n'excédant pas celles issues des chargements historiques de l'ouvrage.

ABSTRACT

After the Kariba Dam was commissioned in 1960, a series of major floods of the Zambezi river rapidly formed a plunge pool immediately downstream of the dam, reaching 80 m depth today.

Studies have shown that the risk of regressive erosion can not be ruled out in the event of extreme flooding. The reshaping project of the plunge pool should allow the evacuation of such a flood, without significant risk of regressive erosion for the structure. This work, of considerable magnitude, will consist of emptying the erosion pool, modifying its geometry to increase its volume, before its reimpounding. The question of the impact of this work on the dam behavior arose, with two major topics: the stability of the dam-foundation complex subjected to an exceptional loading during the emptying of the pool, and the stability of the plunge pool faces. The water pressure in the foundation and the associated hydraulic gradients will change significantly throughout the work, resulting in the reorganization of the balance of forces and the deformations of the rock mass.

A coupled hydraulic-mechanical model, representing the dam, its grouting and drainage curtains, as well as the foundation was implemented. This made it possible to perform the calculations in effective stresses in order to take into account the impact of the pressure variations in the rock mass during the works. The history of the dam loads was simulated by temporal calculation, and allowed the response of the structure to these extreme loads to be assessed, which had obviously not been considered when justifying the dam.

The plunge pool stability analysis was performed based directly on the results of the numerical model. Identified failure mechanisms are rock wedges failures, delimited by major discontinuities found on site, or along these discontinuities. Specific post-treatments have been developed to integrate the effective stress fields calculated by the model and thus assess the balance of forces exerted on the different surfaces. These post-treatments made it possible to estimate the stability reserves of the rock wedges at each stage of the works, and to check the good behavior of the fault and other discontinuities.

The study showed that the dam, although subjected to an extreme situation, will not undergo deformations exceeding those resulting from the historical loadings of the structure.

1. INTRODUCTION ET CONTEXTE

L'aménagement hydroélectrique de Kariba est à plusieurs égards remarquable : construit entre 1956 et 1959, il comporte une voûte double courbure de 125 m de hauteur, barrant le Zambèze, et formant le plus grand lac artificiel au monde, avec un volume avoisinant les 181 milliards de m³. Situé sur la frontière entre la Zambie et le Zimbabwe, il comporte une usine hydroélectrique souterraine sur chaque rive, développant une puissance combinée de 2 080 MW.

Le corps du barrage comporte un évacuateur de crue de demi-fond, formé de six passes vannées, pour une capacité de débit de 9 000 m³/s sous le niveau de réservoir normal. Les jets libres formés par l'évacuateur en opération se concentrent en une zone d'impact relativement restreinte, à quelques dizaines de mètres du pied aval du barrage.

Durant les travaux, et après la mise en eau du barrage, le Zambèze a connu une période intense de crues. Combinée à une mise en opération tardive de l'usine RG, ces épisodes de crues ont généré des déversements fréquents, à des débits considérables, et qui dureront une vingtaine d'années. Ces épisodes de crues sont à l'origine de la formation d'une fosse d'érosion sans précédent, puisqu'elle s'est développée à une centaine de mètres du pied du barrage, et s'étend 80 m sous le niveau d'eau aval.



Figure 1 : Barrage de Kariba – Vue en plan, en élevation, coupe en clé et dimensions principales

B2.06 – Barrage de Kariba : une fosse d'érosion unique, nécessitant une approche remarquable pour en appréhender le comportement page 248

La configuration de l'aménagement après plus de 60 ans d'opération est unique, et aucune situation similaire ne peut faire office de cas référence.



Figure 2 : Gauche : Historique du niveau de reservoir et de l'utilisation de l'évacuateur de crues – Droite : Coupe transversale dans une passe de l'évacuateur illustrant l'évolution de la fosse d'érosion dans le temps

Le Maitre d'Ouvrage (Zambezi River Authority) a lancé un vaste programme de réhabilitation de l'aménagement, dont une des composantes consiste à stabiliser et conforter la fosse d'érosion.

Afin d'en évaluer les développements futurs si rien n'était entrepris, et définir un nouveau profil garantissant la stabilité des ouvrages à long terme, une étude a été menée par Tractebel France – Coyne et Bellier, conjointement avec le Laboratoire de Constructions Hydrauliques de l'Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL), et Aquavision Engineering. Un modèle hydraulique hybride numérique/physique a été élaboré et exploité. [2] [3].



Figure 3: Comparaison des conditions d'évacuation des crues pour le modèle numérique, physique, et l'aménagement

Le projet de stabilisation de la fosse consiste principalement à élargir la fosse vers l'aval, et dans une moindre mesure vers les rives, de sorte à garantir des volumes disponibles à la dissipation d'énergie suffisants pour éviter un surcreusement par les déversements futurs.

Prévus pour durer plus de 3 ans, les travaux de stabilisation de la fosse sont de grande ampleur : ils impliquent des volumes d'excavation au rocher de prés de 300 000 m³, ainsi qu'une plinthe en béton armé permettant d'améliorer les caractéristiques mécaniques dans la zone faillée.

Les problématiques de phasage de travaux sont complexes, la vidange des quelques 630 000 m³ d'eau de la fosse de 80 m de profondeur, est réalisé par pompage progressif, visant à maintenir le plan d'eau quelques mètres sous le niveau de la zone de travaux. Le chantier est prévu pour être submergé 5 mois par an, pendant la période de crues, et la production hydroélectrique est ininterrompue. Un batardeau démontable et submersible est implémenté entre le chantier et la restitution des usines.

Etant donné la nature des travaux, et la proximité du barrage, un important programme de surveillance des travaux est mis en place, incluant nottament un contrôle accru des vibrations sur le barrage et les ouvrages à proximité durant les travaux d'excavation à l'explosif. Préalablement à l'exécution des travaux, il était essentiel de s'assurer de la stabilité du barrage et de la fosse d'érosion durant les travaux, impliquant d'évaluer le comportement mécanique du barrage et du massif de fondation (incluant la fosse), mais aussi de prendre en compte et apprécier les conditions hydrauliques prévalant de manière transitoire durant les travaux, et de façon permanente après les travaux.



Figure 4 : Géometries actuelle et future de la fosse d'érosion

C'est le principe d'une approche numérique qui a été retenu, et compte tenu des enjeux combinés d'évaluation des conditions hydromécaniques qui sont hors de portée des analyses classiques déployées pour la conception ou la réhabilitation des ouvrages hydroélectriques, un modèle hydromécanique permettant de réaliser des calculs en contraintes effectives était nécessaire. De manière à être en mesure d'appréhender les variations des conditions hydrauliques, et les effets du phasage des travaux, ce modèle devait permettre de réaliser les calculs transitoires.

2. METHODOLOGIE

2.1.Les enjeux du modèle

Un panel d'experts internationaux a participé à l'évaluation du projet de réhabilitation, et des risques inhérents. Dans leur analyse, il a été jugé possible qu'un scénario similaire à celui du barrage de Zeuzier puisse se produire dans le contexte des travaux du barrage de Kariba.

Ce barrage voûte situé en Suisse a subi d'importantes déformations, générées par des tassements du rocher de fondation. Les causes exactes de cet incident ont longtemps été sujettes à débat, mais un consensus scientifique a été trouvé, considérant que le creusement d'une galerie routière de drainage situé à plusieurs kilomètres de l'aménagement avait contribué à ces déplacements en drainant le massif. Ce cas de référence dans l'accidentologie des barrages a sans doute renforcé les préoccupations de l'ensemble des intervenants sur projet, et il était important que le modèle soit en mesure d'écarter le risque d'un « effet Zeuzier ».

Un des enjeux du modèle est donc d'évaluer les effets de drainage et des travaux de profilage, et de démontrer qu'ils ne sont pas en mesure de générer des tassements pouvant mettre en cause l'intégrité et la sécurité de l'aménagement. En d'autres termes, il convient de démontrer que la redistribution des contraintes en fondation, et les déformations induites, restent dans la gamme des déformations cycliques naturelles de l'ouvrage. Dans un second temps, la stabilité des parois de la fosse doit être évaluée dans les conditions hydrauliques temporaires des travaux.

Cet enjeu se décline naturellement en plusieurs objectifs intermédiaires, qui peuvent être résumés à la nécessité de répondre, aussi bien quantitativement que qualitativement, aux questions suivantes :

- Quelles sont les conditions hydromécaniques qui s'établiront autour de la fosse durant les différentes phases de travaux ? Et quelle influence aura la vidange de la fosse sur le barrage et sa fondation ?
- Quelle influence auront les travaux de profilage de la fosse sur la réorganisation des équilibres d'efforts et déformations du massif rocheux durant les travaux ? Quelle influence sur le barrage ?
- Est-ce que les parois de la fosse sont stables à toutes les phases de travaux, et quelles sont les réserves de stabilité ?
Partant de ces enjeux principaux, il est possible d'affiner l'ensemble des hypothèses et des contraintes permettant d'adresser les problématiques soulevées :

- L'emprise du modèle doit être suffisament grande pour que les effets de bord induits par les conditions aux limites ne perturbent pas les résultats dans la zone d'intérêt ;
- La nécessité de représenter fidèlement les conditions hydrauliques en fondation exige de représenter, d'un point de vue hydraulique, les rideaux de drainage et d'étanchéité du barrage. Un calage, par le biais d'une étude de sensibilité au gradient de perméabilité, est alors nécessaire. Celui-ci s'appuiera sur les niveaux piézométriques relevés en aval du barrage dans le cadre du programme d'auscultation du barrage ;
- L'état de contrainte dans la voûte ne nécessite pas une représentation fine, seules les contraintes transmises à la fondation et les déformations induites par la modification des conditions hydrauliques en fondation, et des travaux de profilage de la fosse sont d'intérêt ;
- Le béton du barrage souffrant d'AAR, la prise en compte du gonflement du béton n'est nécessaire qu'à la bonne représentation des efforts transmis par la voûte à la fondation. Il est donc possible d'adopter une approche simplifiée ;
- La nécessité de reconstituer l'état de contrainte actuel, et d'évaluer les différentes phases de travaux exige de réaliser un calcul transitoire ;
- La représentation de la faille longitudinale, se développant parallèlement à l'axe du fleuve et en fond de vallée, est d'intérêt puisqu'elle est à même de présenter un module de déformation différent du module moyen de la masse rocheuse.

2.2.Le modèle

Une caractéristique principale du modèle est qu'il permet de réaliser des calculs couplés hydromécaniques. En calculant le champ des pressions interstitielles qui s'établissent en fondation, le modèle permet une évaluation des contraintes effectives, et de prendre en compte les forces induites par les gradients hydrauliques en fondation. Ainsi, en considérant les variations de pressions interstitielles durant la vidange, l'augmentation induite des contraintes effectives est reproduite. La présente analyse s'appuie sur un couplage unidirectionnel : les contraintes ne modifient pas la perméabilité des matériaux. Le modèle a été mis en œuvre grâce au code d'éléments finis Diana.

Le modèle reproduit la fondation sur une étendue de l'ordre d'un kilomètre d'amont en aval du barrage, et de rive à rive, et près de 500 m sous le niveau de fondation du barrage. Cette emprise est contrainte par la nécessité de maintenir les conditions limites hydrauliques suffisamment éloignées de la zone d'intérêt. La fosse d'érosion est reproduite à partir des résultats d'une campagne topographique LiDar.

Le maillage est constitué d'éléments quadratiques mixtes, de types tétraédriques, pentaédriques et hexaédriques, permettant de mailler de façon réglée les zones régulières, et de s'adapter au mieux aux variations géométriques des zones irrégulières.



Figure 5: Vue d'ensemble du maillage – Vue de détail du maillage autour de la fosse, coupe longitudinale. Les différentes phases d'excavation de la fosse sont figurées en différentes couleurs, ainsi que les voiles de drainage et d'injection. La faille est figurée par une couleur plus claire.

L'enjeu majeur du maillage est d'assurer une précision suffisante dans les zones d'intérêt, c'est-à-dire les abords immédiats de la fosse, tout en limitant les temps de calcul à des durées raisonnables. Le modèle compte un total de 92 000 mailles. Les mailles les plus fines sont de l'ordre de 2 m, situées dans la fosse ; alors que les mailles les plus grossières sont de l'ordre de plusieurs dizaines de mètres aux bords du modèle.

Les conditions limites mécaniques, appliquées aux frontières de la fondation, consistent à bloquer les mouvements dans les directions perpendiculaires aux surfaces formant les conditions limites. Les conditions limites hydrauliques imposent des charges hydrauliques aux limites amont et aval du modèle. Une condition limite appliquée au terrain naturel aval, considéré drainant, permet de contrôler le niveau d'eau aval.

2.3.La séquence de calcul

Compte tenu de la nature du calcul et de ses objectifs, il a été nécessaire de reconstituer toutes les étapes pertinentes depuis la construction de l'aménagement. La Figure 6 illustre la séquence des calculs hydrauliques et mécaniques, ainsi que les analyses et étapes d'étalonnage et de validation du paramétrage du modèle.

La séquence de calcul se décompose en quatre phases principales décrites dans les paragraphes ci-dessous.



Figure 6: Schéma illustrant la séquence de calculs, et les analyses associées

2.4. Phase de construction de l'aménagement

Cette phase consiste à initialiser les contraintes en fondation et dans le corps du barrage. D'un point de vue hydraulique, cette étape permet d'initialiser les conditions d'écoulements naturelles prévalant avant la construction. D'un point de vue mécanique (structurel), les contraintes effectives verticales sont initialisées en fondation, leurs composantes horizontales dérivées d'une procédure K₀, et les pressions interstitielles sont prises en compte pour le calcul des contraintes totales.

Par la suite, le barrage en condition non-clavé est modélisé, et son poids propre appliqué afin d'initialiser les contraintes en sa structure.

2.5.Phase d'exploitation

Cette phase débute avec la mise en eau de l'aménagement. Celle-ci est modélisée par l'application de la pression hydrostatique sur le barrage, et aussi en fondation de sorte à établir les conditions hydrauliques d'écoulements souterrains. Le barrage de Kariba étant exploité depuis plus de 60 ans, les conditions hydrauliques souterraines y sont établies de façon permanente. Les gradients hydrauliques sont maximum aux abords du voile d'injection, et atteignent des valeurs de l'ordre de 2.



Figure 7: Charge hydraulique et pressions interstitielles en fondation en phase d'exploitation - Coupe transversale en perspective

La formation de la fosse est représentée, les matériaux érodés sont supprimés du modèle en trois phases successives après le remplissage du barrage.



Figure 8: Détail dans la zone de la fosse avant et après sa formation (la ligne pointillée rouge représente le terrain naturel) - Coupe transversale en perspective

Le calcul couplé permet de dériver les déformations de la fondation soumise au gradient imposé par le réservoir. C'est ainsi que le gradient en fondation est à l'origine d'une déformation millimétrique répartie, qui atteint localement un maximum de l'ordre de 5 mm pour les déplacements longitudinaux, et un soulèvement de l'ordre de 6 mm verticalement à la zone aval à l'ouvrage. Le développement du gradient a aussi lieu dans la direction rive-à-rive, générant une convergence des parois de la fosse de l'ordre de 3 mm dans cette direction. Ces déformations sont rarement considérées dans le cadre de modélisations numériques plus conventionnelles.



Figure 9: Haut : Composantes longitudinales et verticales de déformation de la fondation soumise au gradient hydraulique permanent en fondation – Coupe longitudinale ; Bas : Déformations dans la direction rive-à-rive – Coupe transversale

2.6.Phase de travaux

La phase de travaux est décomposée en 3 sous phases : vidange de la fosse, travaux d'excavation, mise en eau de la fosse. La vidange est modélisée suivant un calcul transitoire, et les excavations sont représentées de manière simplifiée en 3 sous étapes d'excavation, de sorte à figurer le déchargement progressif du terrain.

2.7.Phase future

Une dernière étape permet d'évaluer les conditions à long terme, à savoir lorsque les conditions hydrauliques souterraines atteignent un régime permanent.

3. EXPLOITATION DU MODELE, RESULTATS ET DISCUSSIONS

3.1. Reconstitution de l'état actuel – Validation et études de sensibilité

La reconstitution de l'état actuel de l'aménagement en terme hydraulique et mécanique consiste à reproduire les conditions de contraintes et déformations établies sur site après 60 ans d'exploitation. Cette étape est cruciale dans le cadre de la validation et du calage du modèle. Les paramètres qui ont fait l'objet d'un calage sont les modules du rocher et du béton du barrage, les perméabilités du rocher et du voile de drainage.

Les études de sensibilité ont porté sur les paramètres difficiles à estimer par investigation directe, ou par le biais de l'interprétation des résultats d'auscultation. Ainsi, pour bien comprendre le comportement hydromécanique de l'aménagement et de sa fondation, la procédure K₀, ayant pour objet d'initialiser les contraintes effectives horizontales en fondation, ainsi que le module d'élasticité de la faille, ont fait l'objet d'études de sensibilité.

Calage des modules d'élasticité

L'aménagement de Kariba fait l'objet, depuis sa construction, d'un programme d'auscultation complet, s'appuyant sur une approche HST [4]. Le barrage dispose de 6 chaines de pendules depuis 1989, permettant d'en analyser finement les déplacements.

Le calage s'appuie sur le test de combinaisons de valeurs de modules pour le barrage et la fondation. Le calage permet d'ajuster le ratio entre les deux, tout en s'assurant que les valeurs sont dans une fourchette réaliste. Ainsi, après le test de plusieurs combinaisons, le calage a permis de conclure à un module du béton de 20 GPa, identique à celui du rocher, permettant de se rapprocher au mieux des déplacements observés. Les déplacements pour plusieurs niveaux d'eau amont ont été testées de sorte à éprouver la robustesse de cette combinaison de modules.

Calage des coefficients de perméabilité

Le système de discontinuités se développant dans le massif rocheux est constitué de quelques familles principales de joints sub-verticaux et sub-horizontaux. Ces discontinuités sont fermées. Il a donc été fait l'hyopthèse d'une permabilité isotrope. La perméabilité du massif a été l'objet d'essais de perméabilité *in situ* permettant d'estimer la perméabilité du massif comme inférieure à 10⁻⁶ m/s.

Le calage des coefficients de perméabilité consiste à définir un jeu de valeurs de perméabilités des voiles de drainage et d'injection permettant de reproduire au mieux les niveaux piézométriques relevés à l'aval de l'ouvrage, niveaux qui sont dans l'ensemble bas.



Figure 10: Gauche : Emprise du voile d'injections ; droite : Emprise du voile d'injections (vert), et implantation des piézomètres (bleu) -Vues en élévation aval

Cette analyse a mis en évidence que l'effet de la perméabilité du voile de drainage influait au second ordre sur les niveaux de pressions autour de la fosse, le niveau d'eau aval étant le paramètre dominant. Un ratio de 100 avec la perméabilité du massif rocheux a finalement été considéré pour le voile de de drainage, permettant d'obtenir des résultats conservatifs, tout en présentant une valeur empiriquement raisonnable. Finalement, les perméabilités retenues sont respectivement 10⁻⁷ m/s pour le voile de drainage, et 10⁻⁶ m/s pour le massif de fondation.

Prise en compte du gonflement du béton

Les études dédiées à l'évaluation des effets du gonflement alcali-réactif du béton du barrage ont mis en évidence un déplacement général de la voûte vers l'amont. Cette déformation, de l'ordre de 50 mm, a pour effet bénéfique de redresser la résultante des efforts transmis en fondation d'approximativement 20°.

La modélisation du gonflement alcali-réactif du béton est un sujet d'études à part entière, et dans le cadre du projet de réhabilitation de la fosse, seuls les effets sur la transmission des efforts en fondation sont d'intérêt. Il a donc été mis en place une analogie thermique permettant de se rapprocher du phénomène mécanique.

Etudes de sensibilité

Le modèle a fait l'objet de deux études de sensibilité distinctes, l'une visant à évaluer les effets de la procédure K₀ sur les résultats, et l'autre à évaluer les effets mécaniques de la faille.

L'évaluation et la modélisation des contraintes horizontales dans un massif est un problème délicat de la mécanique des sols et roches. L'état de contrainte initial exerce une influence importante sur la réponse d'un massif aux sollicitations auxquelles il est soumis. L'initialisation des composantes horizontales de contraintes effectives est rarement aisée sans disposer de mesures *in situ* pertinentes. Le développement de ces contraintes horizontales est souvent sujet à l'influence de multiples facteurs, tels que l'hétérogénéité des formations géologiques, l'irrégularité du système de reliefs, l'historique des sollicitations, ou les conditions tectoniques régionales et locales...

En pratique, l'initialisation des contraintes effectives horizontales est réalisée en introduisant un coefficient de poussée du massif au repos, reflétant le ratio entre contraintes verticales et horizontales. Cette méthode, souvent désignée comme procédure K₀, est une approche largement déployée sur les projets de modélisation géotechnique, et qui s'appuie sur des hypothèses simplificatrices. En effet, ce facteur n'est pas propre à un matériau, et l'expérience a montré qu'il pouvait varier significativement avec la profondeur et l'historique de chargement.

Dans le cadre de notre étude, il a été considéré un coefficient K_0 isotrope, générant des niveaux de contraintes dans le domaine élastique. Ce jeu d'hypothèses est difficile à vérifier, et seuls des essais in situ permettront d'en affiner la définition. Néanmoins, compte tenu du système de fracturation du rocher, et le fait que les discontinuités soient fermées, l'hypothèse d'homogénéité reste réaliste. Compte tenu des incertitudes inhérentes à l'approche d'initialisation des contraintes horizontales, il a été décidé de réaliser plusieurs calculs de sensibilité des résultats aux valeurs du coefficient K_0 , permettant d'évaluer l'enveloppe des contraintes et déplacements attendus pendant les travaux. Ainsi, une valeur moyenne de 0.5 a été considérée, et des calculs de sensibilités réalisés pour des valeurs limites de 0.3 et 1.

Une faille sub-verticale traverse la fondation du barrage, quasi parallèlement au fleuve. Cette faille a été assez peu investiguée, et sa qualification mécanique comporte des incertitudes. Son module d'élasticité a donc fait l'objet de calculs de sensibilité, de sorte à évaluer ses effets sur les résultats pour une gamme de modules allant de 10 GPa, soit la moitié du module considéré pour la fondation, à 20 GPa.

3.2.Effet de la vidange sur la distribution des contraintes

Le calcul a permis de démontrer que, compte tenu de la faible perméabilité du massif rocheux, les activités de drainage n'étaient pas à même de désaturer une zone significative autour de la fosse. Le système de drainage de peau prévu au projet n'est pas représenté, car pas à l'échelle des enjeux du calcul. L'effet de la vidange sur les pressions interstitielles en fondation est localisé autour de la fosse, du fait de la faible perméabilité du rocher. Le gradient maximal atteint au fond de la fosse est de l'ordre de 2.5 à 3, se développant sur une épaisseur de l'ordre d'une trentaine de mètres. Le rocher superficiel sera naturellement drainé du fait du desserage local des discontinuités. Si tel n'était pas le cas, un complément de drainage est prévu au projet, pour réduire ces gradients se formant temporairement.



Figure 11: Caractéristiques hydrauliques autour de la fosse au début et après avoir maintenu la fosse à sec pendant 6 mois – A gauche : niveaux de charge hydraulique, A droite pressions interstitielles, l'ensemble sur une coupe amont-aval

Les débits de fuite moyens dans la fosse sont calculés pour chaque phase de travaux, par intégration des vitesses d'écoulement sur la paroi de la fosse. Il est néanmoins important de noter que les venues d'eau locales, notamment apportées par la faille, ne sont pas prises en compte par le modèle qui considère un massif de fondation homogène. Le débit de fuite maximal moyen attendu est de l'ordre de 60 l/s.

3.3.Effet du profilage de la fosse sur la distribution des contraintes

Les contraintes effectives en condition actuelle sont perturbées par la présence de la fosse. En contournant la fosse, les contraintes horizontales forment des arcs générant des concentrations de contraintes locales. Au fond de la fosse (Figure 13), les contraintes effectives atteignent 2.3 MPa dans la direction rive-à-rive, et 3.4 MPa d'amont en aval. La contrainte relevée sur la paroi amont de la fosse est de 4 MPa dans la direction rive-à-rive. Les contraintes normales à la paroi sont inférieures à 1 MPa, et aucune traction n'apparaît.





Figure 12: Variations des contraintes effectives au fond de la fosse - Période de travaux - Directions rive-à-rive et amont-aval

Figure 13: Etat de contraintes effectives autour de la fosse – Condition actuelle

Il est observé sur le fond de la fosse que les contraintes de compression sont plus fortes dans la direction d'amont en aval que de rive-à-rive, du fait de l'effet de vallée généré par les rives.

Les compressions ont tendance à augmenter (entre 15% et 30%) jusqu'à la phase 2 (G2) d'excavation, essentiellement du fait de la vidange qui tend à abaisser les pressions interstitielles. A partir de cette phase, les contraintes diminuent (de l'ordre de 30%) du fait de la modification de la géométrie de la fosse, et du déchargement du rocher par excavation. Finalement, la remise en eau contribue à diminuer à nouveau les contraintes de compression pour retrouver des niveaux similaires à l'état actuel.

Dans la direction perpendiculaire à la paroi, les contraintes de sont inférieures à 1MPa, et aucune traction n'apparaît.

En ce qui concerne les déformations induites par les travaux de profilage, les parois ont tendance à converger vers le centre de la fosse, du fait de la réorganisation des contraintes en fondation. Le déchargement du terrain génère, lui, un exhaussement général du fond de la fosse, qui entraine, par effet élastique, une zone alentour. Cet ensemble de déformations se reporte aussi sur la voûte, générant des déplacement de l'ordre du millimètre.



Figure 14 : Synthèse des déformations induites par les travaux sur le barrage et les parois de la fosse (X : direction amont-aval ; Y : direction rive-à-rive ; Z : direction verticale)

3.4. Evaluation des réserves de stabilité des parois de la fosse



Figure 15 : Illustration des discontinuités principales autour dela fosse - Vue en plan

La stabilité *in fine* de la fosse, actuelle ou future, dépend de la stabilité des coins rocheux potentiels formés par les discontinuités existantes de la masse rocheuse, de la fondation et des discontinuités elles-mêmes, y compris la faille.

L'aménagement de Kariba est implanté dans un contexte géologique marqué par un métamorphisme à l'échelle régionale. Le site de fondation se caractérise par un gneiss biotitique aux caractéristiques mécaniques exceptionnelles. Le système de discontinuités se développant autour de la fosse, se caractérise par cinq familles principales de discontinuités illustrées par la Figure 15 : joints verticaux le long de l'axe de la vallée et dans la direction rive à rive, joints subhorizontaux, et joints verticaux secondaires dans deux directions obliques. La méthode des éléments finis étant basée sur une hypothèse de mécanique du continuum, il serait malaisé d'essayer de représenter la masse rocheuse avec toutes ses discontinuités.

L'analyse du champ de contraintes montre que les différents joints ou fissures resteront fermés (contraintes effectives maintenues en compression) mais peuvent potentiellement être soumis à des efforts de cisaillement significatifs. L'hypothèse d'un comportement linéaire est donc acceptable, mais la résistance au cisaillement de chaque discontinuité doit être vérifiée. L'aspect novateur du calcul de stabilité mis au point pour cette vérification consiste à évaluer les efforts sur les surfaces de dicontinuités indépendamment du maillage du modèle éléments finis, c'est-à-dire que le calcul ne nécessite pas que les joints et les coins soient explicitement modélisés dans le maillage. Il est à noter que les petites instabilités locales, potentiellement générées par de petits blocs formés le long des parois de la fosse, ne sont pas concernés par cette analyse.

Un exemple de vérification des coins rocheux est donné par les figures suivantes. Le principe de cette vérification consiste à évaluer d'une part les angles de frottement requis pour assurer la stabilité avec une hypothèse de cohésion nulle, et d'autre part les cohésions nécessaires pour une hypothèse d'un angle de frottement de 35°.

Les forces appliquées sont estimées en intégrant les contraintes effectives et les pressions interstitielles résultant du modèle sur chacune des faces des coins.



Avant remplissage	Angle de frottement mobilisé (c=0 MPa)	Cohésion requise (phi=35°)			
Face RD	41°	0,21 MPa			
Face RG	41°	0,22 MPa			
Fond	26°	0 MPa			

Figure 16 : A gauche : Bloc amont N°3 à la cote 325 – Coin rocheux en gris – Vue en perspective- A droite : valeur requise sur chacune des faces du dièdre pour assurer un non glissement

Les calculs pour les différents blocs identifiés montrent des résultats similaires en configurations actuelle et future : une grande réserve de stabilité sur les faces inférieures, des angles ou cohésions raisonnables mobilisés pour les faces verticales. En effet, la qualification du massif rocheux indique des valeurs d'angle de frottement de l'ordre de 40° à 45° pour les plans de discontinuité ; et des cohésions de l'ordre de 1MPa.

Un deuxième exemple est donné avec le post-traitement mis au point pour analyser les contraintes sur les discontinuités. Les contraintes normales et de cisaillement sont calculées à partir du tenseur de contraintes pour chaque discontinuité. La résistance au cisaillement peut alors être présentée, soit en affichant la cohésion ou l'angle de frottement requis pour assurer une résistance suffisante au cisaillement le long de la discontinuité, soit le facteur de sécurité local pour des valeurs de cohésion et de frottement données. Ces données étant estimées pour toutes les discontinuités de la fondation, les enveloppes des valeurs minimales de cohésion (pour un angle de frottement de 35 degrés) ou d'angle de frottement (à cohésion nulle) ou des facteurs de sécurité peuvent être évaluées.



Figure 17 : Fosse actuelle – Enveloppes des valeurs de cohésion minimale (en MPa) pour un angle de frottement de 35 degrés - Vue en plan (le trait blanc figure la position du plan analysé) à gauche et coupe verticale amont-RD vers aval-RG en haut à droite – Enveloppe des SFF en bas à droite (même coupe).

Enfin, la faille qui traverse la fosse a été modélisée comme une épaisseur de rocher de 20 m avec de faibles caractéristiques mécaniques (module de Young égal à 10 GPa). Les champs de déplacement et de contrainte ne montrent quasiment aucun effet sur le comportement de la fosse. Les angles de frottement mobilisés sont inférieurs à 30°.



Figure 18 : vue en plan de la faille avec le champ de contrainte et angles de frottement mobilisés sur celle ci

4. CONCLUSION

L'aménagement hydroéléctrique de Kariba est un ouvrage remarquable, et les enjeux soulevés par les travaux de stabilisation de la fosse d'érosion, et les conditions d'exécution, ont requis le développement d'approches de modélisation et de calcul non-conventionnelles. Un modèle éléments-finis hydromécanique transitoire a été élaboré, de sorte à prendre en compte les effets des pressions interstitielles en fondation ; et une méthode de post-traitement novatrice et flexible a permis l'évaluation des conditions de stabilité sur n'importe quelle surface du massif rocheux.

La séquence de calcul a permis de reconstituer l'ensemble de la vie de l'ouvrage, d'évaluer la réorganisation des contraintes en fondation, les déformations induites et les conditions de stabilité du massif rocheux autour de la fosse, pour chaque étape clé des travaux. Cette étude a permis de démontrer que les conditions de stabilité durant les travaux sont bonnes, et que l'influence des travaux sur les déformations du barrage était marginale.

RÉFÉRENCES ET CITATIONS

- [1] COYNE ET BELLIER Kariba dam poroplastic modelling Computational studies for dam revaluation; Plunge pool simulation, future behaviour tentative forecast. Detailed analysis of thrusts and stresses, May 1997
- [2] BOLLAERT E. F. R., MUNODAWAFA M. C. MAZVIDZA D. Kariba dam Plunge Pool scour : quasi-3D Numerical Predictions, Int. Conf. on Scour Erosion, Paris August 2012
- [3] NORET C., GIRARD J. C., MUNODAWAFA M. C. MAZVIDZA D. Z. Kariba dam on Zambezi River: Stabilizing the natural Plunge pool, Int. Conf. on Scour Erosion, Paris August 2012
- [4] NORET C., CLAVE O. Kariba dam, more than 50 years of operation and surveillance

THEME C – LES BARRAGES EN REMBLAIS

SOUS THEME C1 – BARRAGES EN ENROCHEMENTS

<u>Communication introductive C1.01</u> page 263 JUSTIFICATION DES BARRAGES EN ENROCHEMENTS A MASQUE D'ETANCHEITE AMONT - Etienne FROSSARD (consultant)
Communication C1.02 page 277 APPORT DE LA MODELISATION NUMERIQUE NON LINEAIRE 3D A LA CONCEPTION ET SUIVI DES BARRAGES CFRD - Cristian NIETO (TRACTEBEL ENGINEERING), Nicolas ULRICH, Mohamed MONKACHI (ARTELIA)
Communication C1.03 page 291 MODELISATION DE LA CONSTRUCTION ET DE LA MISE EN EAU DU BARRAGE EN ENROCHEMENT A NOYAU BITUMINEUX DE LA ROMAINE 2 (QUEBEC, CANADA) - Roland PLASSART, François LAIGLE (EDF CIH), Hugo LONGTIN, Eric PELOQUIN (Hydro-Québec)
Communication C1.04page 299MODELISATIONS PHYSIQUE ET NUMERIQUE DE LA STABILITE DU PAREMENT AVAL D'UN BARRAGE EN ENROCHEMENT AVEC PERRE - Olivier BORY, Jean-Jacques FRY, François LAIGLE (EDF CIH), Eric VINCENS (Univ. de Lyon - Ecole Centrale de Lyon LTDS)
SOUS THEME C2 – BARRAGES EN TERRE – EROSION INTERNE
<u>Communication introductive C2.01</u> page 313 JUSTIFICATION DES BARRAGES EN REMBLAI ET DE LEUR FONDATION : ETAT DE L'ART ET PERSPECTIVES Jean- Jacques FRY (EDF CIH)
Communication C2.02 page 333 ANALYSE DU RISQUE D'EROSION INTERNE DES BARRAGES EN REMBLAI : METHODOLOGIES OPERATIONNELLE ET EN DEVELOPPEMENT - Jean-Robert COURIVAUD, Jean-Jacques FRY (EDF CIH), Luc DEROO (ISL), Stéphane BONELLI (IRSTEA)
Communication C2.03 page 349 LIMITES DES CRITERES DE SUSCEPTIBILITE A LA SUFFUSION VIS-A-VIS DE LA STABILITE MECANIQUE DES OUVRAGES EN REMBLAI - Antoine WAUTIER, Stéphane BONELLI, François NICOT (IRSTEA)
Communication C2.04 page 357 JUSTIFICATION DE L'EFFICACITE DES FILTRES GRANULAIRES : DEVELOPPEMENT D'UN CRITERE DE FILTRE AFFINE - Christophe PICAULT (CNR), Feda SEBLANY, Eric VINCENS (Univ. de Lyon - Ecole Centrale de Lyon LTDS)
Communication C2.05 page 365 JUSTIFICATION D'UNE COTE DE DANGER SUPERIEURE AU NIVEAU D'ETANCHEITE D'UN OUVRAGE EN REMBLAI - Eric VUILLERMET (BRLI)
Communication C2.06 page 375 CARACTERISATION DU CRITERE DE RUPTURE POUR UN REMBLAI NON SATURE EN CONDITION NORMALE D'EXPLOITATION - Olivier BORY, Jean-Jacques FRY (EDF CIH), Salima BOUCHEMELLA (Univ. Le Havre Normandie - LOMC, Univ. Mohamed Cherif Messaadia), Said TAIBI (Univ. Le Havre Normandie - LOMC) Thierry DUBREUCQ (IFSTTAR), Jean-Marie FLEUREAU (Univ. Paris-Saclay – Centrale Supélec – MSSMat)
Communication C2.07 page 387 ANALYSE DES BARRAGES EN TERRE AVEC PRISE EN COMPTE DE LA NON SATURATION - Luc BOUTONNIER, Dino MAHMUTOVIC (EGIS), Marc KHAM, Vinicius ALVES FERNANDES (EDF R&D), Philippe KOLMAYER, Jean-Jacques FRY (EDF CIH)
Communication C2.08 page 397 JUSTIFICATION DE LA STABILITE D'UNE RECHARGE GRANULAIRE AVAL SUR LES DIGUES DE CANAUX : DEVELOPPEMENT D'UN CRITERE DE RUPTURE PAR CLAQUAGE - Christophe PICAULT (CNR), Jean-Robert COURIVAUD (EDF CIH), Rémi BEGUIN (GEOPHYCONSULT), Pierre PHILIPPE (IRSTEA)
Communication C.09page409JUSTIFICATION DE LA STABILITE DES DIGUES ET BARRAGES EN SOLS TRAITES - Pierre AGRESTI, Jean-Rémi LHERBIER (ARTELIA), Nicolas NERINCX, Cédrine ALLEON (ISL), Stéphane BONELLI (IRSTEA), Jean-Jacques FRY (EDF CIH), Pierre COCHET (consultant)

JUSTIFICATION DES BARRAGES EN ENROCHEMENTS A MASQUE D'ETANCHEITE AMONT

Justification of Concrete Faced Rockfill Dams

Etienne FROSSARD Expert Indépendant- 54 Route des Faget 64290 ESTIALESCQ <u>efrossard52@qmail.com</u>

MOTS CLEFS

Barrages en enrochement à masque béton, comportement, justification, modes de rupture, effets d'échelle

KEY WORDS

Concrete face rockfill dams, behavior, justification, failure modes, scale effects

RÉSUMÉ

Après une courte introduction sur le développement de ce type d'ouvrages, l'exposé proposé suit la thématique du colloque, adaptée aux spécificités de ce type d'ouvrages, donnant large place à de nombreux cas concrets, incluant l'expérience pratique de situations de quasi-accident. Dans la suite des progrès réalisés récemment dans la maîtrise du comportement de ces matériaux, et en particulier des effets d'échelle, on présente les perspectives qui en résultent, dont certaines sont déjà en œuvre dans de très grands projets. Une Annexe présente un modèle analytique simple du fonctionnement structural du masque posé sur le remblai, expliquant les figures de rupture observées dans des cas réels.

ABSTRACT

After a short introduction on the development of this type of dams, the paper follows the themes of the symposium, adapted to the peculiarities of this kind of dams, with various practical cases, including the experience of quasi-accident situations. Following recent developments in the mastery of behavior of these materials, and particularly the scale effects, resulting perspectives are presented, of which some are already under implementation in large projects. An Appendix proposes a simple analytical model of structural behavior of the concrete facing supported by rockfill dam body, explaining the failure patterns observed in real cases.

1. INTRODUCTION

Les barrages en enrochements à masque amont, essentiellement à masque en béton, connaissent un fort développement depuis plusieurs décennies dans le monde entier, en particulier en Amérique Latine, puis en Chine, où le plus grand de ces ouvrages en service (Shuibuya, 233m de hauteur, en service depuis 2008) est suivi par une série de grands projets dans l'ouest de la Chine, Figure 1.



Figure 1 - Evolution des CFRD réalisés depuis 1900: a) monde entier (d'après[1])- b) en Chine (d'après [2])

1.1.Bref historique

Ce type de barrage a vu le jour dans les régions minières de l'ouest des USA au milieu du XIX^e siècle. Ils étaient alors constitués d'enrochements simplement déversés muni d'un masque d'étanchéité amont d'abord en bois puis en béton, et leur développement s'est trouvé freiné par les inconvénients présentés par la tenue mécanique d'un masque en béton plutôt rigide posé sur un corps d'ouvrage déformable, nécessitant de fréquentes réparations pour limiter les fuites résultant en particulier de déformations différées (exemple de Salt Springs, ouvrage de 100m de hauteur mis en service en 1931 en Californie, dont l'étanchéité a du être réparée 19 fois avant d'être finalement recouverte par une membrane Carpi en 2006 [3]).

A l'apparition des enrochements compactés au rouleau vibrant au milieu du XX° siècle, ceux-ci ont alors remplacé les enrochements déversés, permettant d'envisager des ouvrages plus grands en même temps la technologie des masques d'étanchéité en béton s'est affinée. Toutefois, la base de leur conception, sous l'impulsion d'ingénieurs US, est demeurée empirique jusqu'au début des années 2000 (*"..guided by practical experience and not theory."* J.B. Cooke, 1999 [4]), avec de nombreux projets d'ouvrages, notamment en Amérique Latine, dépassant parfois les 200m de hauteur.



Figure 2 – Ruptures dans le masque du barrage de Campos Novos (haut. 202m), Brésil, 2006 (fuites jusqu'à 1,5 m3/s)

Une série de sérieux incidents a alors marqué la mise en service de plusieurs de ces grands ouvrages au milieu des années 2000, au Mexique, au Brésil, en Chine, au Lesotho [5], montrant des dommages à nouveau liés au contraste de déformabilité entre masque en béton et corps d'ouvrage, nécessitant des réparations significatives pour limiter les fuites, Figure 2. Ces incidents ont incité la profession à revenir vers des pratiques plus rationnelles, basées sur l'analyse de structure calibrée sur des essais mécaniques pertinents sur les matériaux de construction, comme dans toute infrastructure majeure de génie civil. Toutefois, les difficultés de caractérisation et de mesure du comportement de ces matériaux ainsi que les coûts et délais correspondants d'une part, et les difficultés de modélisation détaillée d'une structure associant des comportements géomécaniques complexes avec autant de joints et d'interfaces d'autre part, font qu'une part significative d'empirisme demeure dans les modes de conception et de justification de ces ouvrages.

Les documents de référence actuels sur ce type d'ouvrage reflètent ce compromis de méthode .

1.2. Documents de référence

Les principaux documents de référence disponibles sont pour les plus récents, d'abord le Bulletin n°141 de l'ICOLD [1] *Barrages en enrochement avec masque amont en béton- Concepts utiles à leur conception et à leur construction-* des ouvrages plus monographiques tels le « Concrete Face Rockfill Dams » [6] sur l'ensemble de l'expérience brésilienne, enfin certaines données intéressantes se trouvent compilées dans l'ouvrage « Geotechnical Engineering of Dams » [7].

2. PRINCIPAUX MODES DE RUPTURE ET METHODES CLASSIQUES DE JUSTIFICATION

De par leur principe, les barrages en enrochement à masque amont présentent intrinsèquement une grande marge de stabilité par rapport au glissement d'ensemble sur leur fondation rocheuse : l'absence de sous-pressions sous le corps de l'ouvrage, l'orientation et la position des efforts de service qui s'exercent sur l'amont du corps de l'ouvrage, constituent des avantages majeurs. Un simple bilan des forces sur une coupe verticale amont-aval permet d'établir le coefficient de sécurité (ratio [effort de cisaillement mobilisable]/[effort de cisaillement exercé]) par rapport au glissement sur la fondation :

 $F_{s} = \left(f_{Am} + f_{Tot} \cdot \frac{\gamma_{dR}}{\gamma_{w}}\right) \cdot \tan \varphi_{Fond} \text{ avec } f_{Am} \text{ et } f_{Tot} \text{ les fruits amont et total, } \gamma_{dR} \text{ et } \gamma_{w} \text{ les poids volumiques de l'enrochement et }$

de l'eau, dont les valeurs-type (1,4 et 2,8 pour f_{Am} et f_{Tot} , et 2 pour le rapport γ_{dR} / γ_w) font qu'en général $F_s \approx 7 \cdot \tan \varphi_{Fond}$. Ce type d'ouvrage exigeant une fondation rocheuse du fait des gradients hydrauliques exercés, les valeurs-type de coefficient de friction de l'enrochement sur la fondation (le $tan\varphi_{Fond}$) assurent donc une large stabilité au glissement d'ensemble. De même, la stabilité des talus de l'ouvrage, que ce soit du côté aval en service, ou du côté amont en cours de construction, est généralement assurée avec les talus usuels, bien que l'on constatera plus bas que les coefficients de sécurité n'y soient pas toujours à la hauteur des attentes, pour la marge de stabilité en service du talus aval.

Hors résistance au séisme traitée plus loin, les principaux « modes de rupture » ou « modes d'endommagement » (incidents mentionnés en Introduction) sont à rechercher :

- Du côté de la stabilité sous écoulements importants <u>sur</u> ou <u>dans</u> l'ouvrage, cause des ruptures des barrages de Gouhou (Chine, 1993, 71m de hauteur, près de 300 victimes [8], accident dû à un défaut d'étanchéité entre masque et parapet), et Tom Sauk (USA, 2005, 22m en hauteur, dommages purement matériels [9], accident dû à un déversement provoqué accidentellement), et du quasi-accident de Tokwe-Mukorsi (Zimbabwe, 2014, ouvrage en construction mis en charge par une crue avant la réalisation du masque)
- Du côté de la compatibilité du masque en béton vis-à-vis des mouvements de déformation du corps de l'ouvrage, et des inconvénients qui peuvent en résulter (débits de fuite observés jusqu'à près de 2 m3/s dans les incidents cités en introduction, voire davantage à New Exchequer [6]).

2.1 Stabilité vis-à-vis des écoulements sur l'ouvrage, et des percolations au travers de l'ouvrage

Sauf conception spécifique et protections spéciales (enrochements armés, gabions etc.) les barrages en remblais ne sont généralement pas conçus pour résister à un déversement significatif sur l'ouvrage. Dans les ouvrages actuels, la protection aval par le rip-rap pourrait résister un certain temps; toutefois, la saturation progressive de la recharge aval, et la concentration des débits vers le pied aval de l'ouvrage, en particulier dans les vallées en V, posent rapidement un problème de stabilité dans la base de la recharge aval, car un talus de remblai saturé et soumis à un écoulement émergent voit sa stabilité fortement réduite dans la zone d'émergence, Figure 3, principalement du fait du déjaugeage.



Figure 3 : conditions de stabilité en pied aval : a) en condition sèche, b) avec un écoulement émergeant du talus

En cas de percolations au travers de l'ouvrage la zone d'émergence au pied aval peut devenir le siège d'entrainement de blocs et de petits glissements superficiels successifs déclenchant une érosion régressive, comme lors du quasi-accident de Tokwe-Mukorsi. Toutefois pour des ouvrages correctement construits, ce type d'instabilité se produit pour des valeurs élevées de débit unitaire : 1 à 4 m³/(s.m) pour des enrochements compactés avec un d₅₀ entre 0,6 et 1,5m d'après [6], où l'on trouvera un chapitre particulièrement documenté et complet sur la question.

Le zonage des remblais avec une perméabilité croissante vers l'aval respectant les conditions de filtres, au besoin un drain de forte capacité en pied d'ouvrage sous la recharge aval, ainsi que la granulométrie des enrochements de protection aval, constituent autant de dispositions de sécurité vis-à-vis de ces risques. Les ouvrages de Gouhou et Tom Sauk ne comportaient aucune de ces dispositions.

2.2 Risques de rupture du masque d'étanchéité amont

Les risques de perte d'étanchéité dans le masque sont de deux types principaux : apparition de défauts dans les joints (ouverture excessive, déchirure du joint de rive..), et ruptures dans les bétons du masque. La figure de rupture apparue au barrage de Campos Novos, Figure 2, rassemble deux types de ruptures par compression/flambement dans le masque : une rupture par compressions horizontales dans la partie centrale du masque qui suit la plus grande pente, et une rupture par compressions dans le sens de la pente dessinant un arc de courbe situé en partie basse.

Tous ces risques résultent de mouvements du corps du barrage sous le masque, incompatibles avec la rigidité du masque, dont l'approche nécessite des modélisations numériques élaborées. La justification d'éventuelles mesures préventives (joints spéciaux, renforts..) passe alors par ces modélisations numériques [10], dont la complexité ne doit pas occulter le degré d'incertitude quant aux paramètres pertinents représentatifs des matériaux réels du site. Sans entrer ici dans le détail de ces modèles numériques, on trouvera en Annexe un utile schéma simplifié analytique du fonctionnement structural du masque vis-à-vis des déformations de compression dans le remblai sous-jacent, et des risques de rupture associés, qui explique simplement ces ruptures en aboutissant au schéma de rupture de Campos-Novos, et qui donne des ordres de grandeur rationnels.

Des joints de décompression permettent de pallier les risques de rupture par compressions horizontales (cf Annexe), et diverses dispositions permettent de contenir les risques d'ouverture excessive ou déchirure de joints. Toutefois, les risques de ruptures par compression dans le sens de la pente n'ont pas d'autre palliatifs que d'attendre que le corps d'ouvrage ait effectué la plus grande part de ses tassements avant de construire le masque dessus (vitesse de tassement n'excédant pas quelques mm/mois), et de compter sur l'efficacité du remblais extérieur de protection/colmatage placé à l'extérieur sur le masque en partie basse. Les ordres de grandeur obtenus en Annexe suggèrent qu'en partie basse, l'épaisseur du masque donnée par les formules empiriques usuelles (calées sur des <u>ouvrages moyens</u>), serait insuffisante pour résister à ces compressions de pente dans le cas de grands ouvrages déformables.

3. CONCEPTS DE RESISTANCE ET D'ETATS-LIMITE ULTIMES

Les enseignements des ruptures de Gouhou et Tom Sauk ainsi que le quasi-accident de Tokwe-Mukorsi indiquent que sauf précaution particulière, l'atteinte du niveau de déversement est une situation de danger imminent. La configuration de la partie haute de l'ouvrage (joint entre le parapet et le masque, crête suffisamment large...) joue un rôle dans les marges de sécurité juste avant d'atteindre ces situations.

Par ailleurs, étant donné la fragilité relative de l'étanchéité exposée à l'extérieur de l'ouvrage, une perte massive d'étanchéité pourrait être envisagée comme situation limite, ce qui renvoie aux dispositions évoquées en fin du §2.1. : les dispositions de contrôle des percolations (organisation du zonage en permeabilité, conditions de filtres, collecte des débits et protection de la zone d'émergence) sont l'ultime défense vis-à-vis de telles situations.

4. PERSPECTIVES

4.1 Contexte

Les incidents soulignés en introduction montrent qu'une meilleure prise en compte du comportement du corps du barrage, et de ses interactions avec le masque d'étanchéité, est nécessaire, en particulier pour les très grands ouvrages, manifestement sortis du cadre de conception empirique traditionnel, et nécessitant une conception rationnelle basée sur le contrôle des déformations. Les progrès effectués dans les méthodes de calcul fournissent maintenant des logiciels puissants permettant d'y intégrer de nombreux joints et interfaces, qui sont largement utilisés . Toutefois la physique spécifique au comportement de ces matériaux de construction n'y est pas encore représentée fidèlement avec toutes ses conséquences.

Dans la suite de progrès réalisés récemment dans la maîtrise du comportement des enrochements [11], on résume cidessous les résultats obtenus sur les effets d'échelle, qui sont déjà mis en œuvre sur certains grands projets (Chine...).

4.2 Effets d'échelle et leurs conséquences pratiques dans la conception

L'expérimentation a montré depuis longtemps que le comportement mécanique des enrochements est affecté par la rupture des granulats, conduisant à des courbes intrinsèques nettement courbées. La physique spécifique à ces ruptures, principalement en Mode I *-traction indirecte-* de la Rupture Fragile, avec des résistances à l'écrasement distribuées suivant une statistique de Weibull à un paramètre matériel *m*, est la cause directe d'effets d'échelle marqués.

Ils incluent une « Règle d'Effets d'Echelle » opérant sur la courbe intrinsèque: considérant deux matériaux granulaires M_0 et M_1 provenant d'un même stock minéral homogène, compactés à la même densité initiale, avec des granulométries homothétiques, caractérisés par un « diamètre caractéristique » D_0 et D_1 (par ex. D_{Max}), leurs résistances au cisaillement

$$\tau = f(\sigma_n) \text{ s'avèrent liées [12] par la relation simple : } \mathcal{T}_0 = f_0(\sigma_n) \implies \mathcal{T}_1 = \left(\frac{D_l}{D_0}\right)^{\frac{-3}{m}} \cdot f_0 \left\{\sigma_n \cdot \left(\frac{D_l}{D_0}\right)^{\frac{3}{m}}\right\}$$

L'interprétation par cette approche de larges bases de données d'essais, permet de définir une «courbe intrinsèque de tendance centrale » pour des enrochements usuels bien compactés:

$$\begin{cases} pour \ D_{Max} = 0.15m & \mathcal{T} \approx 3,5 \cdot \sigma_n^{0.80} & (\tau, \sigma_n \ en \ kPa) \\ pour \ D_{Max} \neq 0.15m & (D_{Max} \ exprimé \ en \ mètres) & \mathcal{T} \approx 3,5 \cdot \left(\frac{0.15}{D_{Max}}\right)^{0.1} \cdot \sigma_n^{0.80} \\ \end{cases}$$

Paramètre de la distribution de Weibull $m \approx 6$

Cette Règle d'Effets d'Echelle conduit aussi à une méthode rationnelle pour évaluer la résistance au cisaillement d'un gros enrochement donné, à partir d'essais réalisés sur un enrochement réduit homothétique, issu du même stock minéral.

Elle permet encore d'analyser l'effet combiné des granulométries (plus oumoins grosses), des pentes (plus ou moins raides), et de la hauteur des ouvrages, sur la stabilité des talus vis-à-vis de ruptures en cisaillement, en l'associant avec des résultats anciens [13] explicitant le facteur de sécurité (Figure 4a). Tout ceci mène alors à déterminer les conditions à respecter entre les gradations, les pentes, et la hauteur d'ouvrage, afin de maintenir le coefficient de sécurité à un niveau donné. Pour la valeur de référence usuelle en service Fs=1,375 (Recommandations CFBR 2015, barrages à masque), et pour des matériaux dont la *résistance caractéristique* correspond à la « courbe intrinsèque de tendance centrale » définie cidessus, on obtient la Figure 4b), adaptée de [11].



Figure 4 Effets d'échelle explicites dans la stabilité des talus vis-à-vis de la rupture en cisaillement

Cette Règle d'Effets d'Echelle s'applique aussi aux déformations, et aux « modules de rigidité apparents » des enrochements, pourvu que les règles de similitude énoncées plus haut soient respectées : $E_1 \approx E_0 \cdot \left(\frac{D_1}{D_0}\right)^{-\frac{3}{2}m}$

La Figure 5 en montre la mise en évidence [12] sur la corrélation entre module apparent et D₈₀ – Fig 5a), et entre module apparent et épaisseur des couches à la mise en place- Fig 5b), résultant de mesures sur de nombreux ouvrages construits ([5], [6],[7]).

L'ensemble de ces effets d'échelle montre en particulier que pour de grands ouvrages, la pratique empirique de recharges aval à pentes raides indépendantes de la hauteur d'ouvrage, en très gros enrochements plus ou moins bien compactés en couches très épaisses, conduit immanquablement à des ouvrages déformables (Figure 5), et avec des marges de sécurité réduites sur leur stabilité aval (Figure 4).

Ils permettent d'expliquer une large part des incidents mentionnés en introduction.

L'évolution actuelle des procédures chinoises commence à intégrer ces notions.





Figure 5 - Mise en évidence des effets d'échelle sur les modules de rigidité apparents- a) vis-à-vis du D₈₀- b) vis-à-vis de l'épaisseur des couches (conditionnée par D_{Max})

5. RESISTANCE SOUS SEISME

Les CFRD sont réputés présenter une résistance élevée vis-à-vis des séismes, d'après les performances des barrages de Cogoti au Chili (H= 83m), et surtout de Zipingpu dans la région de Chengdu en Chine (H=156m)durement secoué par le séisme du Wenchuan en 2008 (intensité 8).

L'évaluation de leur réponse [14] peut être faite avec une modélisation non-linéaire hystérétique pour les enrochements, associée à une modélisation en plasticité avec endommagement pour le masque en béton, montrant une forte amplification des efforts de compression dans le masque déjà notés en comportement statique.

Uns discussion détaillée sur le cas de Zipingpu assortie de recommandations assez complètes sur la conception des CFRD vis-à-vis de forts séismes, est donnée par Wieland [15].

6. PROBLEMATIQUE DES SURVERSES DANS LES SITUATIONS EXTREMES

Une surverse significative peut résulter d'un évènement hydrologique extrême, ou d'une perte de revanche suite à un mouvement sismique, et renvoie à la question de la stabilité de la recharge aval du barrage, d'une part au voisinage de la crête sous l'effet direct du déversement, et d'autre part au pied aval avec concentration des débits de surverse en fond de vallée (effets d'érosion externe), et l'émergence de débits infiltrés percolant au travers de la recharge aval.

Ce type de situation n'est pas usuellement pris en compte dans la conception de ce type de barrage ; il nécessiterait des mesures particulières fortes (adoucissement et renforcement du talus aval pour résister aux déversements, protections visà-vis des érosions localisées en pied de talus en rive et en fond de vallée...).

REMERCIEMENTS

L'auteur remercie Tractebel Engineering d'avoir permis les développements présentés dans cet article.

RÉFÉRENCES ET CITATIONS

- [1] ICOLD 2010 Barrages en enrochement avec masque amont en béton- Concepts utiles à leur conception et à leur construction- Bulletin N°141, 408 p.
- [2] Zeyan Y., Jianping Z., Guocheng J., Yongjuan S., Zeping X., Fuqiang W. 2011 "Development of Concrete Face Rockfill Dams in China" Proc. 2nd International Symposium on Rockfill Dams, Rio de Janeiro, Oct 2011
- [3] Larson E., Kelly R., Dreese T., Fleming G., Wilkes J. "A permanent solution at Salt Spring Dam" Water Power & Dam Construction, March 2006
- [4] Cooke J. Barry 1999." The Development of Today's CFRD Dam". Proc. of the 2nd Symposium on CFRD dams, CBDB-Engevix-Copel, Florianópolis, Brazil, October 14-15, 1999
- [5] CBDB-ICOLD 2007- Proc. III Symposium on CFRD Dams Honouring Barry Cooke, Florianopolis, Brazil
- [6] Cruz P., Materon B., Freitas M. 2009 *Concrete Face Rockfill Dams* -448p., Oficina de Textos, Sao Paulo, ISBN 978-85-86238-84-0
- [7] Fell R., Mc Gregor P., Stapledon D., 2015 Geotechnical Engineering of Dams -2nd Ed., 1338p., CRC Press, ISBN 978-0-203-38731-3
- [8] Fallah H. 2013 "Important role of filters in hydraulic soil structures" Proc. 11th Purdue Geotechnical Society, Apr 2013
- Hendron A.J., Ehasz J.L., Paul K. 2006 Tom Sauk Upper Dam Breach- Technical reasons for the Breach of Dec. 14, 2005 Report FERC No P-2277, May 2006
- [10] Frossard E., Nieto-Gamboa C., Robles J. 2015 "Design and construction of Mazar CFRD (Ecuador) -Behavior in service" Proc. XXVth International Congress on Large Dams, Q.98-R1, 21p., Stavanger (Norway), Jun 2015
- [11] Frossard E., 2018 Granular geomaterials dissipative mechanics- Theory and applications in Civil Engineering ISTE Ltd J. Wiley & Sons, 308 p., ISBN 978-1-78630-264-9
- [12] Frossard E., 2009 "On the structural safety of large rockfill dams" Proc. XXIIIrd International Congress on Large Dams, Q.91- R 39, 20p., Brasilia, May 2009
- [13] Charles J.A., Soares M. M."Stability of compacted rockfill slopes "Géotechnique, Vol 34, n°1, pp61-70, 1984
- [14] Dakoulas P. "Seismic behavior of Concrete Face Rockfill Dams" Proc. 11th ICOLD Benchmark Workshop on Numerical Analysis of Dams, Oct 2011, Valencia
- [15] Wieland M. "CFRDs in highly seismic regions" Proc. 1st International Symposium on Rockfill Dams, 12p., Chengdu, Oct 2009 see also International Water Power & Dam Construction, pp 28-31, March 2010

<u>ANNEXE</u>: FONCTIONNEMENT STRUCTURAL DU MASQUE VIS-A-VIS DES DEFORMATIONS DE COMPRESSION DANS LE REMBLAI SOUS-JACENT – MECANISMES POTENTIELS DE RUPTURE ASSOCIES

Les diverses ruptures de masques survenues lors de la mise en service de grands ouvrages CFRD, différentes des usuels « problèmes de bord » enregistrés jusqu'alors près des rives, ont attiré l'attention sur la nécessité d'en préciser le fonctionnement structural, donnant lieu à des analyses complexes par modèles numériques intégrant de nombreux joints et interfaces.

La présente Annexe en propose un schéma simplifié analytique, qui se concentre sur les seuls effets de compression dans le plan du masque, tant horizontalement que dans le sens de la pente, engendrés par les composantes <u>parallèles au parement</u> des mouvements dans le corps de remblais sous-jacent. Ce schéma néglige en premier lieu les effets de précontrainte dus à la construction, c'est-à-dire que le masque est considéré comme relâché horizontalement et dans le sens de la pente, en fin de construction. Il envisage aussi pour simplifier dans un premier temps, le masque comme monolithique dans son épaisseur (pas de distinction avec le sous-masque) et les joints comme fermés.

A.1. Mouvements horizontaux du masque sur le remblais : glissement ou adhérence ?

Les modélisations numériques 3D indiquent qu'à la mise en eau, les barrages à masque présentent dans le remblais, à une certaine distance des bords, une zone affectée de mouvements de compressions horizontales sous le masque (*ainsi qu'une zone affectée de compressions verticales, analysée plus loin*).

Ces mouvements de compression proviennent d'un simple effet géométrique de coin ou de bouchon dans le corps du remblai détaillé dans [12]. Sous le masque, la zone qui présente ces déformations en compression, dessine une sorte de « bulle » dans la partie centrale, Figure A1, séparée des bords par une zone d'extensions horizontales, qui correspondent aux cisaillements de bord. Par ailleurs, les simulations numériques montrent que ces déformations de compression dans le remblai sous le masque sont très régulières dans la zone en compression : le long d'une horizontale, l'approximation par une valeur moyenne uniforme y est justifiée.

A.1.1 Equilibre horizontal du masque- Relation de base : l'effet de compression horizontal

Considérons l'équilibre d'une bande horizontale de largeur unitaire, en partant de la limite de la zone de remblais comprimée, Figure A1 a):

- si le masque adhère au remblais, les déformations de compression dans le remblais vont engendrer des contraintes de compression dans le masque, dont l'ordre de grandeur, pour la contrainte moyenne, vaut $\sigma_c(L) = E_c. \mathcal{E}_H(L)$, et la force unitaire de compression sur l'extrémité droite de notre bande vaut $f_c = \sigma_c(L) \cdot e$, cette force unitaire de compression est nulle sur l'extrémité gauche de notre bande, celle-ci étant située sur le bord de la zone comprimée ;

- l'équilibre horizontal de la bande requiert que cette compression soit équilibrée par une réaction du remblais en cisaillement sous le masque, dont la sommation sur la longueur *L* vérifie : $\int_{a}^{L} \tau(l) dl = f_{c}(L) d'où \quad \int_{a}^{L} \tau(l) dl = \sigma_{c}(L) e$

- comme par ailleurs le masque est supposé adhérent au remblais, la condition de non-glissement à l'interface implique $\tau \leq \sigma_n$. $tan \varphi$, et comme $\sigma_n = p$ (équilibre normal au masque), on obtient la condition de non-glissement : $p.tan \varphi \geq \sigma_c$ (L). e/L

Compte tenu du zonage dans l'ouvrage sous le masque (mise en place d'un multicouche de matériaux granulaires à granulométrie progressive, les plus fins sous le masque) la friction tan ϕ à prendre en compte est plutôt celle d'un gros sable moyennement compacté, soit de l'ordre de tan ϕ =0,5.



Figure A1 – Compressions horizontales dans le masque, entrainées par les déformations du remblai

A.1.2 Glissement ou adhérence ? Récapitulation des situations possibles

La condition simple de non-glissement renferme des indications précises sur le comportement du masque :

- a) en un endroit donné, si la déformation dans le remblais sous-jacent dépasse la valeur $\mathcal{E}(L) = \frac{\rho_W \cdot g.h.L.tan\varphi}{E_{\rho} \cdot e}$, il y aura

nécessairement glissement du masque ;

- b) lorsque la déformation du remblai est à peu près uniforme dans la zone comprimée ($\mathcal{E}_{H}(L) = \mathcal{E}_{H}$), il y aura **toujours**

glissement, depuis le bord de la zone comprimée, jusqu'à une certaine largeur L_0 qui vaut $L_0 = \frac{E_c.e.\varepsilon_H}{\rho_w.g.h.tan\varphi}$

A titre d'exemple : pour h=67m, Ec=20 000 MPa, e=0,5m, ε_{H} = 0,002, et pour tan ϕ =0,5 environ, on trouve une largeur de zone en glissement de L₀= 60m environ.

Sur cette largeur en glissement, l'effort unitaire de compression dans le masque devient indépendant de la valeur de la déformation dans le remblai sous-jacent, et vaut $f_c(L) = \rho_w.g.h.L. \tan \varphi$. La contrainte moyenne de compression vaut $\sigma_c(L) = \rho_w.g.h.L.$ fc (L) / e= Ec. EH, ce qui donne au bout de la zone en glissement, avec les données de l'exemple : 40 MPa environ en contrainte moyenne dans l'épaisseur du masque, et davantage en contrainte maximale.

- c) Dans ce cas, en effectuant un raisonnement symétrique à partir de l'autre bord de la zone comprimée, on obtient le diagramme de l'effort unitaire de compression sur toute la largeur de la zone comprimée L_c, le long d'une horizontale, Figure A1 b) :

Si L_0 est plus grand que $L_c/2$, ce qui se produit toujours lorsque ε_H est suffisamment fort (remblais particulièrement déformables), alors le glissement gagne toute la largeur comprimée, et le diagramme de l'effort unitaire en compression devient celui de la Figure A1c), avec un maximum marqué au centre.

A.2 Mécanisme de rupture du masque par compression horizontale- Joints de décompression

A.2.1 Mécanisme de rupture

Dans la zone la plus comprimée du masque (+ sous-masque), au centre de l'ouvrage, la résistance en compression du masque peut être dépassée par ces compressions horizontales, et provoquer un écrasement du béton, d'abord au droit d'un joint central (singularité structurale), qui va se développer le long de la zone la plus comprimée, donc au centre du masque et le long de la pente. Ce mode de rupture par compressions horizontales le long d'un joint au milieu de la zone comprimée, ressemble fortement aux ruptures enregistrées, en particulier sur les 4 barrages : Barra Grande (185m) et Campos Novos (202m) au Brésil, Mohale (140m) au Lesotho, et Tiangshenquiao (180m) en Chine.

A.2.2 Joints de décompression

Pour éviter les désordres causés par ces ruptures en compression, la mesure palliative la plus efficace est d'empêcher l'accumulation de compressions dans l'ensemble masque + sous-masque, en réalisant des **joints de décompression recoupant l'ensemble masque + sous-masque**, coupant ainsi toute transmission de compressions horizontales. Pour que ces joints soient efficaces et ne se remettent pas en compression après s'être refermés, leur largeur efficace de compression Δ doit être au moins de $\Delta(L) = I_j \cdot \mathcal{E}_H(L)$, avec I_j espacement entre joints. Dans ce cadre, espacement entre joints et taux de renforcement dans les dalles peuvent être réglés de manière à supporter la compression unitaire maximale $f_c(L) < f_c(I_j/2) = (I_j/2) \cdot \rho_W \cdot q_r h \cdot tan \varphi$, avec un coefficient de sécurité adéquat.

Dans ce cas, le diagramme des effort de compression unitaires dans l'ensemble est donné par la Figure A2.



Si au lieu de joints de décompression recoupant intégralement l'ensemble masque + sous-masque, les joints de décompression ne concernent que le masque seul, laissant conservée la continuité du sous-masque, alors les compressions unitaires dues aux cisaillements ne pourront pas être relâchées. Ces compressions pourront donc s'établir suivant la répartition des compressions unitaires et des contraintes de compression moyennes entre masque et sous-masque. L'analyse montre que le sous-masque s'y trouvera fortement surchargé au droit des joints incomplets. Dans ce cas, un mécanisme de rupture analogue à celui décrit plus haut pourra se produire, mais en **commençant ici par la rupture du sous-masque**.

A 2.3 Effet des éventuelles précontraintes dues à la construction

Lors de la construction du corps de l'ouvrage, des tassements significatifs se produisent dans la masse sous l'effet du poids propre, alors que le sous-masque est déjà en place. Il en résulte ici aussi des mouvements de compressions horizontales dans le remblai sous-jacent, dans la zone centrale du parement amont.Les simulations numériques indiquent que l'étendue de cette zone en compression dans le remblais sous le parement amont, résultant des mouvements de construction, est plutôt voisine de la configuration qu'elle aura ensuite lors des mouvements de mise en eau. Il ya donc possibilité de mise en compression du sous-masque à la construction, avec déjà déclenchement de glissements au contact, et un effet de précontrainte dans les bétons du sous-masque.

Lors de la mise en eau, les contraintes résultant des mouvements de mise en eau vont s'ajouter à ces contraintes de construction dans le sous-masque. Il s'ensuit que **les effets de précontrainte dus à la construction, constituent un facteur aggravant vis-à-vis du mécanisme de rupture des masques par compression horizontale.** C'est également le cas vis-à-vis des ruptures par compression dans le sens de la pente.

A 2.4 Désolidarisation éventuelle à l'interface masque/sous-masque

Enfin la désolidarisation à l'interface entre le masque et le sous-masque en béton extrudé est parfois mise en place à la construction, par une épaisseur de bitume suffisante (Karahnjukar). Dans cette disposition, vis-à-vis de la transmission des compressions, le masque désolidarisé ne participe plus directement, et si le sous-masque n'est pas muni de joints de décompression, c'est donc lui qui supporte tout tant qu'il n'est pas rompu. Il faut donc s'attendre ici encore à des ruptures par compressions horizontales dans la partie centrale du masque, initialisées encore par la rupture du sous-masque, si celui-ci n'est pas muni de joints de décompression.

A.3 Effet des compressions dans le sens de la pente

Outre les compressions horizontales, les modélisations numériques 3 D indiquent qu'à la mise en eau, les barrages à masque présentent aussi dans le remblais, une zone affectée de mouvements de compressions dans le sens de la pente sous le masque. Pour des ouvrages de forme régulière (vallée « en berceau »), les simulations montrent que:

- le pied amont de l'ouvrage se trouve déformé en extension dans le sens de la pente jusqu'à une certaine hauteur;
- au dessus, le remblais sous le parement amont se trouve déformé en compression dans le sens de la pente, jusqu'à la crête de l'ouvrage lorsque la mise en eau est complète.

Il s'ensuit que, tout comme dans le cas des compressions horizontales, on doit considérer la possibilité de glissements dans le sens de la pente, avec mises en compression par effet d'accumulation de cisaillements d'interface, et analyser les mécanismes de rupture associés.

A.3.1 Relations d'équilibre le long de la pente – Compression maximale dans le masque

On analyse ici aussi l'équilibre d'une bande de masque, de largeur unitaire, le long de la pente, la différence étant qu'ici, la pression est variable le long du profil. Pour simplifier l'analyse, on se restreint ici aux situations où la ligne de compression nulle coincide avec la surface de la retenue.

La condition de non-glissement devient, en notant $\varepsilon_p(L)$ la déformation de contraction dans le sens de la pente dans le remblais sous-jacent au masque : $\int_0^L \tau dl \ge f_c(L)$ ou encore $\int_0^L \rho_w \cdot g \cdot h \cdot tan \varphi_{Mobilis\acute{e}} dl \ge E_c \cdot \varepsilon_p(L) \cdot e(L)$

Tout comme pour les compressions horizontales, on en déduit que :

- a) si la déformation dans le remblais dépasse la valeur $\varepsilon_p(L) = \frac{\gamma_w \cdot \sin \theta \cdot \tan \varphi_{Mobilisé}}{2E_c \cdot e(L)} \cdot L^2$, il y aura nécessairement glissement du masque sur le corps des remblais ; et dans la zone supérieure en glissement, l'effort unitaire en compression vaut : $f_{c \text{ Total}}(L) = \gamma_w \cdot \sin \theta \cdot \tan \varphi_{Mobilisé} \cdot \frac{L^2}{2}$
- b) lorsque la déformation du remblais est suffisamment uniforme pour pouvoir être représentée par une valeur moyenne ε_p, les largeurs de zones en glissement à partir des limites de la zone comprimée de longueur totale L_c, peuvent

être déterminées, pour la zone en glissement supérieure $L_0 \approx \sqrt{\frac{2E_c \cdot e \cdot \varepsilon_p}{\gamma_w \cdot \sin \theta \cdot \tan \varphi_{Mobilisé}}}$; et pour la zone en glissement

inférieure :
$$L_{0c} \approx L_{c} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2E_{c}.e.\varepsilon_{p}}{\gamma_{w}.\sin\theta.\tan\varphi_{Mobilise}.L_{c}^{2}}} \right)$$

Les diagrammes d'efforts unitaires de compression dans le masque engendrés par l'accumulation de cisaillements à la base, peuvent ensuite être tracés, pour le cas général avec une partie du masque en glissement et une partie du masque adhérente, Figure A3a). Si la déformation est suffisamment forte dans la zone de remblais en compression, ce qui se produit dès que L₀ devient plus grand que Lc , il y a nécessairement glissement sur toute la zone comprimée, et le point d'équilibre, qui n'est plus au milieu de la zone glissée à cause du profil triangulaire des pressions, se trouve à 71% de la longueur totale en compression, comptés à partir du haut, Figure A3b).

Ici, il n'ya en général pas de joints horizontaux ouverts, et donc la discussion sur l'effet des joints est sans objet.



Figure A3 Compressions dans le sens de la pente

Figure A4 Mécanisme de rupture

one en

extension

A.3.2 Effet supplémentaire du poids propre

Il convient d'ajouter à cet effet de compression, l'effet du poids propre du masque lui-même, qui se décompose en une composante directe en contrainte de compression d'une part, et une composante indirecte résultant de la reprise de la composante normale au parement en cisaillement additionnel résultant du glissement avec friction, d'autre part. L'ordre de grandeur de l'effort unitaire de compression additionnel résultant de cet effet de poids propre est : $f_c(L) = \gamma_e \cdot (\sin \theta + \cos \theta \tan \varphi_{\text{Mobilief}}) \int_0^L [e_{M}(l) + e_{\text{SM}}(l)] dl$. Dans l'hypothèse d'un sous-masque moins raide que le masque, la contrainte moyenne additionnelle due au poids propre de l'ensemble masque + sous-masque, est reprise pour l'essentiel par le masque

Pour une longueur L de 100m, avec les autres données de l'exemple, avec un *Tanq* Mobilisé de 0,5, la contrainte de compression moyenne dans le masque hors poids propre est de 35 MPa environ (on suppose que la participation du sous-masque est faible), la contrainte additionnelle moyenne due à l'effet de poids propre serait dans le masque d'environ 2,5 MPa, ce qui est déjà significatif.

A.3.4 Mécanisme et figures de rupture

Dans le sens de la pente, la forme en dents de scie du sous-masque, et sa structure par empilement, font que le contraste de rigidité structural est sans doute du côté de la situation « rigidité relative du sous-masque faible par rapport à celle du masque ». En cas de glissement de l'ensemble sur le corps du remblais, l'accumulation des compressions sera reprise essentiellement dans le masque, ce qui conduit à envisager la rupture par compression et flambement, lors de la mise en charge de l'ouvrage. De même que pour les compressions horizontales, les ordres de grandeurs montrent que la rupture par compression dans le sens de la pente est tout à fait plausible, y compris en tenant compte d'un *Tan \varphi Mobilisé* modéré. Le scénario de rupture est alors le suivant, Figure A4:

- dès que le niveau de retenue dépasse une certaine hauteur critique h_c au dessus de la zone en extension au pied de l'ouvrage, une rupture en compression / flambement dans le sens de la pente se déclenche dans la partie basse de l'ouvrage, à environ 71% de cette profondeur critique, Figure A4 a) ;

- lorsque le remplissage de la retenue se poursuit, cette rupture en compression / flambement dans le sens de la pente se développe latéralement de part et d'autre, suivant une ligne approximativement parallèle à la limite de la zone en extension, Figure A4 b), cette rupture s'accompagne des mouvements suffisants pour assurer le relâchement des compressions en excès, c'est-à-dire par chevauchement de la partie supérieure du masque sur la partie inférieure. La combinaison de ce mode de rupture avec celui des compressions horizontales, mène donc au schéma combiné de la Figure A4 c), qui correspond bien au schéma des ruptures observées à Campos Novos en Juin 2006, Figure 2.

A.3.5 Problématique de l'épaisseur du masque

A moins de mettre en œuvre de joints de décompression horizontaux, opération qui requiert d'éviter qu'is ne se referment pendant la construction, il n'est pas possible ici d'éliminer simplement ces compressions. De ce fait, cet effet de compressions dans le sens de la pente demanderait d'augmenter sensiblement l'épaisseur des masques en partie basse pour leur permettre de supporter ces compressions, en proportion du diagramme des efforts de compression unitaires de la Figure A4. En incluant en première approximation l'effet de poids propre dans un coefficient de sécurité Fs, on peut obtenir la loi donnant l'épaisseur du masque requise pour résister à ces compressions dans le sens de la pente.Dans la zone en glissement à partir de la crête (figure A4), l'épaisseur du masque est alors donnée par :

$$e_{M}(L) \ge F_{s} \cdot \frac{\gamma_{w} \cdot \sin \theta \cdot \tan \varphi_{Mobilis\acute{e}}}{2R_{c}} \cdot L^{2}$$

Fixant des valeurs-type pour les différents paramètres, on peut comparer les épaisseurs requises par cette formule, avec l'épaisseur usuelle résultant de la formule empirique e=0,3+0,003h (m). Cette comparaison, en prenant comme données une résistance à la compression nominale du béton *Rc* de 40 MPa, un *Tan* φ *Mobilisé* de 0,5, et une pente de parement amont de 1,4h / 1v, conduit aux résultats suivants :

- a) les épaisseurs usuelles des masques seraient juste suffisantes vis-à-vis de la rupture par compression dans le sens de la pente, tant que la profondeur de la compression maximale demeure dans le cadre d'<u>ouvrages moyens</u> (pour Fs=1 l'épaisseur requise excède l'épaisseur de la formule empirique à une profondeur de compression maximale de l'ordre de 70m correspondant à un ouvrage de 110 à 130m de hauteur) ; toutefois, tenant compte ici du calcul sur des compressions moyennes, il faudrait intégrer un coefficient de sécurité significatif pour s'assurer de l'intégrité du masque ;
- b) pour de très grands ouvrages, si la déformabilité du remblais est suffisante pour que l'ouvrage soit dans la situation de la Figure A4b), il faudrait des épaisseurs de masque en partie basse nettement plus fortes que celles données par les formules empiriques (qui ont été ajustées, rappelons-le, par des considérations de gradients hydrauliques admissibles sur des <u>ouvrages moyens</u>...), ou s'attendre à voir le genre de rupture de Campos-Novos se reproduire.

Cette comparaison ne doit pas être trop poussée audelà de ces constatations, car vu les épaisseurs en jeu, l'indépendance approximative entre les mouvements dans le remblais et le masque supposée dans la présente approche, n'est plus vérifiée. Enfin, la question dépend d'une grandeur-clé pour laquelle peu de données sont accessibles : la valeur du *Tan* φ _{Mobilisé}.

APPORT DE LA MODELISATION NUMERIQUE NON LINEAIRE 3D A LA CONCEPTION ET SUIVI DES BARRAGES CFRD

Contribution of 3D non-linear modeling to the design and supervision of Concrete Face Rockfill Dams

Cristian NIETO

Tractebel Engineering, 92230 Gennevilliers cristian.nieto-gamboa@tractebel.engie.com

Nicolas ULRICH , Mohamed MONKACHI

Artelia Eau & Environnement, 38130 Echirolles nicolas.ulrich@arteliagroup.com, mohamed.monkachi@arteliagroup.com

MOTS CLEFS

Barrage, enrochement, masque amont, modélisation non-linéaire.

KEY WORDS

Concrete face rockfill dam, upstream face, non linear numerical analysis.

RÉSUMÉ

Les barrages à masque amont en béton sont aujourd'hui un des types de barrages les plus utilisés. Leur conception historiquement basée sur l'empirisme rencontre des problèmes lorsque la taille des ouvrages dépasse celle de leurs prédécesseurs. Plusieurs ouvrages de ce type ont vu leur masque en béton s'endommager dès la première mise en eau. Le problème est éminemment lié au comportement de l'ouvrage et aux déplacements induits par la mise en eau. Pour fournir des éléments d'analyse et de conception la modélisation numérique tridimensionnelle et non-linéaire apporte une grande aide aux ingénieurs comme l'illustrent les deux exemples traités dans cet article, Mohale (H=145m) et Nam Ngum 3 (H=210m), tous les deux des barrages de grande hauteur.

ABSTRACT

Concrete Face Rockfill Dams (CFRD) are nowadays one of the most popular choices for dams. Their design based on precedents and empiricism faces problems when the height of the dams goes beyond the precedents. Several CFRDs have experienced slabs cracking during first impounding. The problem is related to the behavior of the dam and the displacements induced in the face during the impoundment. In this regard, 3D non-linear numerical modelling is capable of providing extremely useful information for analysis and design of these structures. Two examples illustrate the benefits of this kind of approach in the projects of Mohale (145m) and Nam Ngum 3 (210m).

1. INTRODUCTION

La popularité des barrages à masque amont en béton, mieux connus par le sigle en anglais comme CFRD (Concrete Face Rockfill Dam) n'a cessé d'augmenter dans les dernières décennies. Cette popularité, liée à un coût relativement faible de construction, a encouragé la conception et la construction de barrages CFRD de plus en plus hauts partout dans le monde. Actuellement, le barrage de Shuibuya en Chine atteint 233m de hauteur et est le plus haut barrage construit de ce type.

La conception des barrages à masque se fonde en grande partie sur les expériences antérieures ([1]) et elle profite de l'évolution constante des détails de conception et des méthodes de construction. Cependant, des ouvrages récents construits suivant «l'état de l'art » ont vu apparaitre des désordres importants ([2], [3], [4]), entre autres, les barrages de Xingo (H=140m – 1994), Tianshengqiao 1 (H=178m-1999), Aguamilpa (H=187m – 1993), Ita (H=125m-1999), Mohale (H=145m-2002), Barra Grande (H=185m – 2005) et Campos Novos (H=202m – 2006) ont subi des problèmes liés à la fissuration du masque et la conséquente perte d'étanchéité menant à des fuites jusqu'à 1700l/s pour le cas le plus important.

Cette fissuration qui, dans les cas les plus graves, amène à la rupture localisée du masque amont en béton lors de la première mise en eau est liée à une incompatibilité de déformations entre le masque et l'enrochement. Le masque amont en béton, principale barrière d'étanchéité, n'a aucun rôle structurel et ne peut que subir les déformations des enrochements dans le transfert de la poussée d'eau à la fondation. C'est une problématique complexe et tridimensionnelle car la forme de la vallée a une influence importante. Son analyse demande alors la prise en compte du comportement mécanique des enrochements, la prise en compte de l'interaction entre le masque et le support, une prise en compte de la géométrie de la fondation et de la forme de la vallée.

Pour l'analyse de la problématique liée à ces ouvrages, le recours aux modèles numériques est incontournable. Cependant, en ce qui concerne la modélisation, un vaste choix de possibilités est disponible et toutes n'aboutissent pas à des résultats réalistes. Parmi les choix de modélisation, un des plus importants est la représentation du comportement des enrochements. A cet égard, les modèles élastiques linéaires sont attractifs par leur facilité de mise en œuvre, cependant ils peinent à bien représenter le comportement des enrochements et de l'ouvrage. Des expériences menées de façon indépendante par les auteurs ont convergé vers les mêmes conclusions et ont conduit à adopter dans les modélisations un modèle de comportement non-linéaire avec écrouissage isotrope et déviatorique. Ce choix, parmi d'autres qui seront détaillés par la suite, a permis d'obtenir des modélisations réalistes et applicables à la conception des barrages de Nam Ngum 3 (H=210m) au Laos et Mohale (H=145m) au Lesotho.

Cet article présente une discussion à propos des choix de modélisation et de leur application aux projets de Nam Ngum 3 et Mohale.

2. MODELISATION NUMERIQUE

Lors de la définition du modèle numérique d'un barrage CFRD, l'ingénieur modélisateur doit adopter des hypothèses de modélisation concernant les composantes du barrage et leurs interactions. Il faut arriver à un modèle simplifié, tout en gardant les principaux phénomènes physiques en jeu. C'est d'autant plus important pour les enrochements car les déplacements subis par ceux-ci détermineront l'état des déformations dans le masque en béton. Cet article présente cidessous les hypothèses de modélisation concernant les principales composantes d'un CFRD.

2.1. Enrochements

La rhéologie des enrochements peut être rapprochée de celle des sols, avec l'addition d'un phénomène lié à la rupture de grains. Tout comme les sols, les enrochements présentent une relation non-linéaire entre contrainte et déformation, une dépendance de la raideur à la contrainte de confinement et une résistance au cisaillement fonction des contraintes effectives et liée au frottement. Par ailleurs, la rupture de grains amène des caractéristiques additionnelles, telles que la variation de l'angle de frottement avec le confinement (enveloppe de rupture curviligne) et les effets d'échelle [5]. Ces derniers rendent la résistance au cisaillement et les caractéristiques de raideur fonction de la taille de particules. Cette rupture de grains est d'ailleurs relativement sensible à la variation de l'état hydrique de l'enrochement [12], [13].

2.1.1. Effet d'échelle

Le diamètre élevé des enrochements mis en œuvre pour la plupart des CFRD rend difficile l'estimation de leurs caractéristiques mécaniques à l'aide d'essais en laboratoire. Pour pouvoir réaliser des essais qui soient représentatifs, il faudrait des dispositifs dont les dimensions sont encore hors de portée dans la pratique.

Par conséquent, les essais sont réalisés sur des échantillons de taille inférieure. Cependant, la réduction des dimensions des échantillons par rapport à la réalité entraine une surestimation des caractéristiques mécaniques, même si les enrochements sont de nature pétrographique et de géométrie similaires. Cette différence entre les caractéristiques mécaniques obtenues à l'aide d'un essai en laboratoire avec des dimensions réduites et les caractéristiques réelles de l'enrochement utilisé sur site est due à l'effet d'échelle ([5]). Cet effet d'échelle est principalement lié au taux de rupture plus élevé à l'échelle de chaque grain pour les plus grands diamètres d'enrochement.

La littérature montre que de nombreux paramètres affectent la probabilité de rupture des grains. Parmi eux, la taille des grains, leur forme, et également la répartition de la granulométrie, affectent particulièrement la rupture des enrochements à l'échelle de chaque grain, et affectent donc la déformabilité et la résistance de l'enrochement dans sa globalité.

La figure suivante représente les résultats d'essais triaxiaux réalisés sur des enrochements de diamètres différents pour une contrainte de confinement identique (0,9 MPa). Ces essais montrent que les échantillons ayant les diamètres les plus importants ont une déformabilité plus élevée que les échantillons avec des granulométries plus faibles, à contrainte équivalente.



Figure 1 : Essais triaxiaux sur des échantillons de granulométrie variable [6]

Frossard & Nieto ([7]) ont établi la relation suivante après l'analyse de résultats d'essais en laboratoire et de données d'auscultation. L'indice 1 correspond aux valeurs relatives aux dimensions réelles et l'indice 0 aux valeurs relatives aux essais en laboratoire, soit avec des échantillons de dimensions réduites. « D » correspond au diamètre D₈₀, « E » au module d'Young et « m » est un paramètre relatif à la probabilité de rupture d'un grain. Ce dernier paramètre dépend de la nature pétrographique des enrochements.

$$\frac{E_1}{E_0} = \left(\frac{D_1}{D_0}\right)^{-\frac{3}{m}}$$

Dans le cadre de la supervision de la construction du barrage de Nam Ngum 3 (CFRD de 210m de haut), cette formule a été utilisée pour estimer les caractéristiques mécaniques attendues à l'échelle du barrage sur la base des caractéristiques mécaniques obtenues par les essais au laboratoire.

2.1.2. Comportement différé

L'analyse des données d'auscultation des CFRD existants met en évidence une déformation différée plusieurs années après la fin de la construction des barrages, sous chargement relativement constant.

Afin d'éviter une estimation optimiste de la déformation totale subie par le masque amont, il est alors nécessaire d'anticiper l'effet de ce comportement différé dans le cadre de son dimensionnement.

Le comportement différé des enrochements peut être attribué à une succession de cycles : Augmentation des forces de contact \rightarrow Rupture de grains \rightarrow Réarrangement \rightarrow Equilibre \rightarrow Augmentation des forces de contact \rightarrow ...

Ce phénomène a pour effet d'homogénéiser la répartition des contraintes dans les enrochements et d'aboutir à un meilleur équilibre des forces entre les différents grains. Ce comportement perd donc en intensité avec le temps, ce qui est confirmé par les données d'auscultation.

Les tendances de tassement montrées par les données d'auscultation permettent d'établir des courbes théoriques comme celles indiquées sur la figure suivante. La constante ϵ_f (en %) peut être considérée comme le tassement moyen après 30 ans. L'expérience montre qu'une faible résistance mécanique des enrochements intensifie la déformation différée, tout comme une forte pluviométrie, qui par effet de lubrification des contacts entre les grains, accélère le tassement différé.



Figure 2 : Tassements mesurés sur plusieurs ouvrages et définition de courbes théoriques [9]

Il est possible de montrer via des essais en laboratoire que le tenseur des déformées à long terme pour des enrochements dépend des contraintes isotrope, déviatoire et du facteur de sécurité par rapport au critère de Mohr-Coulomb suivant la relation de Shen [20] suivante :

$$\varepsilon_{\rm vf} = b \left(\frac{\sigma_3}{p_a}\right)^{m_1} + c \left(\frac{q}{p_a}\right)^{m_2} \quad \gamma_f = d \left(\frac{S_l}{1 - S_l}\right)^{m_3} \text{ avec}$$

- ϵ_{vf} et γ_f les déformées isotropes et déviatoires à long terme ;
- σ_3 la contrainte de confinement ;
- q la contrainte déviatoire ;
- S_I le facteur de sécurité vis-à-vis du critère de Mohr-Coulomb ;
- p_a la pression atmosphérique ;
- b, c, d, m₁, m₂ et m₃ des paramètres de sol déterminés par les essais au laboratoire.

Lors de la modélisation, le choix du tassement final à long terme peut se faire sur la base d'un jugement à dire d'expert sur la qualité des enrochements et du compactage et sur la pluviométrie locale, dans l'attente de valeurs réelles mesurées sur site. Enfin, l'étalement de ce tassement différé dans le temps est calibré sur la base des courbes théoriques définies sur la base du retour d'expérience décrit précédemment.

Le comportement différé peut alors être pris en compte par la relaxation de la contrainte isotrope dans les éléments, de façon à augmenter la déformation et en retrouvant une contrainte constante par l'atteinte d'un nouvel équilibre. Cette méthode est relativement simple à mettre en œuvre lorsque la courbe de déchargement / rechargement est élastique linéaire. La relaxation de contrainte totale à appliquer à l'échelle de chaque élément du modèle numérique est calculée à partir de la relation de Shen remise à l'échelle du tassement global attendu du barrage qui est étalé dans le temps suivant la courbe théorique choisie.



Figure 3 : Principe de modélisation du comportement différé

2.1.3. Modélisation

La représentation de la rhéologie des enrochements dans un calcul numérique considère les enrochements comme un milieu continu dont la relation entre contraintes et déformations est représentée par une loi de comportement (appelée aussi modèle de comportement). Les lois de comportement utilisées dans la pratique de l'ingénieur sont soit élastiques, soit élastoplastiques, bien que d'autres types existent [14]. Les lois élastiques ont séduit les ingénieurs notamment par le nombre réduit de paramètres et le gain en temps de calcul par rapport aux calculs non-linéaires, en particulier quand il s'agit de modèles numériques tridimensionnels. Cependant, les lois élastiques négligent complétement les principales caractéristiques du comportement des sols. La comparaison entre les mesures réelles effectuées sur des barrages et le résultat de modèles numériques élastiques a montré des limitations claires [15], [16]. Entre autres, les modèles élastiques surestiment les déplacements lors de la mise en eau, variable clé de dimensionnement quand il s'agit du masque en béton.

Les lois de comportement développées dans le cadre de la plasticité sont les mieux adaptées à la représentation du comportement des sols et enrochements. Selon l'expérience des auteurs, les principales caractéristiques requises dans un modèle pour la représentation du comportement des enrochements sont les suivantes:

- Capacité à développer des déformations plastiques en trajectoires isotropes (surface de charge fermée ou « cap »);
- Ecrouissage en trajectoire déviatorique ;
- Elasticité non-linéaire en chargement et déchargement définie en fonction de la contrainte de confinement ;
- Résistance au cisaillement en fonction de la contrainte de confinement ;
- Représentation de la dilatance.

Deux lois de comportement très similaires et intégrant les caractéristiques décrites ci-dessus ont été utilisées dans les modélisations de Nam Ngum 3 et Mohale cf. §3. Ces sont les lois dites HSM « Hardening Soil Model » et « Modified » Mohr Coulomb implémentées sur les logiciels FLAC et Midas GTS respectivement.

Les lois de comportement élasto-plastiques sont définies par un certain nombre de paramètres. Ces paramètres mécaniques sont estimés soit i) à partir d'essais de laboratoire, en appliquant une correction par effet d'échelle ([5], [7], [8]), soit ii) à partir d'analyses inverses par calage de paramètres sur des ouvrages similaires et bien instrumentés ([10]). La première approche a été mise en œuvre dans les calculs du barrage de Nam Ngum 3 et la deuxième dans le cas du barrage de Mohale.

2.2. Masque en béton

Dans la modélisation du masque, deux hypothèses doivent être définies, d'une part le type d'éléments et d'autre part, le modèle de comportement.

Concernant le type d'élément, deux approches peuvent modéliser le masque en béton. Une option est la modélisation du masque par éléments solides ; ceci a l'avantage de permettre la prise en compte de la variation de l'épaisseur du masque dans l'espace. Une deuxième option, c'est de modéliser les dalles par des éléments structuraux type coque (« plate ») ce qui permet de récupérer très facilement les efforts de membrane et les moments fléchissants en vue d'une vérification du ferraillage.

A moins d'avoir un objectif de modélisation particulier, le modèle de comportement du béton peut être adopté élastique linéaire. En particulier lorsqu'il s'agit de la conception d'un ouvrage neuf, l'ingénieur cherche à avoir un état de contraintes acceptable selon les normes en vigueur (e.g., Eurocodes), ce qui implique de rester dans le domaine élastique.

2.3. Interaction Masque - sous-masque en béton (« Curb »)

Dans la pratique des CFRDs une couche de bitume est souvent introduite entre le sous-masque et le masque pour « casser le lien » (bond-breaker) entre les deux composantes. L'efficacité de cette mesure n'est pas partagée par tous les ingénieurs.

D'un point de vue numérique, on peut introduire des éléments dits d'interface qui représentent l'interaction entre ces deux surfaces. Ces éléments permettent de définir une condition limite en cisaillement donnée par les paramètres de résistance de Mohr-Coulomb et ont la capacité de représenter l'ouverture ou fermeture de l'interface (contact).

3. CAS D'ETUDE

Les considérations présentées auparavant ont été mises en application dans deux projets. Le premier projet concerne le barrage de Mohale au Lesotho. Ce barrage dont la construction a été achevée en 2002 et la mise en eau en 2006 a fait l'objet d'une analyse inverse qui a permis non seulement d'identifier les paramètres des enrochements, mais de valider la méthodologie de modélisation en vue de l'application à un projet neuf, le projet de Polihali. Ce dernier n'est pas présenté dans cette communication.

Le deuxième projet est le projet de Nam Ngum 3 au Laos [11], actuellement en construction et dont les analyses 3D nonlinéaires ont fourni des éléments importants pour affiner la conception du masque et réduire les risques associés de rupture.

3.1. MOHALE

3.1.1. Contexte

Dans le cadre des études de conception du barrage de Polihali au Lesotho, une étude numérique a été prévue afin d'identifier les risques potentiels liés au comportement du barrage et du masque en béton. Afin de pallier les retards des investigations géotechniques (essais triaxiaux inclus) menées par le client et de respecter le programme des études, il a été proposé que les paramètres mécaniques décrivant le comportement des enrochements soient identifiés à partir d'une analyse inverse sur le barrage de Mohale [17]. Le barrage de Mohale, un CFRD de 145m, localisé à 75km du site de Polihali, a été construit avec des enrochements de basalte de la même formation que ceux envisagés pour le barrage de Polihali.

Le barrage de Mohale a une longueur en crête de 540 m (L) et d'une hauteur maximale (H) de 145 m. Le rapport L / H est de 3,7.

Le volume total d'enrochement d'origine basaltique déversé et compacté était de 7,2 millions de mètres cubes. La recharge amont a une pente de 1 (V): 1,4 (H), tandis que la recharge aval a une pente moyenne de 1 (V): 1,4 (H), avec des pentes de 1 (V): 1,25 (H) entre routes d'accès.

3.1.2. Identification des paramètres par analyse inverse

La méthode d'identification des paramètres par analyse inverse est une méthode itérative qui repose sur la simulation mécanique numérique (e.g., par éléments finis ou différences finies) d'un ouvrage et la comparaison entre les résultats de la modélisation et les mesures sur l'ouvrage réel. Les paramètres recherchés sont obtenus en minimisant l'écart entre le calcul et l'expérience défini par un indicateur d'erreur.

Les mesures issues de l'auscultation concernent les valeurs mesurées pendant la construction et la mise en eau par les cellules de tassement installées dans le corps du barrage. Le modèle numérique prend en compte le phasage de construction, qui dans le cas de Mohale présentait des asymétries tant dans la direction amont-aval que de rive à rive.

Pour évaluer la représentativité du modèle un indicateur d'erreur a été défini par la somme des différences entre la valeur mesurée et la valeur calculée. Cet indicateur est calculé pour deux phases de construction et une phase de mise en eau. Les paramètres mécaniques sont ensuite modifiés tout en cherchant la minimisation de D.

$$D = \frac{\sum \left| S_i^{meas} - S_i^{model} \right|}{n}$$

Où D est la différence relative entre le tassement mesuré dans le barrage (S_i^{meas}) au point *i* et le tassement calculé au même pont (S_i^{model}). L'échantillon de points utilisés pour le calcul de D est composé par 57 mesures de construction (distribuées en deux phases de lecture) et 15 de mise en eau.

L'analyse inverse du barrage de Mohale portait essentiellement sur l'identification des paramètres mécaniques définissant les matériaux d'enrochement. Ceux-ci sont définis par la loi de comportement dite «Modified Mohr Coulomb » implémentée sur le logiciel Midas GTS. Cette loi est définie par 11 paramètres, 7 décrivant l'élasticité non-linéaire et 4 la plasticité.

En ce qui concerne les données de l'auscultation, trois sections principales nommées A, B et C ont été instrumentées dans le barrage de Mohale. Les instruments ont été disposés à deux niveaux dans les sections A & C (en rive) et à trois niveaux dans la section principale B.

Les principaux composants de l'instrumentation sont :

- 40 cellules de tassement hydrauliques réparties en trois sections et aux élévations 1975, 2010 et 2040masl.
- 12 repères topographiques dans le mur de parapet et le parement aval
- Jauges de contrainte dans les dalles

- 31 joint-meters pour suivre l'ouverture / la fermeture des joints, principalement sur les rives gauche et droite dans les 10 premières dalles.
- 9 jeux de jauges de déplacement (trois directions) installés sur la plinthe.
- 8 jauges de contrainte réparties dans les dalles 18 & 20 (dalles au centre du masque).
- 8 cellules de pression dans la section principale.
- 1 inclinomètre.

3.1.3. Principaux résultats de modélisation

Au total une vingtaine de calculs ont suffi pour déterminer un jeu de paramètres représentatif du comportement des zones 3B et 3C du barrage. Le jeu de paramètres retenu est présenté ci-dessous.

Matériau	Masse volum (kN/m³)	Coefficient de Poisson	E ^{ref} (MPa)	E ^{ref} (MPa)	E ^{ref} (MPa)	т _{мсм} (*)	P _{ref} [kPa]	KNC	Ψ (°)	φ (°)	Porosité ₀
3B	22	0.3	30	25	90	0.7	750	0.6	10	39	0.2
3C	22	0.3	25	16	7	0.5	750	0.3	10	39	0.2

Tableau 1 Paramètres obtenus pour le modèle Mohr-Coulomb modifié - Mohale

(*) puissance de la loi élastique de type $E = E^{ref} (\frac{p}{p_{ref}})^{(1-m_{MCM})}$

Le résultat , en termes de tassements calculés, est illustré dans les figures suivantes pour deux des trois sections instrumentées lors des deux phases de construction choisies pour comparaison et la mise en eau.

La section B (Figure 4) est la section maximale, elle atteignait (lors de la première lecture) à l'amont la cote 2030masl (20m au-dessus de la section A) et à l'aval la cote 1990m. Etant la section maximale, une couche additionnelle d'instruments se trouve à l'élévation 1975masl. Ce qui fait un total de 10 points de mesure lors de la première lecture et 17 lors de la deuxième phase (Figure 5), l'entrepreneur ayant construit en priorité le remblai en rive droite.

La section C, en rive droite, était la section où le remblai atteignait la cote la plus élevée lors de la première lecture, 2040masl à l'amont et 2010masl à l'aval. La différence de niveau entre les sections était due à des besoins constructifs, le remblai constituant aussi les rampes de circulation entre la rive gauche et la rive droite.

Les résultats de la section C sont satisfaisants. On note une plus grande difficulté à bien représenter les tassements des cellules installées à l'élévation 2010masl dans la deuxième phase de lecture. Une discussion à ce sujet est présentée en section 3.1.4.





Figure 4 : Etat du remblai lors de la première lecture (contour rouge) et deuxième lecture (contour vert) au droit de la section B

Figure 5 : Comparaison des résultats de la simulation et de l'instrumentation pour les lectures concernant les phases 1 et 2 dans la section B.



Figure 6 : Etat du remblai lors de la première lecture (contour rouge) et deuxième lecture (contour vert) au droit de la section C.



Figure 7 : Comparaison des résultats de la simulation et l'instrumentation pour les lectures concernant les phases 1 et 2 dans la section C.

Lors de la mise en eau, l'inclinomètre en face amont est tombé en panne ; alors le calage du modèle a pris en compte les tassements des cellules disponibles dont deux sont montrées en Figure 8. Ce calage ne considère que les mesures disponibles avant la rupture du masque le 14 février 2006 (cf., [4]). Car, une fois le masque rompu, les enrochements ont subi des déformations additionnelles liées à la rupture de particules par mouillage de l'enrochement.



Cellule B14

Cellule B15

Figure 8 : Comparaison des résultats de la simulation et de l'instrumentation pour les lectures concernant la mise en eau et les tassements dans les cellules B14 et B15 (proches de la face amont).

De façon générale, la comparaison entre les mesures in-situ et le calcul numérique est très satisfaisante. Outre les résultats présentés ci-dessus, les déplacements en crête (verticaux, rive à rive et amont-aval) ont été très proches des mesures.

Une fois les caractéristiques mécaniques des enrochements définies par l'analyse inverse, un modèle plus élaboré a été développé (Figure 9). Ce modèle cherchait à identifier les capacités d'un modèle numérique à représenter le comportement du masque (dalles et joints). Ce modèle inclut les mêmes éléments du modèle utilisé pour l'analyse inverse (fondation et enrochement) plus l'inclusion du sous-masque (curb) représenté par des éléments solides, le masque en béton représenté par des éléments structuraux (coques), et des éléments d'interface pour simuler, d'une part, l'interaction entre les dalles en béton et le sous-masque (Interface 2D) et, d'autre part, l'interaction entre les dalles. Ce nouveau modèle a permis la comparaison des résultats en termes de déformation dans les dalles du masque et le comportement des joints (ouverture / fermeture).

Dans le barrage de Mohale des extensomètres installés au niveau des joints verticaux (entre dalles) en rive gauche et droite ont permis de suivre l'ouverture de ces joints. Un de ces éléments est présenté en Figure 10a. Les éléments utilisés ont permis de modéliser correctement l'ouverture des joints en rive sous l'effet de la déformation du masque lors de la mise en eau du réservoir.



Figure 9 : Composantes du modèle numérique de Mohale



Figure 10 : Comparaison (a) du comportement du joint JM5 en rive gauche et (b) des déformations dans la dalle 18 (centre du barrage) à l'élévation 2064masl relatives au début de la mise en eau.

Par ailleurs, les dalles 18 et 20 ont été instrumentées avec des jauges de déformation dans le sens de la pente (verticale) et dans le sens rive à rive (horizontal) à plusieurs niveaux. Les déformations obtenues dans les éléments représentant les dalles sont très proches des mesures des instruments et montrent bien la tendance des déformations lors de la mise en eau (Figure 10.).

D'une façon générale, l'estimation des paramètres mécaniques décrivant le comportement des enrochements a permis une modélisation très proche de l'expérience. Ceci indique que, grâce aux choix de modélisation adoptés, les principaux mécanismes de déformation ont été pris en compte et nous pouvons via des modélisations numériques tridimensionnelles non-linéaires identifier les risques liés aux barrages à masque amont.

3.1.4. Discussion à propos de la modélisation de Mohale

L'utilisation d'une loi non-linéaire dans la représentation du comportement mécanique des enrochements permet de bien représenter leur comportement. C'est ainsi que les déformations dans le masque du barrage ont pu être modélisées correctement. Dans le cadre d'une analyse inverse, l'utilisation de ce type de loi de comportement nécessite la modélisation de plusieurs étapes de construction, car chaque étape modélisée représente un état de contraintes. C'est en comparant les déplacements à différents états de contraintes qu'il est possible de caler les divers paramètres de la loi.

Dans l'analyse inverse de Mohale, l'effet du fluage de l'enrochement n'a pas été pris en compte. Il est probable que ce phénomène soit en partie la raison de l'écart observé lors de la deuxième phase de lecture dans la section C pour les premières cellules de tassement installées (cf. Figure 7). Ce phénomène est plus clairement mis en évidence lors de la mise en eau. La mise en eau de Mohale a été effectuée par paliers. Tous les ans pendant la période humide le réservoir augmentait de niveau et il restait relativement constant jusqu'à la suivante. En Figure 8 lorsque le niveau du réservoir est resté quelques mois à la cote 2043 et 2060masl, le fluage a induit des déformations à charge constante.

Les effets du fluage ont été intégrés dans l'analyse du barrage de Nam Ngum 3, présenté ci-après.

3.2.NAM NGUM 3

Le barrage de Nam Ngum 3 est un CFRD de 210m de hauteur en cours de construction au Laos. Une modélisation prédictive a donc été mise en œuvre, avec pour but d'estimer le tassement des enrochements et de vérifier l'efficacité des dispositions constructives prévues par l'entreprise de construction. Cette approche prédictive se base sur la prise en compte de l'effet d'échelle et du comportement différé décrits précédemment.

Le logiciel utilisé est Flac3D, utilisant la méthode des différences finies et un schéma de résolution explicite (Ref. [21]).

La modélisation tridimensionnelle est relativement détaillée. Elle prend en compte la géométrie réelle du barrage et de sa fondation présentant des épaulements rocheux particulièrement marqués, les principaux enrochements du zonage, l'éventuel glissement entre les enrochements et la fondation, les glissements entre le masque et les enrochements, et les différents joints du masque amont.



Figure 11 : Modèle numérique de Nam Ngum 3

3.2.1. Modélisation du masque amont

L'implantation des joints verticaux ainsi que leurs ouvertures initiales suivent les dispositions prévues par l'entreprise de construction.

Le masque est modélisé à l'aide d'éléments volumiques qui suivent une loi de comportement élastique. Il est lié aux enrochements et à la plinthe périphérique à l'aide d'interfaces qui suivent une loi de frottement de Coulomb et permettant une ouverture normale. Les joints verticaux sont également modélisés à l'aide d'interfaces. L'ouverture initiale des joints dépend de leur position sur le masque :

- Les joints centraux sont des joints de compression présentant une ouverture initiale de 5 cm ;
- Les joints extérieurs sont des joints de traction sans ouverture initiale ;
- Les joints intermédiaires présentent une ouverture initiale de 2,4 cm.

Une méthode simplifiée aurait consisté à modéliser le masque de façon monolithique avec un module d'Young réduit et à déterminer les espacements et ouvertures initiales appropriées en fonction des contraintes calculées. Cependant, cela n'aurait pas permis d'appréhender les contraintes maximales de compression dans le masque si les joints de compression venaient à se refermer totalement à long terme.

3.2.2. Modélisation prédictive et application de l'effet d'échelle

3.2.2.1. Modélisation des enrochements

Les enrochements suivent une loi de comportement de type Hardening Soil Model [21]. Le calage a été effectué à l'aide d'essais triaxiaux et œdométriques réalisés en laboratoire. Un effet d'échelle a ensuite été appliqué comme décrit au §2.1.1.

La loi de comportement a été adaptée pour tenir compte de la réduction de l'angle de frottement interne avec l'augmentation de la contrainte de confinement.


Figure 12 : Calage de la loi de comportement d'un type d'enrochement du barrage de Nam Ngum 3 sur les essais triaxiaux

Les principaux paramètres obtenus à l'issu du calage sont donnés dans le tableau ci-dessous, la description de ces paramètres est faite dans le document [21].

Matériau	Masse volumique (kg/m³)	Coefficient de Poisson	E ^{ref} (MPa)	E ^{ref} (MPa)	E ^{ref} (MPa)	m	R _f	OCR	Ψ (°)	φ₀ (°)	δφ (°)	e ₀
3B	2200	0.2	70	70	140	0.17	0.9	40	3.5	50	3	0.25
3C	2170	0.2	56	56	112	0.15	0.9	40	5	48	5	0.28

Tableau 2 Paramètres obtenus après calage en utilisant une loi Plastic-Hardening

3.2.2.2. Résultats à l'issue de la construction

Avec les paramètres ainsi obtenus, le tassement calculé à l'issue de la construction des enrochements est de 1,9m soit environ 1% de la hauteur totale du barrage. Ce tassement est dans la moyenne de ce qui est observé sur les grands CFRDs.

En revanche, le module d'Young apparent est relativement faible (82 MPa), traduisant un risque d'endommagement du masque amont. En particulier, la figure ci-dessous issue des travaux de Frossard [19] montre la corrélation entre les CFRDs dont le masque amont est endommagé, la déformabilité des enrochements, et le facteur de forme de la vallée.



Figure 13 : Risque d'endommagement du masque en fonction de la déformabilité des enrochements et du facteur de forme de la vallée

3.2.3. Modélisation prédictive et application du comportement différé

Dans le cas du barrage de Nam Ngum 3, le fluage a été appliqué seulement à partir de la fin de la construction des enrochements.

Une valeur moyenne de tassement différé tirée de la littérature, de l'ordre de 60 cm a été adoptée en première approche dans l'attente des données d'auscultation. Ces déplacements s'accompagnent d'une augmentation des contraintes de compression dans le masque. La figure suivante montre les contraintes de compression maximales dans le masque amont après 30 ans de service avec et sans joint verticaux.



Figure 14 : Contraintes maximales de compression dans le masque amont après 30 ans de service. Sans joints (g.), avec joints (d.).

Ces résultats montrent que :

- Le masque présente effectivement un risque de désordre si aucune disposition constructive n'est prise. En ce sens, les joints verticaux prévus sont correctement dimensionnés et permettent de réduire ce risque en diminuant d'environ 30% les contraintes de compressions.
- Le comportement différé augmente les contraintes de compression dans le masque de 15% si les joints de compression sont modélisés, ou de 20% dans le cas contraire.

Par ailleurs, ce comportement différé peut potentiellement déclencher une ouverture de quelques centimètres entre le masque amont et le béton extrudé sur la partie supérieure du masque. La longueur de cette ouverture peut atteindre 70m et nécessite un dispositif d'injection. Il est cependant possible de mettre en œuvre un joint horizontal articulé pour apporter de la souplesse au masque dans cette zone. Cette possibilité a été modélisée ce qui a montré que la présence de ce joint peut effectivement réduire la valeur de ces ouvertures.

La figure ci-dessous montre l'ouverture entre le masque et le béton extrudé après mise en eau et après 30 ans de service, avec et sans joint horizontal articulé. Il s'agit d'une vue en élévation aval et en transparence, permettant de distinguer les appuis rocheux.



Figure 15 : Ouverture entre le masque et les enrochements. Après mise en eau (haut), après 30 ans (bas), sans joint horizontal (g.), avec joint horizontal (d.)

3.2.4. Modélisation explicative

Le barrage de Nam Ngum 3 est en cours de construction et des tassomètres électromagnétiques et hydrauliques ont été installés afin suivre l'évolution des déformations des enrochements.

Les données obtenues permettent de réaliser un modèle explicatif basé sur les données d'auscultation.

Les premiers résultats de ce modèle montrent des enrochements moins déformables que ceux initialement prévus. En particulier, le module d'Young apparent varie entre 150 MPa et 200 MPa en fonction des zones du barrage. Il est probable que ce module diminue d'ici la fin de la construction avec l'augmentation des contraintes de confinement mais il restera probablement supérieur aux 80 MPa de module apparent obtenu lors de l'analyse prédictive.

A ce stade, l'hypothèse la plus probable pour expliquer cet écart est que le compactage lors de la mise en place des enrochements a tendance à réduire significativement la granulométrie, réduisant ainsi l'effet d'échelle tout comme l'effet du comportement différé.

3.3.Discussion

Deux cas d'application de modèles numériques tridimensionnels ont été présentés montrant les capacités de ces outils dans l'analyse et la conception des barrages à masque amont en béton. Les principaux mécanismes de déformation ont été modélisés et il est possible aujourd'hui d'avoir une méthode rationnelle d'analyse pour ces ouvrages.

L'élément le plus important pour une modélisation correcte est le modèle de comportement représentant l'enrochement. Les modèles élastiques sont à proscrire si l'objectif de modélisation est d'obtenir un état de contraintes et déformations représentatif de l'ouvrage et plus particulièrement du masque en béton.

Les caractéristiques mécaniques des enrochements peuvent être déterminées à partir d'essais de laboratoire en incluant les corrections nécessaires (effets d'échelle). Elles peuvent, et même, elles devraient être vérifiées à partir du suivi des ouvrages par analyse inverse, ce qui constitue un modèle accompagnateur de projet (290).

Un point non abordé par les modélisations concerne les déformations par rupture de particules lors d'un mouillage. Ce phenomène propre aux enrochements construits en condition sèche (cf. [12], [13]) est caractérisé par l'incrément de déformations à charge constante par l'effet d'une variation d'humidité. C'est encore aujourd'hui un sujet de recherche dans le domaine des sols non-saturés aussi bien dans la comprehension du phénomène que dans la manière de le modéliser numériquement.

RÉFÉRENCES ET CITATIONS

- [1] Cooke J.B. (1998) Empirical design of the CFRD. Hydropower & Dams, Issue 6. Pags 24-27.
- [2] Marques Filho P., Pinto N.L de S. (2005) CFRD dam characteristics learned from experience. Hydropower & Dams. Issue 1. Pgs 72-76.
- [3] Pinto N.L de S. (2007) Very High CFRD dams Behavior and Design Features. Proceedings of the III Symposium on CFRD Dams Honoring J. Barry Cooke. Florianapolis 25-27 October. Pgs 3-16.
- [4] Johannesson P. & Tohlang S.L. (2007) Lessons learned from Mohale. International water power & Dam Construction. Vol 59, N° 8. Pg 16-25
- [5] Frossard E., Hu W., Dano C., Hicher P.Y. (2012) Rockfill shear strength evaluation: a rational method based on size effects Géotechnique Vol. 62, n°5, 415-427, Mai 2012.
- [6] Sukkarak R., Pramthawee P., Jongpradist P., Kongkitkul W., Jamsawang P. (2017) Deformation analysis of high CFRD considering the scaling effects, Juin 2017.
- [7] Frossard E., C. Nieto Gamboa (2015) Effets d'échelle dans la résistance au cisaillement des remblais granulaires incidences sur la stabilité et le comportement des grands barrages en enrochement. 25^{ème} Congrès des grands barrages. Stavanger, Juin 2015.
- [8] Andrian F., Monkachi M., Ulrich N., Ducos X. (2018) The Nam Ngum 3 CFRD dam : an advanced numerical analysis to prevent upstream face damages. HYDRO 2018, Gdansk.
- [9] Silveira J.F.A., Bandeira O.M.(2017) Analysis of the CFRD behavior related to the rockfill deformability and its leakage consequences after reservoir filling. 31^{ème} SNGB, ICOLD.
- [10] Nieto-Gamboa C.J. and Lopez-Caballero F. (2010), "Non Linear Modeling of a Rockfill Dam. First part: Inverse Analysis". Proceedings of the 2nd International Conference on Geotechnical Engineering. Pgs 519-529. Hammamet- Tunisie.
- [11] Ducos X, Monkachi M. Bercher Q. (2018), Nam Ngum 3 HPP New high CFRD dam in Laos PDR, ASIA 2018.
- [12] Oldecop, L. and E. Alonso (2001). A model for rockfill compressibility. G'eotechnique 51 (2), 127–139.
- [13] Oldecop, L. and E. Alonso (2003). Suction effects on rockfill compressibility. G'eotechnique 53 (2),289–292.
- [14] Mestat, P. (1993). Lois de comportement des geomateriaux et modelisation par la methode deselements finis. Etudes et recherches des laboratoire de ponts et chaussees-serie geotechnique gt52,LCPC.
- [15] Anthiniac P., A. Carrere, D. Develay, R.H. Andrzejewski (2002) "The contribution of numerical analysis to the design of CFRDs", Hydropower & Dams, Vol.9, Issue 4.

- [16] Imaizumi H, Sardinha A.E.(1985) "A study of deformations in concrete face rockfill dams". Concreter Face Rockfill Dams – Design, Construction and Performance. Edited byh J.B. Cook and J.L. Sherard. ASCE.
- [17] Gratwick, C., P. Johannesson, S. Tohlang, T. Tente, and N. Monapathi (2000). Mohale dam, lesotho.In CIGB-ICOLD (Ed.), Proceedings of the International Symposium on Concrete Faced Rockfill Dams., pp. 257–272.
- [18] Tardieu B., O. Ozanam (1997) Le modèle accompagnateur de projet conception et suivi des grandes infrastructures.
 Ed. Hermes 159 pgs. ISBN 2-86601-613-0.
- [19] Frossard E. (2009) On the structural safety of large rockfill dams. 23^{ème} Congrès du CIGB, Brasilia.
- [20] Shen Z. (1991) Experiment study of rockfill creep characteristic, Proceedings of the Sixth Soil Mechanics and Foundation Engineering Science Conference, Shangai.
- [21] Itasca Consulting Group (2018) FLAC3D Fast Lagrangian Analysis of Continua in Three-Dimensions. Mineapolis.

MODELISATION DE LA CONSTRUCTION ET DE LA MISE EN EAU DU BARRAGE EN ENROCHEMENT A NOYAU BITUMINEUX DE LA ROMAINE 2 (QUEBEC, CANADA)

Numerical modelling of construction and impoundment of the Asphaltic Core Rockfill Dam of Romaine-2 (Québec, Canada)

Roland PLASSART, François LAIGLE

EDF Hydro – CIH, Savoie Technolac, 73290 La Motte-Servolex (France) roland.plassart@edf.fr ; francois.laigle@edf.fr

Hugo LONGTIN, Eric PELOQUIN

Hydro-Québec, Montréal (Canada) longtin.hugo2@hydro.qc.ca; peloquin.eric@hydro.qc.ca

MOTS CLEFS

Enrochements, Tassements, Cisaillement, Porosité, Compactage.

KEY WORDS

Rockfill, Settlements, Shearing, Porosity, Compaction.

RÉSUMÉ

Dans le cadre d'une collaboration technique multi-métiers visant à partager leurs pratiques, leurs méthodes et leurs expériences, EDF Hydro (CIH) et Hydro-Québec ont proposé d'échanger sur leurs connaissances du comportement des barrages en enrochements. Le sujet d'étude s'est concentré en particulier sur le cas des barrages en enrochements à noyau en béton bitumineux (Asphaltic Core Rockfill Dam, ou ACRD), en s'appuyant sur l'opportunité offerte par la réalisation récente du barrage de La Romaine 2, nouvel ACRD de grande taille dans le parc d'Hydro-Québec. L'expérience d'EDF sur ce type d'ouvrage se limite jusqu'ici au barrage à noyau bitumineux de Lastioulles (France) aux caractéristiques assez différentes, mais son expérience plus large sur les barrages en enrochements, notamment à masque amont (CFRD), a permis de réaliser une modélisation numérique du barrage de La Romaine 2, adaptée de la démarche spécifique établie par EDF et utilisant le modèle rhéologique L&K-Enroch. Cette démarche « en aveugle » a été confrontée aux mesures d'auscultation réalisées depuis le début de la construction du barrage (2010) jusqu'à son achèvement (2013) puis jusqu'à la fin de la mise en eau de la retenue (2015). Au final, grâce à une meilleure prise en compte des phénomènes physiques à l'œuvre dans ce type d'ouvrage (comportement volumique notamment) et une démarche spécifique de caractérisation des matériaux en place au moyen d'essais de laboratoire, le modèle L&K-Enroch a montré sa capacité à assurer une bonne représentation et une meilleure prédiction du comportement que d'autres modèles traditionnellement utilisés pour ce type d'étude.

ABSTRACT

Within a partnership in multiple scientific domains, EDF Hydro (CIH) and Hydro-Québec Production have shared their knowhow on the behaviour of rockfill dams. One of the topics focuses on Asphaltic Core Rockfill Dams (ACRDs), pursuant to the recent construction of the La Romaine-2 dam, a new large ACRD within the Hydro-Québec power grid. Until now, EDF experience with this type of embankment has been limited to the Lastioulles dam (France), a smaller asphalt core dam with quite different characteristics. Nevertheless, EDF is experienced in modelling of numerous Concrete Faced Rockfill Dams (CFRDs) and therein adopted a specific analysis process using a rheologic constitutive model for rockfill called L&K-Enroch. This process has been adapted to the Romaine-2 dam, using laboratory tests results, and then compared to monitored data recorded during the construction phase (2010-2013) and after reservoir filling (2015). At the end, with respect to specific internal mechanisms (in particular the volumetric behaviour) and a thorough characterization of the in situ rockfill properties provided by laboratory tests, the L&K-Enroch model shows good agreement with real construction and impoundment behaviors and validates the global process of the analysis.

1. INTRODUCTION

1.1.Contexte

Dans le cadre d'une collaboration sur plusieurs sujets techniques, EDF Hydro (CIH) et Hydro-Québec Production ont partagé leurs connaissances et leurs expériences sur le comportement des barrages en enrochements. Le sujet d'étude s'est concentré en particulier sur le cas des barrages en enrochements à noyau en béton bitumineux (Asphaltic Core Rockfill Dam, ou ACRD), en s'appuyant sur l'opportunité offerte par la réalisation récente du barrage de La Romaine 2, nouvel ACRD de grande taille dans le parc d'Hydro-Québec [1].

L'expérience d'EDF sur ce type d'ouvrage se limite jusqu'ici au barrage à noyau bitumineux de Lastioulles (France), ouvrage de plus petite taille et aux caractéristiques assez différentes. Néanmoins, EDF dispose d'une solide expertise dans la modélisation des barrages en enrochements, principalement à masque amont (Concrete Face Rockfill Dam, ou CFRD), en utilisant une démarche d'analyse spécifique et un modèle de comportement spécialement développé en interne et appelé *L&K-Enroch* [2][3][4].

Après avoir décrit le modèle de comportement et la procédure de calage des paramètres à partir des essais de laboratoire et des essais sur site, l'article propose une application de la méthode à la modélisation numérique de la construction et de la mise en eau du barrage de la Romaine 2. Les résultats sont ensuite interprétés et comparés aux enregistrements réalisés sur place [5][6][7].

1.2. Aperçu du barrage de la Romaine 2

Le complexe hydroélectrique d'Hydro-Québec dont fait partie le barrage de la Romaine 2 est localisé sur la côte nord du fleuve St-Laurent, sur la rivière de la Romaine, dans le nord-est du Québec. L'aménagement final qui doit s'achever en 2021 avec la mise en eau du barrage de la Romaine 4 prévoit une puissance installée totale de 1500 MW.

Le site de la Romaine 2 comprend un barrage principal de 110 m de haut et 6 digues de fermeture au design similaire et atteignant pour certaines 80 m de haut. La capacité installée est de 645 MW, équipée de deux turbines Francis. Le choix d'un dispositif d'étanchéité par noyau bitumineux a été dicté par l'absence à proximité du site de matériaux imperméables classiques.

La construction du barrage principal a commencé en 2010 et s'est achevée en 2013. Le réservoir a été rempli en un an entre 2014 et 2015.



Figure 1 : localisation du barrage de la Romaine 2 au Québec (gauche) et sur le cours de la rivière la Romaine (droite)

Pour conserver toutes les propriétés d'étanchéité du noyau bitumineux, les recharges d'enrochement se doivent d'éviter les mouvements excessifs, ce qui nécessite un contrôle drastique de la densité du matériau mis en place, que ce soit en conditions sèches ou saturées [6][8]. Le noyau bitumineux est encadré de part et d'autre par des pierres concassées avec un diamètre maximum des particules de 80 mm (zone 3M). La zone de transition mêle des pierres concassées et des enrochements filtrés présentant un diamètre maximum de 200 mm (zone 3N). Les recharges amont et aval sont divisés en deux zones, internes et externes, présentant respectivement un diamètre maximum de blocs de 600 mm (zone 3O) et de 1200 mm (zone 3P).



Figure 2 : coupe du barrage de la Romaine 2 (adapté de [6])

2. COMPORTEMENT DES ENROCHEMENTS ET MODELE RHEOLOGIQUE

Ce paragraphe propose un résumé des spécificités du comportement des enrochements et une description succincte du modèle constitutif développé par EDF pour ces matériaux.

2.1.Spécificités du comportement des enrochements

Malgré des différences potentiellement marquées selon la taille et l'agencement des particules, des comportements spécifiques aux enrochements peuvent être identifiés et doivent être pris en compte dans les modèles. Ces spécificités sont principalement :

- Un comportement fortement non linéaire et très ductile, c'est-à-dire présentant des grandes déformations avant d'atteindre le pic de contraintes (pouvant être de l'ordre de 10%) ;
- Une résistance au cisaillement fortement dépendante de l'état de contrainte, et donc de la hauteur du barrage ;
- Une grande déformabilité volumique, particulièrement en compression, en lien avec la porosité du matériau ;
- Une possible déformation volumique sous chargement isotrope, en particulier pour les grands barrages.



Figure 3 : essais de compression triaxiale sur du basalte de San Francisco (adapté de [9])

2.2. Modèle rhéologique

Le modèle de comportement développé par EDF a pour ambition de reproduire les spécificités de comportement des enrochements décrites ci-dessus. Ce modèle, appelée *L&K-Enroch*, a été historiquement développé pour répondre à des problématiques de justification de vieux barrages en enrochement à masque amont du parc EDF présentant des fruits élevés et des densités relativement faibles (faible compaction).

Le modèle *L&K-Enroch* est une version dérivée du modèle *L&K* [10], développé pour modéliser le comportement déviatoire et volumique des roches à court et long terme. A ce titre, les enrochements sont considérés dans le modèle, à grande échelle et par homogénéisation, comme analogues à une masse rocheuse sans cohésion.

D'un point de vue rhéologique, *L&K-Enroch* est un modèle élastoplastique intégrant les concepts d'irréversibilité et de grandes déformations sous sollicitations déviatoires et isotropes.

2.2.1. Mécanisme plastique

Le mécanisme plastique est une variation du modèle classique de *Hoek&Brown* (*H&B*). La forme des différents seuils est décrite dans le repère des contraintes principales et pilotée par les paramètres usuels de *H&B* : a, m et s. Considérant les enrochements comme un matériau dépourvu de cohésion, le paramètre « s » est défini égal à zéro.

Comme le montre le comportement global des enrochements, le modèle est également fortement dépendant des variations de volume lors d'une sollicitation. Ces variations sont pilotées par la position du point de chargement par rapport au seuil caractéristique, aussi appelé seuil de dilatance, et au seuil résiduel, respectivement défini par l'angle de dilatance caractéristique (ψ_0) et l'angle de frottement résiduel (ϕ_{res}).

La figure 4 présente les différents seuils du modèle dans le plan des contraintes principales mineures et majeures, et propose une illustration théorique d'un essai triaxial, où le chemin de contraintes suivi est mis en correspondance avec la réponse en déviateur et en déformation volumique en fonction de la déformation axiale. Cet exercice met en évidence la possibilité de caler les seuils en fonction des essais classiques de laboratoire.



Figure 4 : seuils du modèle L&K-Enroch et illustration théorique de la réponse et du chemin de contrainte suivi lors d'un essai triaxial

2.2.2. Mécanisme isotrope

A une pression de confinement donnée, des déformations volumiques apparaissent malgré l'absence de déviateur. Ce comportement isotrope est introduit dans le modèle via une surface « cap », formant une droite verticale dans le plan des contraintes principales mineures et majeures (figure 4). Au-delà d'une pression de consolidation donnée (p_{c0}), la pression de consolidation isotrope additionnelle est pilotée par la déformation volumique plastique ε_v^p et le paramètre β , selon l'équation (1).

$$p_c = p_{c0} e^{\beta \varepsilon_v^{p}} \tag{1}$$

3. METHODE APPLIQUEE A LA MODELISATION NUMERIQUE DU BARRAGE DE LA ROMAINE 2

La méthode d'analyse spécifique suivie pour modéliser le barrage de la Romaine 2 avec le modèle *L&K-Enroch* passe d'abord par l'établissement du modèle géométrique et géotechnique. Elle nécessite ensuite la détermination des paramètres rhéologiques des différentes classes d'enrochements. Et il faut enfin simuler les scénarios de chargement représentant la construction du barrage et la mise en eau du réservoir.

3.1. Modèle géométrique et géotechnique

La modélisation numérique du barrage est réalisée avec le logiciel aux différences finies FLAC 8.0 [11]. Le modèle géométrique est basé sur la coupe 2D amont-aval du barrage (figure 2), avec comme simplification majeure de considérer la fondation et les batardeaux avec un modèle élastique. Le noyau bitumineux est modélisé avec un modèle élastoplastique radoucissant (*strain-softening*) calé sur des essais triaxiaux. Les enrochements sont divisés en quatre zones présentant des propriétés différentes liées à leur courbe granulométrique, comme mentionné au paragraphe 1.2.

3.2. Identification des propriétés des enrochements

Par souci de clarté, ce paragraphe se concentre sur le calage d'une seule des zones d'enrochement parmi les quatre, à savoir la zone 3P, la recharge externe du barrage. Les autres zones ont été traitées selon la même démarche.

Pendant la phase de dimensionnement, les matériaux d'enrochement ont été étudiés à travers une campagne d'essais de laboratoire (triaxiaux et œdomètres) réalisés sur des échantillons à taille réduite et à densité contrôlée [1]. De plus, pour

estimer l'impact de la saturation sur le comportement des matériaux dans la recharge amont lors du remplissage de la retenue, les essais ont été réalisés à la fois en conditions sèches et saturées.

Concernant l'effet d'échelle, pour les matériaux de la zone 3P, la dimension maximale des particules a été réduite de 1200 mm à 28 mm. Des travaux d'évaluation de l'impact de l'effet d'échelle sur le calage des paramètres des modèles d'enrochement [12][13] ont montré que cet effet d'échelle joue essentiellement sur le module et la résistance au cisaillement, dans le sens où plus les particules sont grandes, plus le module et la résistance sont petits. Les essais de laboratoire tendent donc à surestimer la résistance du matériau en grand et à limiter sa déformation.

En revanche, d'un autre côté, un écart significatif a été relevé entre la porosité des échantillons testés en phase d'étude (en moyenne de l'ordre de 33% pour un échantillon sec) et la porosité réelle mesurée en place [6] en déduction d'essais de compaction de contrôle (de l'ordre de 24%). Une porosité plus élevée des échantillons de laboratoire tend cette fois à sousestimer la résistance du matériau en grand et à amplifier sa déformation.

Ces deux écarts entre essais de laboratoire et matériau en place ont donc des effets antagonistes, mais avec un effet qui semble toutefois plus marqué pour la porosité. Il a donc été décidé à ce stade de ne pas tenir compte de l'effet d'échelle et de prendre en compte la différence de porosité en relevant le module d'Young selon une démarche interne utilisant des abaques dépendant de la porosité (exemple d'une modification de 300 à 600 MPa pour le matériau 3P en conditions sèches), et de modifier les déformations volumiques des courbes œdométriques issues des essais de laboratoires pour servir de support au calage de la composante isotrope du modèle.

Comme autres paramètres à fixer en amont du calage sur essais, il y a également l'angle de dilatance initial et l'angle de frottement résiduel. Les incertitudes de mesure sur échantillons sont fortes (plus de 10°), ce qui incite à une détermination plus théorique à partir de la formule (2) proposée par Barton [14] pour évaluer un angle de frottement apparent (ϕ '). A pression de confinement σ_n et angle de frottement de base ϕ_b donnés, les paramètres de rugosité R et de résistance équivalente S sont évalués grâce à des abaques qui dépendent également de la taille des particules moyennes, de la nature géologique des blocs et de la porosité.

$$\varphi' = R \cdot \log\left(\frac{S}{\sigma_n}\right) + \varphi_b \tag{2}$$

Tous les paramètres physiques étant fixés, les paramètres de seuils restants et les paramètres d'écrouissage sont fixés pour caler au mieux les courbes issues des essais triaxiaux (déviateur et déformation volumique), comme illustré en figure 5 (courbes en pointillés rassemblant les essais en conditions sèches et saturées). De leur côté, les paramètres du mécanisme isotrope sont calés sur les courbes des essais œdométriques. Les calages sont réalisés à la fois en conditions sèches et saturées.



Figure 5 : calage du modèle L&K-Enroch sur essais triaxiaux pour le matériau 3P, en conditions sèches et saturées et à différents confinements : contraintes déviatoires (gauche) et déformations volumiques (droite)

3.3. Scenarios de chargement

La simulation de la construction du barrage se fait couche par couche, avec une épaisseur de 2 m pour chaque couche. De la même façon, le remplissage du réservoir est simulé par un incrément de chargement hydrostatique traduisant une montée de l'eau par pas de 2 m. La modélisation ne prenant pas en compte l'écoulement (modèle *no flow*), le chargement hydrostatique est intégré dans le modèle par deux composantes (figure 6) :

- Considérant la forte porosité de la recharge amont, la pression d'eau est supposée égale dans chaque niveau hydrostatique. Pour chaque nœud du modèle situé sous le niveau d'eau, la pression hydrostatique et les paramètres saturés sont appliqués simultanément. Les paramètres demeurent secs au-dessus du niveau d'eau.
- En plus de la pression de pore, la poussée hydrostatique est appliquée mécaniquement sur la surface de la recharge amont située sous le niveau d'eau.



Figure 6 : conditions de chargement hydraulique pendant la mise en eau : théorie (gauche) et modèle (droite)

4. ANALYSE DES RESULTATS

4.1.Phase de construction du barrage

Une fois les paramètres des matériaux et les conditions initiales et aux limites appliquées, la phase de construction du barrage est simulée. Les déplacements ont été remis à zéro après la mise en place et la stabilisation de la fondation et des batardeaux pour observer les seuls effets de la construction du corps du barrage.

La figure 7 présente les tassements calculés à la fin de la construction. Si la répartition des tassements est assez classique et conforme aux modèles prédictifs précédents [5], les valeurs maximales d'environ 25 cm dans le cœur du barrage sont en revanche plus faibles d'un facteur deux.



Figure 7 : tassements calculés en fin de construction du barrage de la Romaine 2

Ce résultat peut également être comparé aux auscultations disponibles dans la littérature [7], consistant en des inclinomètres positionnés de part et d'autre du noyau sur toute la hauteur de l'ouvrage (figure 8).



Figure 8 : comparaison des tassements calculés et mesurés dans deux inclinomètres verticaux

C1.03 - Modélisation de la construction et de la mise en eau du barrage en enrochement à noyau bitumineux de la Romaine 2 (Québec, Canada) page 296

L'inclinomètre INV-01 a été mis en place dans la zone de transition 3N côté amont de la recharge, tandis que l'inclinomètre INV-03 mesure les tassements dans la recharge interne à l'aval du noyau (zone 3O). Les deux profils de tassements sont comparés aux résultats des calculs en figure 8. Les données cumulent les tassements mesurés entre avril 2012 et novembre 2013. Si une sous-estimation des tassements maximaux est observable dans la zone de transition côté amont, les calculs concordent plutôt bien avec les auscultations, ce qui est d'autant plus notable que la procédure de calage du modèle ne se base que sur des essais de laboratoire et des mesures de densité en place.

4.2.Phase de remplissage du réservoir

Le remplissage du réservoir est simulé après remise à zéro des déplacements dus à la construction. Les tassements dus à la mise en eau sont présentés en figure 9. L'effet combiné de la poussée hydrostatique et de la saturation du matériau génère un tassement relatif important de la recharge amont. Les valeurs maximales calculées pour le tassement sont de l'ordre de 25 cm, très proches des données d'auscultation. Ces dernières n'ayant pas encore été publiées, la superposition des résultats de calculs et des valeurs auscultées suite à la mise en eau ne peut être présentée dans cet article sur le modèle de la figure 8, mais pourra faire l'objet d'une publication ultérieure.



Figure 9 : tassements calculés après remplissage du barrage de la Romaine 2

Concernant une particularité du modèle *L&K-Enroch*, la figure 10 permet de vérifier l'activation effective du mécanisme isotrope dans une large zone des enrochements en fin de mise en eau, justifiant l'utilisation d'un modèle de ce type pour une bonne évaluation du comportement global du barrage, en particulier du fait de sa hauteur importante générant des contraintes de confinement relativement élevées.



5. CONCLUSIONS ET PERSPECTIVES

La modélisation numérique de la construction et de la mise en eau du barrage en enrochements à noyau bitumineux de la Romaine 2 a montré des résultats satisfaisants qui valident la méthode globale d'analyse pour ce type d'ouvrage. Malgré un calage des paramètres du modèle « en aveugle », combinant l'utilisation pertinente des essais de laboratoire et des essais en place, les tassements calculés sont globalement du même ordre de grandeur que les tassements issus de l'auscultation.

La procédure de calage a néanmoins dû tenir compte des différences d'uniformité et de porosité entre les échantillons de laboratoire et la réalité du matériau en place. Au-delà de l'effet d'échelle, une partie de l'écart peut en effet s'expliquer par une sous-estimation de la densité des enrochements liée à une meilleure compaction en place. Les tassements sont ainsi inférieurs à ceux prévus par les modèles prédictifs, uniquement basés sur les essais de laboratoire lors de la phase d'étude du projet [5], mais également aussi par rapport aux planches d'essais [6][8][15].

La bonne compaction constatée sur site, meilleure même que dans les préconisations de conception, a également un effet important sur la réduction du tassement des enrochements lors du passage en conditions saturées au moment de la première mise en eau de la recharge amont. Ce constat est encore à préciser en se comparant aux auscultations réalisées lors du remplissage du réservoir (publication en cours).

RÉFÉRENCES ET CITATIONS

- [1] Longtin, H., Péloquin, E., Verret, D., Beauséjour, N., Hammamji, Y. & Rattue, A. 2012. Romaine-2 hydroelectric project: design of the first large asphaltic core rockfill dam in North America. CDA 2012 Annual Conference, Saskatoon.
- [2] Fry, J.-J., Laigle, F. & Frossard, E. 2006. Nouvelles approches d'analyse des barrages en enrochement. 22^{ème} Congrès ICOLD-CIGB, Barcelone.
- [3] Silvestre, A. 2010. Development of a Constitutive Model for Rockfill Application for CFRD Stability. Hydro 2010, Lisbonne.
- [4] Chen, Y. 2012. Modélisation du comportement mécanique des grands CFRD Identification des caractéristiques des enrochements et comportement du masque d'étanchéité amont. Thèse de Doctorat. ECL, Lyon.
- [5] Longtin, H., Verret, D., James, M, Grenier, S., Noel, J-F. & Hammamji, Y 2013. Romaine-2 hydroelectric project: numerical stress-deformation analyses of the dam and dikes. CDA 2013 Annual Conference, Montréal.
- [6] Vannobel, P., Smith, M., Lefebvre G., Karray, M., & Ethier, Y. 2013. Control of rockfill placement for the Romaine-2 asphaltic core dam in northern Québec. CDA 2013 Annual Conference, Montréal.
- [7] Smith, M. 2015. Rockfill settlement measurement and modelling of the Romaine-2 dam during construction, CIGB-ICOLD 2015 Annual Conference, Stavanger.
- [8] Verret, D., Grenier, S., Longtin, H. & Kara, R. 2013. Romaine-2 hydroelectric project: Large scale test fills for ACRD dam and dikes design. CDA 2013 Annual Conference, Montréal.
- [9] Marsal, R. J. 1973. Mechanical Properties of Rockfill, Embankment-Dam Engineering. In J. Willey & Sons (eds), Casagrande Vol.: 109-200.
- [10] Kleine, A. 2007. Modélisation numérique du comportement des ouvrages souterrains par une approche viscoplastique. Thèse de Doctorat. INP Lorraine, Nancy.
- [11] Itasca Consulting Group, Inc. 2015. FLAC Fast Lagrangian Analysis of Continua, Ver. 8.0. Minneapolis.
- [12] Chen, Y., Fry, J.-J., Laigle, F., Vincens, E. & Froiio, F. 2012. Numerical Analysis of High CFRD Using an Elastoplastic Consitutive Model. 24th ICOLD-CIGB Congress, Kyoto.
- [13] Frossard, E., Hu, W., Dano, C., & Hicher, P.-Y. 2012. Rockfill shear strength evaluation: a rational method based on size effect. Géotechnique 62(5): 415-427.
- [14] Barton, N. & Kjaernsli, B. 1981. Shear Strength of Rockfill. Journal of the Geotechnical Engineering Division 107(7): 873-891.
- [15] Grenier, S., Verret, D., Longtin, H., Mathieu, B. & Hammamji, Y 2013. Romaine-2 hydroelectric project: use of falling weight deflectometer and plate load tests on large-scale rockfills. CDA 2013 Annual Conference, Montréal.

MODELISATIONS PHYSIQUE ET NUMERIQUE DE LA STABILITE DU PAREMENT AVAL D'UN BARRAGE EN ENROCHEMENT AVEC PERRE

Physical and numerical modeling of stability of downstream pitching stones on rockfill dam

Olivier BORY, Jean-Jacques FRY, François LAIGLE

EDF Hydro-CIH, 4 alléee de Tignes, La Motte Servolex 73 290 olivier.bory@edf.fr; jean-jacques.fry@edf.fr; françois.laigle@edf.fr

Eric VINCENS ECL, 36 Avenue Guy de Collongue, Ecully 69 134 Cédex eric.vincens@ec_lyon.fr;

MOTS CLEFS

Barrages en remblai, CFRD, enrochement, perré, analyse de stabilité, angle de frottement, modèle physique

KEY WORDS

Embankment dams, CFRD, rockfill, pitching stones, stability analysis, friction angle, physical model

RÉSUMÉ

Les barrages en enrochement ont été construits empiriquement sans calcul de stabilité. Ensuite, les méthodes de justification de la stabilité développées pour les barrages en terre ont été appliquées aux barrages en enrochement. Cette pratique est acceptée, mais la taille des blocs pose deux difficultés de justification : d'abord elle peut exclure l'enrochement du domaine de la mécanique des milieux continus et ensuite elle exclut les mesures d'angle de frottement sur le matériau intact. Pour trouver une alternative à ces deux difficultés, le projet PEDRA répondant à l'appel d'offres C2D2 du RGCU-DRI MEEDDM a suggéré d'analyser la tenue des ouvrages en maçonnerie sèchepar le développement et la validation d'une approche en mécanique des milieux discrets. A cette fin, PEDRA a prévu le montage d'un modèle physique qui reproduit le comportement à la rupture d'un parement aval en enrochement avec son perré de pierres rangées à la main. Les caractéristiques du matériau et des modèles physiques sont décrits. Les résultats sont présentés sous forme de champs de déplacement relatif en fonction de la rotation du modèle. Ces modèles fournissent des études de cas uniques pour la justification de toute approche de la stabilité d'un perré en pierres sèches posé sur une pente en enrochement. Dans cet objectif, plusieurs approches classiques seront déployées pour retrouver les conditions de la rupture : modèle aux éléments finis, méthode des tranches, méthode cinématique. Les résultats sont comparés et les conditions de reproduction de la rupture sont discutées.

ABSTRACT

The rockfill dams were built empirically without stability calculations. Then, the stability analyses developed for earth dams were applied to rockfill dams. This practice is accepted, but the size of the blocks poses two difficulties of justification: first, it can exclude rockfill from the domain of continuum mechanics and, second, it excludes friction angle measurements on intact material. To find an alternative to these two difficulties, the PEDRA project responding to the C2D2 call of the RGCU-DRI MEEDDM suggested analyzing the performance of dry masonry structures by developing and validating a discrete mechanical approach. To this end, PEDRA has planned the assembly of a physical model that reproduces the failure behaviour of a downstream rockfill facing with its hand-stored stone perré. The characteristics of the model. This type of model will be reconstructed on a vibrating table to be subjected to a parameterized seismic action. These models provide unique case studies to justify any approach to the stability of a dry stone perre on a rockfill slope. To this end, several classical approaches will be used to recover the failure conditions: finite element model, wafer method, kinematic method. The results are compared and the conditions for reproducing the rupture are discussed.

1. INTRODUCTION

1.1. Les barrages en enrochement à perrés en pierres sèches

EDF gère une une petite dizaine de grands barrages en enrochement (15 m <H < 30 m) avec perrés en pierre sèches, de fruit égal à 1/1 construits selon des techniques qui ne sont plus pratiquées aujourd'hui. Ces ouvrages sont constitués d'un enrochement le plus souvent déversé, parfois arrosé, rarement compacté, protégé par un perré, construit par une maind'œuvre spécialisée.



Figure 1: Perré en cours de construction 0 Castillon (gauche) et d'Araing (droite)

Les perrés sont de trois types: (1) en pierres naturelles ou taillées sur une seule face et agencées sur la tranche, (2) en pierres taillées en moellons posées perpendiculairement à la pente et (3) en pierres hourdées.



1 - Pierres naturelles



Figure 2 : Les trois types de perrés

3 – Pierres hourdées

L'épaisseur (normale au parement) est de 1.28 m à Escoubous et inconnue à Portillon. Le perré de Portillon est en moellons de 35 cm « de queue au minimum assisée » posés sur un assise de pierres cassées.

1.2.La problématique des perrés et de leur modélisation

Ces perrés peuvent présenter des pathologies, propres aux enrochements et parfois inconnues des CFRD actuels : fissuration des pierres, déplacements des pierres et plissements des couches, extrusion de pierres, boursouflures ou bombement ou vitesse de déplacements constante dans le temps.

La réévaluation de la stabilité de ces barrages en enrochement par modélisation en éléments finis statique et sismique n'a pas montré d'anomalies sur les barrages de Greziolles, Araing et Escoubous. A contrario la stabilité des barrages de Grandes Pâtures et du Laurenti était insuffisante. La modélisation aux éléments finis est totalement justifiée avec des mailles dont la taille est 30 fois la taille maximale des blocs. Mais elle n'est plus applicable quand elle attribue une loi de comportement à une maille dont la taille est celle du bloc. La modélisation du perré en éléments finis sort donc de son domaine d'application. Cela suscite l'intérêt de tester d'autres approches : comme celle des éléments discrets [2,5,6].

L'approche discrète est sur le plan théorique plus adaptée à la modélisation des barrages en enrochement de petite ou moyenne taille, que l'approche continue. Cependant, le manque d'expérience fait qu'il n'est pas possible de prendre pour argent comptant les résultats d'une modélisation sans précédent. Les paramètres numériques cachés tels que l'amortissement ont une grande influence sur les résultats sans critères clairs pour leur ajustement. D'autres paramètres physiques tels que la rigidité de contact sont difficiles à mesurer et ne peuvent pas être implémentés dans le calcul avec leur valeur réelle, sans risquer de sérieux problèmes de temps de calcul. Enfin, différents scénarios d'hypothèses pourraient correspondre à la performance observée. Il n'a pas été possible de trouver dans la littérature une étude de cas avec toutes les données nécessaires à la validation. Afin de réduire ces incertitudes un ensemble complet de propriétés physiques et mécaniques à trois échelles différentes : celles du bloc, de l'essai triaxial et de la structure est nécessaire à l'étalonnage des paramètres numériques. Cette étape de validation est capitale avant de promouvoir l'utilisation des approches discrètes. Cette étape est un des objectifs principaux du projet PEDRA.

Ainsi, le second chapitre présente les résultats de la modélisation de perré par l'approche discrète de 2004, qui suscite cette validation [2]. Le troisième chapitre présente les modèles physiques de PEDRA. Le quatrième chapitre dresse un premier bilan. Les autres interprétations nécessiteront un programme de développement supplémentaire (comportement dynamique sur table vibrante).

2. LA MODELISATION INTIALE PAR LA METHODE DES ELEMENTS DISCRETS

L'analyse du comportement du barrage d'ESCOUBOUS a été entreprise avec une approche discrète dans le cadre du projet MICROBE financé par le MEDDTL [2]. Cette approche, saluée par le Prix de l'innovation de la CIGB lors du congrès de Montréal en 2003, a montré la bonne stabilité de cet ouvrage, notamment grâce à l'importance du perré qui augmenterait l'angle de frottement de la pente de 15 à 20° et justifierait une bonne tenue sismique. La géométrie du barrage d'une hauteur de 20 m a été simplifiée avec un fruit constant H/V=1/1,. Malgré cette simplification, la construction en éléments discrets fut complexe avec des macro-éléments de blocs réguliers au cœur et irréguliers à la périphérie (Figure 3). Le perré aval est représenté par un empilement de blocs rectangulaires constitués de 4 billes collées entre elles. Le perré amont bétonné est composé de blocs collés entre eux et constitués de deux billes. Le modèle comprend 20 000 billes. La modélisation montre qu'avec un angle de frottement de 39° pour l'enrochement, le remblai et son perré sont stables avec une pente de 50° par rapport à l'horizontale (rotation de la base de 5°) mais ne l'est plus à 55°. D'autre part le remblai reste stable sous sollicitation sismique d'accélération maximale de 0,5g. Est-ce que ces résultats représentent bien la réalité ou dépendent-ils d'un biais numérique des éléments discrets?



Figure 3 : Le barrage et sa modélisation en éléments discrets [2]

3. LES MODELES PHYSIQUES

3.1. Objectif

Le projet PEDRA fournit à EDF l'opportunité d'approfondir la connaissance du comportement des perrés sous chargement extrême. EDF après avoir financé la modélisation par approche discrète [2,5 et 6], veut valoriser les premiers résultats en comparant leur prédiction à l'observation de modèles physiques. Ces derniers sont des modèles réduits de remblai en blocs concassés avec perré en pierres taillés. Les remblais sont testés jusqu'à la ruine, pour connaître la marge de sécurité de l'état initial. L'objectif est double : (1) observer le comportement de l'ouvrage sous chargement extrême et (2) utiliser ces résultats pour valider les futures modélisations. Ces modèles seront ensuite testés sous chargements sismiques.

3.2. Les perrés

Les perrés à reproduire s'inspirent de ceux des barrages de Portillon (pavés de granite de forme polyédrique ou polygonal taillés en biseau) et d'Araing (pierres rectangulaires de schiste). Les pierres retenues sont :

- 1. des pavés en granite taillés cubiques ou rectangulaires
- 2. des pavés de schiste taillés rectangulaires.

3.2.1. Perré de pierres taillées en granite

Le pavé de pierres cubiques a un côté de dimension moyenne 50 mm. Les largeurs minimales et maximales des pavés sont respectivement de 40 mm et 60 mm. Le pavé rectangulaire a les dimensions de 50x50x100mm. Le poids du perré est de 115 kg/m². Un essai a été mis au point pour caractériser le frottement à l'ENTPE sur les épontes de 6 pavés de granite découpés (figure 4). L'angle de frottement entre les pavés a été mesuré par 10 essais répétitifs entre 6 et 3 pavés placés sur 3 pavés. La valeur moyenne de l'angle de frottement de contact entre les pavés est égale à 29° et l'écart type est égal à 2° (Figure 4).

pavé dessous	Pavé dessus	moyenne 10 essais en °	ecart type °
1	4	29	1,5
2	5	29	1,1
3	6	31	2,2
1	5	28	1,8
2	6	29	3,3
3	4	31	2,3
1	6	29	2,6
2	4	30	1,2
3	5	27	2,5
Moyenne		29	2



Figure 4 : Résultats et dispositif de plan incliné de l'essai de glissement sur plan incliné d'épontes de pavé de granite

3.2.2. Les 4 perrés testés

Quatre perrés sont testés (Figure 5) dont le tableau 1 regroupe les caractéristiques.







Figure 5 : Photographies des perrés : à gauche perrés 1 et 4 au centre perré 2 et à droite perré 3

Expérience	Cas 1	Cas 2	Cas 3	Cas 4
Roche mère des pierres du perré	Granite	Schiste	Schiste	Granite
Angle de frottement pierre / pierre (°)	29	26,5	26,5 ?	29°
Hauteur des pierres du perré (cm)	5-6	5	3-25	5-6
Largeur des pierres du perré (cm)	5-10	3-40	3-40	5-10
Epaisseur des pierres du perré (cm)	5-6	5	5-12	2*5-6

Tableau 1 : Propriétés des perrés testés

Le premier perré est constitué d'un seul rang de pavés de granite carrés (avec quelques rares rectangles). Le second perré est en blocs de schiste dits « ordonnés », la forme est rectangulaire d'une profondeur de 5 cm, d'une hauteur moyenne de 5 cm et d'une longueur moyenne de 18 cm et d'écart-type de 8 cm. Le troisième perré est toujours en schiste mais en blocs « désordonnés » d'une hauteur entre 3 et 25 cm, d'une longueur comprise entre 3 et 40 cm et d'une épaisseur allant de 5 à 12 cm. Le dernier perré est une double rangée de pavés de granite majoritairement carrés.

3.3.Le principe de l'essai

Le remblai est construit sur un plan horizontal, qui est ensuite progressivement incliné, afin de trouver la pente limite. Le plan incliné n'est autre que la base d'une benne soulevée par une grue de traction finement asservie pour éviter les accélérations (Figure 6). La benne a 5,60 m longueur utile, 2,25 m de largeur et 2,1 m de hauteur. Le levage est réalisé grâce à un crochet sur la benne par un camion grue (Figure 6). Le barrage pèse 27 tonnes, la benne 2 tonnes et la capacité de levage de la grue est de 30 tonnes.



Figure 6 : Principe de la rotation du modèle par levage



Figure 7 : La benne brute (1) préparation des parois (2) et du fond (3) chargée avant essai (4)

Les portes s'ouvrent complètement et ne gênent pas lors des essais. Le parement aval est celui situé du côté des portes. Les bords de la benne n'étant pas plats et lisses (Figure 7.1), des plaques d'acier ont été soudées sur les côtés. Ces plaques sont graissées et recouvertes d'un polyane pour limiter les frottements entre le barrage et les parois (Figure 7.2). Le barrage sera construit sur un lit d'enrochement retenu par des tiges d'acier soudé sur le fond de la benne (Figure 7.3).

Le modèle physique est une maquette simplifiée à l'échelle 1/10 du barrage de Portillon. La maquette avec perré mesure 2 m de hauteur, 4,20 m de longueur et 2,25 m de largeur. La maquette est dotée d'un perré côté amont et d'un perré côté aval (Figure 8), construits par des muraillers professionnels. Les deuxperrés symétriques avec un fruit de 45°s'imbriquent l'un dans l'autre au sommet du barrage (Figure 8).



Figure 8 : Construction des perrés du modèle 1 avec liteaux et cordeaux et crête terminée

3.4.Les mesures

Quatre acquisitions des déplacements ont été mises en place : capteurs à cable (ENTPE), photogramétrie (EDF-DTG Service Topo), laser 3D et caméra rapide (ENTPE).

Concernant les capteurs à câble, chaque point de mesure est composé de 2 capteurs ce qui permet de déterminer les déplacements du mouvement du perré dans les deux dimensions de la benne (tangentielle et normale à sa base).

Les positions des 6 points de mesure des déplacements sont précisés dans la figure 9.

Figure 9 : Positions des cibles des capteurs à câble sur le perré



Le principe de la photogrammétrie est appliqué avec une acquisition à l'aide d'appareils photos numériques plein format dotés d'objectifs calibrés géométriquement. Pour cela, quatre appareils sont mis en œuvre, avec un déclenchement couplé, ce qui permet d'obtenir quatre photos simultanées de la même scène depuis des points de vue différents afin de reconstruire un nuage de points 3D par corrélation d'image. Les appareils sont calibrés à partir de repères topographiques matérialisés par des cibles rétroréfléchissantes soit collées sur la benne soit posées sur des trépieds placés autour de la benne et utilisées comme référentiel topographique. Chaque photo nécessite une mémoire de 42 Mo et 2s d'enregistrement. La restitution est la carte des déplacements à différents temps de la rotation de la benne.

La comparaison des mesures par capteurs à cable avec les mesures stéréoscopiques montre un bon accord entre les deux, confirme la séparation en déplacements instantanés et différés et une tendance de la benne à se déformer lors du levage. Il est difficile de connaître l'influence de la benne dans les déplacements différés. Ainsi, la stabilisation des déplacements différés régit la durée du palier, dans le temps imparti.

(a)

3.5.L'enrochement

3.5.1. Granulométrie et forme des grains

La granulométrie et la forme des grains conditionne l'angle de frottement de l'enrochement [1,3 et 4].

L'enrochement est constitué de blocs provenant de la carrière de Meaux-la-Montagne (Beaujolais). La nature géologique de la roche est un granite. Le rocher est sain. La roche a été concassée, tamisée et lavée. La forme des particules sont angulaires (Figure 10.a). Le libellé commercial de la granulométrie des blocs est 40-70 mm. La distribution granulométrique est plus large et s'étend à un 10/80 mm avec d_{50} égal à 40 mm et Cu égal à 2 (Figure 10.b).





(b)

Figure 10: (a) Photographie de l'enrochement et b) granulométrie

3.5.2. Propriétés mécaniques

Trois échantillons triaxiaux d'un diamètre de 1 m et d'une hauteur de 1,5 m d'enrochement déversé ont été cisaillés à faible densité minimale à l'Ecole Centrale de Nantes. Des déformations supérieures à 10 % sont nécessaires pour atteindre la résistance des échantillons. Les valeurs de l'angle de frottement atteignent (Figure 11):

- Essai PEDRA1 φ'= 42,3° à σ'3=100 kPa
- Essai PEDRA2 ϕ '= 39,5° à σ '3=200 kPa
- Essai PEDRA3 ϕ' = 41,4° à σ' 3=100 kPa.

Т	est	Masse (kg)	Diamètre (m)	H (m)	^{γd} (kg/m³)	e ₀	σ'c (kPa)	E1,max (%)	
1	_	1662	0.993	1.504	14.00	0.86	100	12.5	
2	2	1680	0.989	1.502	14.29	0.82	200	17.3	
(1)	3	1660	0.987	1.503	14.16	0.84	100	17.3	

Tableau 2 : Identification des essais triaxiaux



Figure 11 : Courbes triaxiales

3.6. Pente limite de l'enrochement

Un modèle physique du remblai sans perré est construit pour tester la procédure de chargement par rotation de la benne d'une part et pour mesurer la pente limite (ou angle de repos) d'autre part. La pente limite permet d'avoir accès à l'angle de frottement des enrochements. L'enrochement est déversé dans la benne basculante sa pente initiale aval est de 24° et sa hauteur de 1,7m. Quatre cellules de déplacement sont collées sur les pierres de la face aval. Le palier dure assez longtemps pour permettre la stabilisation (Figure 12).



Figure 12: Rotation et déplacements de la pente du barrage en enrochement

Il est impressionnant d'observer que le fluage augmente avec la diminution de la marge de sécurité (Figure 13). Ce fluage a été remarqué 10 ans auparavant par la modélisation MED, mais il pouvait être un artifice numérique ; il est confirmé par cet essai. De 24° à 36°, la pente ne se déforme pas. La déformation de la pente commence dès que l'angle d'inclinaison de la benne passe à 12°, c'est-à-dire pour un angle de pente de 24+12=36°. De 36° à 41°, les déformations de la pente sont simultanées à la rotation de la benne . De 41° à 46°, les déformations sont principalement différées et s'amortissent quand la benne ne tourne pas. Au-delà de 46°, surviennent des déplacements très importants, correspondant au glissement/roulement des pierres le long de la pente du remblai. A 48°, les mouvements sont permanents. La question de la valeur de l'angle de frottement se pose : en statique , elle serait 46°, mais en dynamique elle atteindrait 48°. Elle chute de 46 à 42 puis à 39,5° quand la contrainte σ_3 passe de 0 à 100 puis 200 kPa.

3.7. Résultats du premier modèle du 23 avril 2014

3.7.1. Mesures des capteurs à cable

La benne a été levée par paliers constants de 0 à 18°, et ensuite variables jusqu'à 24° (Figure 12). Jusqu'à une rotation de 16° (pente à 61°), les points ne se déplacent pas dans la benne, le «barrage » est rigide (Figures 12 et 13). De 16° à 18° (61° à 63°), de faibles déplacements sont visibles (< 2 mm). De 18° à 24° (63° à 69°), les déplacements croissent avec l'inclinaison. A partir de 24°, les déplacements deviennent très importants.



Figure 13: Modèle 1 - Paliers effectués lors de l'inclinaison de la benne et déplacements des capteurs à câble



Figure 14 : Modèle 1 - Déplacements des pavés dans la direction de la hauteur de la benne



Figure 15 : Modèle 1 - Déplacements des pavés dans la direction de la longueur de la benne

3.7.2. Mesure au Laser scan 3D

La mesure 0 du Laser scan met en évidence un creux d'environ 2 cm dans la partie supérieure du perré. Malgré ce creux le scan montre la très bonne qualité de construction du perré. La figure 20.1 montre la différence obtenue par laser scan 3D entre l'instant initial et le palier 32, rotation de 23,5°, c'est-à-dire le dernier palier en voie de stabilisation. Cette figure 20.1 nous permet d'observer les déformations du perré en s'affranchissement du « creux » initial. L'ordre de grandeur des déplacements maximaux avant rupture recoupe bien celui des capteurs : de l'ordre de 2,5 cm. Un léger effet de « vague » est vu en crête avant l'effondrement. On note aussi un effet de bord, où les déplacements des pavés sont plus petits. A noter qu'à ce stade les déplacements sont déjà très importants et dans la zone d'instabilité de l'ouvrage.

3.7.3. Photogrammétrie

La figure 16 représente le perré à 16H33 dans la benne. La photographie du parement est pivotée et ce dernier est représenté horizontal. La partie ensoleillée est en bas du perré, la partie ombragée est en haut. La figure de gauche montre la formation du bourrelet lors du dernier palier, celle de droite montre l'effondrement.



Figure 16 : Perré à 16h33 avant la rupture (gauche) et pendant la rupture (droite)

La rupture a mis environ 30 secondes à se déclencher à partir du palier à 24° d'inclinaison de la benne. Elle était précédée par un intense bruit de cailloux qui roulent (bruit de douche) et la chute de quelques gravillons. Un bourrelet au centre s'est développé, une fissure est apparue sur le coin supérieur gauche et soudain une vague a emporté la crête. La déformation correspondant au déplacement limite du masque sur la hauteur est de l'ordre de 1%. Les déplacements limites sont de 2,5cm.

Le principe et la réalisation de ce type de modèle physique et la qualité des résultats du premier test a convaincu EDF de poursuivre les expériences par trois autre types de perré. D'une part l'importance des premiers résultats demandait confirmation et d'autre part l'analyse de la nature du perré sur la stabilité de l'ouvrage exigeait d'autres configurations. Pour Les mêmes raisons, il nous semble important de reproduire de manière concise les résultats obtenus par les autres modèles.

3.8. Deuxième modèle du 6 mai 2015: perré en blocs de schiste ordonnés

Pour les trois autres modèles de perrés, les déplacements des points suivis par les capeurs à cable, normaux et tangentiels au repère de la benne, sont représentés en fonction de la rotation de la benne ; tandis que les déplacements totaux sont tracés en fonction du temps. Ces informations permettent au modélisateur de retrouver la courbe de chargement et les principales variables à simuler.



Figure 17 : Deuxième modèle : déplacements mesurés par les capteurs à cables





Figure 18 : Troisième modèle : déplacements mesurés par les capteurs à cables



3.10.Quatrième modèle du 16 Juillet 2015 : Double rangées de pavés de granite

Figure 19 : Quatrième modèle : déplacements mesurés par les capteurs à cables

3.11. Comparaison des déformées du perré

La Figure 20 compare les champs de déplacements de chaque perré juste avant rupture



Figure 20 : Déformées avant rupture des perrés : 1 Haut Gauche / 2 Haut Droite / 3 Bas Gauche / 4 Bas Droite

4. LEÇONS ET INTERPRETATION

Les essais à la rupture de ces modèles physiques donnent directement le coefficient sismique critique de ces barrages : k_c =tan(α) avec α l'angle de rotation à la rupture. Le coefficient sismique critique est très fort et montre l'excellente résistance apportée par le perré.

L'influence de l'angle de frottement est mise en évidence par la comparaison entre le modèle 1 et 2. Avec l'angle de frottement banc sur banc qui passe de 26° à 29°, l'angle de rotation passe de 66° à 69°.

L'effet de l'épaisseur du perré est mise en évidence par la comparaison entre le modèle 1 et 4. Avec un rapport épaisseur sur hauteur du barrage qui passe de 2,5 à 5%, l'angle de rotation passe de 69° à 73°. Ce qui engendre une augmentation de facteur de sécurité F=tan(73°)/tan(69°) de 25%. La comparaison entre les modèles 2 et 3 confirme le rôle de l'épaisseur du perré par l'effet d'ancrage des blocs irréguliers de schiste.

Modèle à la rupture	Sans perré	Perré 1	Perré 2	Perré 3	Perré 4
e/H (épaisseur perré/hauteur)	0	0,028	0,025	0,025 à 0,06	0,056
angle du perré/horizontale (°)	46	69	66	74,5	73
α angle de rotation (°)	22	24	21	29,5	28
k _c	0,40	0,45	0,38	0,57	0,53

Tableau 3 : Le coefficient sismique critique des modèles physiques testés

Les résultats des 4 modèle physiques ont été reportés pour être des tests de qualification de toute méthode d'analyse de barrage en enrochement avec perré : analyse par la méthode des éléments finis, analyse par éléments discrets ou calcul à la rupture. Ils serviront de tests de qualification.

5. CONCLUSION

Les premières modélisations en éléments discrets ont mis en évidence le rôle spectaculaire de peau de confinement sur la stabilité joué par le perré (Deluzarche, 2004). Dix ans après, le projet Pedra confirme ces résultats de modélisations en éléments discrets. Quatre modèles physiques de barrage en enrochement avec perré à l'échelle 1/10 ont été menés à la rupture par rotation de la gravité. Le gain de résistance apporté par le perré à un fruit de 1 est net : le coefficent sismique critique est de l'ordre de 0,4-0,5. Ces résultats devront être complétés par des essais sur table vibrante. Ces modèles physiques sont une référence incontournable pour toute méthode d'analyse de barrage en enrochement avec perré.

REMERCIEMENTS

Nous tenons vivement à remercier Joachim BLANC-GONNET, Stéphane COINTET et Jean-Claude MOREL de l'ENTPE et Philippe REBUT et Rémi BOUDON de EDF-DTG les artisans de ces modèles et de leur métrologie.

RÉFÉRENCES ET CITATIONS

- BARTON, N., KJAERNSLI, B. "Shear strength of Rockfill". Journal of the geotechnical engineering division. ASCE.107 No. 7, 1981, p.873-891.
- [2] DELUZARCHE R., Modélisation discrète des enrochements. Application aux barrages. 2004, Thèse de Doctorat de l'Ecole Centrale de Lyon.
- [3] MARSAL, R. J. "Mechanical properties of rockfill." In Embankment dam engineering: Casagrande volume. Eds R. C. Hirschfeld and S. J. Poulos, New York: Wiley, 1972, pp. 109–200.
- [4] MAMBA, M., Résistance au cisaillement des enrochements et des matériaux grossiers : application aux calculs des barrages, Université des Sciences et Techniques de Lille Flandres Artois, 1989.
- [5] PLASSIARD, J. P., FRY, J. J., & DEDECKER, F., "Bidimensional Discrete Element Simulations of Ageing Effects in Rockfill Dams", LTBD09, Graz 2009.
- [6] TRAN, H., Analyse et modélisation du vieillissement des barrages en enrochements par une approche micromécanique. PhD Thesis, Ecole Centrale de Lyon, 2006.

JUSTIFICATION DES BARRAGES EN REMBLAI ET DE LEUR FONDATION: ETAT DE L'ART ET PERSPECTIVES

Safety analysis of embankment dams and their foundations : State of the art and prospects

Jean-Jacques FRY EDF CIH 4 Allée de Tignes La Motte-Servolex 73 290 jean-jacques.fry@wanadoo.fr

MOTS CLEFS

Barrages en remblai, calcul, analyse, justification, sécurité, glissement, érosion interne, érosion externe

KEY WORDS

Embankment dams, calculation, analysis, assessment, safety, sliding, internal erosion, external erosion

RÉSUMÉ

En France, le nouvel Arrêté barrage publié au Journal Officiel en 2018 définit les conditions de justification auxquelles les barrages doivent satisfaire. En vue de réduire l'occurrence d'une rupture, l'accent y est mis sur la justification en situations extrêmes. Les situations extrêmes, auxquelles les barrages en remblai sont susceptibles d'être soumis, peuvent conduire à trois modes de rupture : la perte de stabilité générale par glissement, la ruine par érosion interne et la destruction par érosion externe (principalement suite à une surverse). Pour chacun de ces trois modes, un tour d'horizon succinct des méthodes de justification est décrit et leurs éventuelles limitations sont rappelées pour en déduire des perspectives de développement.

ABSTRACT

In France, the new Dam Decree published in the Official Journal in 2018 defines the conditions of justification with which dams must comply. In order to reduce the occurrence of a break, the emphasis is on justification in extreme situations. Extreme situations, to which backfill dams are likely to be subjected, can lead to three modes of failure: loss of general stability by sliding, ruin by internal erosion and destruction by external erosion (mainly due to overflow). For each of these three modes, a brief overview of the justification methods is described and their possible limitations are recalled in order to deduce development perspectives.

1. INTRODUCTION

1.1.La justification des barrages

La justification de la tenue des barrages est une analyse qui répond à la demande règlementaire instaurée en France en 2007 d'études de danger [1] et de revues de sûreté, précisée par l'arrêté de 2018 [2]. Actualisée périodiquement (dix ou quinze ans selon la classe de l'ouvrage), elle évalue les risques liés aux barrages dans toutes les situations dont la probabilité annuelle est supérieure à un seuil dépendant du risque, qu'elles correspondent à des situations courantes, rares ou extrêmes. Dans ce contexte règlementaire, autant il est souvent aisé de déployer les méthodes courantes pour les situations usuelles de dimensionnement, autant il peut être délicat d'aborder la justification des structures veillissantes aux propriétés mal connues pour des événements imaginés extrêmes. Avant d'aborder les approches innovantes et pour explorer de telles marges de sécurité résiduelles, il convient de faire le point sur les méthodes courantes : c'est l'objet de ce document.

Dans le cadre du colloque CFBR 2019 « Justification des barrages, Etat de l'art et Perspectives », des articles introductifs sont chargés de dresser un panorama de l'état de l'art de la justification par type de barrages. Ce document s'attache à évoquer uniquement la justification des barrages en terre (zonés avec enrochement ou non zonés). Les barrages en enrochements font par ailleurs l'objet d'un autre article introductif.

1.2.La justification actuelle des barrages en terres

La tenue d'un barrage en remblai peut être remise en question par trois modes de rupture : le **glissement**, l'**érosion interne** et l'**érosion externe**. Le glissement d'un remblai est la perte d'équilibre d'une partie de sa masse sous l'effet des forces de cisaillement le long d'une surface de glissement. L'érosion recouvre l'ensemble des phénomènes d'arrachement et d'entraînement des particules du sol par les forces d'écoulement. Elle est interne quand les écoulements sont en milieux poreux ou fissurés ou externe quand ils sont à surface libre et impactent la surface du sol. Si la justification de la stabilité s'appuie sur de nombreuses méthodes et des méthodologies éprouvées, dont celle du CFBR [3], a contrario, la justification de la tenue à l'érosion est récente et ne dispose que de peu d'outils, dont ceux rassemblés dans le bulletin CIGB n°164 [4] ou cités dans les guides ERINOH [5], dans l'attente d'une méthodologie recommandée par le CFBR [6]. Le colloque CFBR 2019 devrait donc être l'occasion d'approfondir quelques nouvelles méthodes de justification (aux séismes, mais surtout à l'érosion interne ou externe, principalement déterministes mais aussi probabiliste). En introduction des approches qui seront présentées dans ce colloque, ce document rappelle les méthodes de justification actuelles, quelques limites d'utilisation à ce jour, et des perspectives pour les élargir.

1.3.La qualification des méthodes de justification

Dans ce rapport, si les méthodes numériques, les règles de dimensionnement et les méthodes expérimentales sont évoquées, les méthodes d'analyse fonctionnelles sont absentes et ont été traitées dans un colloque précédent [7].

La qualité d'une méthode est son aptitude à analyser la ou les situation étudiée(s) par l'ingénieur. La qualité d'une méthode numérique basée sur un logiciel est la somme de la qualité de production (formulation mathématique, schéma numérique, tests, documentation et coût), de maintenance (qualité de service, traitement des anomalies, délais), d'exploitation (facilité d'utilisation, capacité d'évolution, protection) et du choix de la méthode. Compte-tenu de la difficulté de prouver la qualité d'un logiciel, il faut aborder le problème sous un autre angle : la recherche des non-qualités. La mise en place d'un système d'assurance-qualité (AQ) par les développeurs de logiciels, dont nous bénéficions, a grandement amélioré la qualité. Mais le système AQ du développeur ne valide ni les hypothèses, ni la méthode, il vérifie que le logiciel reflète bien la méthode. C'est pour cette raison que le bulletin CIGB n°94 [8] clarifie la terminologie en distinguant trois phases fondamentales pour l'utilisation des logiciels. « La première, la plus importante pour l'ingénieur, est la justification de l'ensemble de la procédure de calcul, qui est en fait sa capacité à représenter la réalité physique ». La seconde notion est la validation du logiciel ou vérification de sa justesse mathématique. La troisième notion, somme des précédentes, est la qualification qui garantit l' assurance qualité de la procédure de calcul. Il importe de noter que la justification dépend du couple modélisateur-logiciel, et en l'absence d'un modélisateur confirmé, la justification dépend du triplet modélisateurdocumentation-logiciel. Pour permettre à tout nouveau modélisateur d'utiliser correctement l'outil, il importe que la documentation soit robuste. Dans cet objectif, elle comprend : (1) une notice de principe (domaine d'application, équations, méthode numérique, organigramme général) ; (2) un descriptif informatique (caractéristiques, organigramme détaillée, liste des instructions et des variables) ; (3) une notice d'utilisation (domaine de validité, conseils d'utilisation, cas réels, détection des erreurs) ; (4) une notice de qualification (décrivant pour chaque cas test la conception du modèle et la comparaison des résultats à des mesures ou à ceux d'autres logiciels). Ces cas tests sont la raison d'être des ateliers de comparaison des méthodes de calcul organisés par le comité technique CIGB des méthodes de calcul de barrages à partir de 1991. Parmi ces cas tests de justification, il est crucial que certains démontrent la capacité du logiciel à prédire l'entrée en rupture de barrages rompus. La qualité du diagnostic médical n'est elle pas d'abord son aptitude à prévenir les maladies mortelles ? Cette digression rappelle qu'il y a un décalage entre l'incrémentation rapide des critères fixés par la règlementation et le lent et prudent processus de maturation de l'intégration d'une nouvelle méthode à l'état de l'art.

Le bulletin CIGB n°61 [9] incite les ingénieurs de projets à réfléchir sérieusement aux critères et règles de dimensionnement qu'ils adoptent et espère qu'ils les rendent conscients des conséquences qu'ils peuvent avoir. La qualité des modélisations physiques dépend de la bonne application des lois physiques (similitude, effet d'échelle) et de la bonne représentativité des conditions appliquées (chargement, conditions aux limites). En pratique, la validation d'une justification dépend de deux conditions : (1) la qualification de la méthode et (2) la vérification qu'elle est bien utilisée par un tiers. Comme la garantie de la qualité des méthodes de justification est loin d'être triviale et demanderait une expérience phénoménale, ce rapport se contente de lister quelques points d'attention et des sources de non qualité repérés par l'auteur.

2. CALCULS DE STABILITE GENERALE

Les calculs de stabilité générale ou stabilité au glissement, sous sollicitations statiques et sismiques ont fait l'objet de nombreux bulletins CIGB : 30a, 52, 53, 61, 94, 122 et 155 [8-14].

2.1.Calcul d'équilibre limite et facteur de sécurité

Les calculs d'équilibre limite définissent un facteur de sécurité, F, (le terme coefficient de sécurité est à garder pour les seuils), qui est le nombre par lequel les caractéristiques de résistance au cisaillement des sols sont réduites pour que l'équilibre soit limite le long de la surface de rupture étudiée. Le facteur de sécurité global a trois avantages, qu'il convient de garder: (1) il prend en compte les incertitudes (réparties par les facteurs partiels), mais (2) c'est un excellent indicateur des déformations(F=2, les déformations sont faibles et acceptables ; F=1,5 les déformations sont acceptables ; F=1,2 les déformations peuvent être importantes, trop importantes) et c'est le point de départ de l'analyse sismique simplifiée par la relation biunivoque qui le lie au coefficient sismique. La commodité d'usage du facteur global de sécurité, la simplicité d'emploi de la méthode et la rapidité du calcul font que les calculs d'équilibre limite sont toujours à la base du dimensionnement et de la vérification des barrages en remblai.

2.1.1. La méthode des tranches

La méthode des tranches recherche l'équilibre d'une masse définie par l'intersection d'un talus et d'une surface de glissement. Cette masse est découpée en tranches verticales, sur lesquelles sont appliquées les équations générales de la statique. La méthode de Fellenius (ou méthode suédoise) est la première à avoir été internationalement adoptée. Elle considère l'équilibre des moments seulement avec l'absence d'efforts entre tranches. Cette dernière hypothèse ignore la butée qui résiste au glissement ; en conséquence le calcul sousestime le facteur de sécurité. Pour cette raison, il est préférable de l'envisager seulement pour des glissements plans de pentes naturelles, où le facteur de sécurité est exprimé par une formule. La méthode de Bishop simplifiée est la plus reconnue dans le monde. Elle considère l'équilibre des moments en annullant les forces intertranches verticales. Malgré sa simplicité, il est remarquable qu'elle obtienne des résultats très proches des méthodes plus rigoureuses, sur des fondations plus rigides que le remblai. Sur des fondations molles, il est déconseillé d'utiliser la méthode des tranches. La méthode des perturbations est la méthode française qui respecte les trois équations de l'équilibre, grâce à un système de trois équations à trois inconnues (le facteur de sécurité, et les paramètres de perturbation λ et μ qui modifient la contrainte normale d'un facteur $\lambda+\mu$.tan(α), où tan(α) est la pente de la base de la tranche). La résolution d'un polynome de degré 3 de variable F, affecte la valeur du facteur de sécurité à la plus petite solution. Son avantage est son application à des surfaces de glissement polygonales parfois plus pertinentes que les cercles. Son double inconvénient est d'être méconnue à l'international, où la méthode de Morgenstern et Price reste la référence, et de donner pour des géométries « tordues » (un cercle qui passe très près du pied du barrage et recoupe à la fois la peau du talus et la frange supérieure de la fondation) des résultats inconsistents (la plus petite solution n'est plus la valeur physique de F).

L'incertitude associée à l'usage de ces méthodes provient de leur imperfection théorique. (1) Toutes les équations de la statique ne sont pas respectées. (2) Des hypothèses arbitraires fixent la position et la relation des forces intertranches sans les conditions de compatibilité en déformations. (3) L'hypothèse de facteur de sécurité identique pour toutes les tranches est très éloignée de la réalité et uniquement justifiée au moment de la rupture. (4) Le cercle n'est pas la surface de glissement la plus critique. Dans les cas courants, l'incertitude est faible mais non négligeable, comme le démontre le cas test suivant. Un chiffrage de l'incertitude liée au couple modélisateur logiciel provient en 2008 de l'étude du groupe de travail mixte de la commission permanente du Rhin sur deux profils du bief d'Iffezheim. L'approche allemande dictée par la norme MSD 2005 est comparée à l'approche EDF. L'incertitude est estimée pour chaque situation par l'écart relatif entre les 2 coefficients de charge , l'inverse du facteur de sécurité, $\mu=1/F$. Sur les 7 situations, auxquelles les digues sont justifiées par la MSD, les valeurs varient de -9 à 14%, avec une moyenne de 2% et un écart-type de 6%. Le biais ici cumule celui du calcul d'écoulement à celui du calcul de stabilité. Il réside dans les choix de paramètres numériques cachés (maillage, précision du calcul) des calculs d'écoulement (représentation du colmatage) et de stabilité (choix des surfaces de rupture, du nombre de tranches). Le biais introduit dans le choix des cercles n'est plus négligeable dans les couches molles ou dans les fondations à cohésion croissant rapidement avec la profondeur et nécessite de tester des surfaces de glissement polygonales.

Finalement, les biais de la méthode sont forts et dangereux, dans les cas suivants :

- le mode de rupture n'est plus le glissement mais le poinçonnement. Si la capacité portante d'une fondation superficielle sur du sable (φ=30°) était étudiée avec la méthode des tranches, elle obtiendrait un facteur de sécurité de 1,69 avec Bishop et de 0,31 avec Fellenius.
- Les fondations molles (bien plus molles que le sol du remblai). Dans ce cas, les tractions se développant près de l'axe annullent la contrainte normale horizontale. En pied de remblai, la fondation atteint sa résistance au cisaillement bien avant le remblai, ce qui rend l'hypothèse de facteur uniforme caduque.
- Les phénomènes de rupture progressive. Les petits barrages ou les fondations meubles surconsolidées ont des matériaux dont la résistance présente des pics. La question est de savoir si la déformation sera suffisamment importante pour qu'elle dépasse celle du pic et engendre un radoucissement de la résistance. C'est malheureusement le cas, des barrages en argile à forte teneur en eau. Un projet prudent adoptera dans ce cas la résistance au palier, ou a minima la résistance critique. Cela revient à choisir des cohésions effectives faibles à nulles et à prendre en plus le frottement résiduel pour les argiles très plastiques (IP>27).

Dans tous ces cas, il est préférable de passer à la méthode cinématique ou mieux à la méthode des éléments finis.

2.1.2. Le calcul à la rupture

Salençon [15] a donné un cadre au calcul à la rupture. Cette approche plus rigoureuse encadre le coefficient de majoration de chargement λ (à ne pas confondre avec F, coefficient de réduction de la résistance) par deux familles de méthodes. (1) La méthode statique (ou approche par l'intérieur) recherche un minorant de λ qui amène un champs de contraintes à la limite de l'équilibre. En dehors de géométries élémentaires rares, il est difficile d'intuiter ces champs de contraintes. Il est heureusement plus pratique d'utiliser (2) la méthode cinématique (ou approche par l'extérieur), qui cherche un majorant de λ , rapport de puissance résistante sur puissance motrice d'un champs de vitesse cinématiquement admissible. Cette dernière méthode est appliquée sur des arcs de spirale logarithmique dans le logiciel Talren. Cette surface est pertinente cinématiquement dans les sols granulaires, car la résistance y est orientée avec un angle constant. Le facteur de sécurité appliqué aux résistances est calculé en imposant un coefficient d'augmentation de chargement égal à 1. Cette méthode est à promouvoir en cas de doute sur la méthode des tranches.

Dans la plupart des cas, l'écart avec la méthode des tranches est faible, ce qui fait oublier l'intérêt de la méthode cinématique. Cependant, en reprenant l'exemple précédent de la digue d'Iffezheim, alors que sur quatre situations, l'écart de facteur de sécurité entre Bishop et Perturbations ne dépasse pas 1%, la méthode cinématique obtient une valeur de F inférieure de 6% à celle de Bishop et de 7% à celle de la méthode des perturbations en situation extrême (crue de projet et perte totale d'étanchéité, situation requise en Allemagne, mais jugée excessive en France). Ainsi pour la situation extrême, là où un facteur de sécurité global de 1,10 est exigé, 1,08 est obtenu avec la méthode de Bishop, 1,09 avec celle des perturbations et 1,01 avec la méthode cinématique (qui est en théorie le majorant de F)! Cet exemple prouve la sensibilité du résultat du calcul des situations extrêmes aux hypothèses : une petite erreur sur le choix de la résistance caractéristique engendrerait dans cet exemple un facteur de sécurité global inférieur à 1.

2.1.3. La méthode C-phi réduction

La recherche du facteur de sécurité par la méthode C-Phi réduction consiste (1) à faire un calcul en déformation avec un jeu de résistances affectées d'un coefficient de réduction initialisé à 1, (2) de choisir un point où le déplacement calculé est suivi (3) incrémenter le coefficient de réduction jusqu'à ce que le déplacement tende vers une asymptote et que la convergence ne soit plus atteinte. La méthode est plus rigoureuse et ne donne pas de majorant.

Le biais est faible ; l'écart avec le calcul limite est faible (dans son domaine d'application). Par exemple sur l'aménagement de Garafiri, la méthode des perturbations avec surfaces polygonales donnait F=1,60, là où la méthode C-Phi réduction intégrée dans le logiciel Flac trouvait 1,56. Cette méthode reste cependant à perfectionner. La baisse de la résistance sans être associée à la baisse du module est une situation très particulière qui correspondrait à un comportement type roche. Il serait plus physique d'intégrer simultanément la baisse du module à celle de la résistance. Sinon, des résultats parfois déconcertants peuvent être obtenus en condition non drainée.

2.1.4. Méthodologie d'analyse et les modèles de terrain

La méthodologie d'analyse est capitale. Elle est décrite dans les recommandations CFBR [3]. L'étude de stabilité est un plat, dont la recette de cuisine doit être suivie à la lettre, sous peine d'une indigestion fatale. Par exemple, celle d'EDF comporte 11 étapes : (1) le choix des modes de rupture étudiés ; (2) le choix de la méthode de calcul ; (3) la définition du scénario de situations de chargements ; (4) l'adoption des critères de stabilité ; (5) la constitution du modèle géométrique ; (6) la constitution du modèle géologique ; (7) la constitution du modèle géotechnique ; (8) la constitution du modèle hydraulique ; (9) la constitution du modèle environnemental ; (10) la comparaison des résultats aux critères de stabilité ; (11) la proposition d'un plan de surveillance. Le respect de ces étapes est une garantie de qualité et clarifie la traçabilité. Par habitude ou excès de confiance ou bien manque de temps, il est tentant d'échapper à ce formalisme, dans ce cas le vérificateur note régulièrement des incorrections, des lacunes ou un manque de démonstration.

La première étape est décisive : elle doit répondre à la question : « Est-ce que j'étudie le mode de rupture pertinent? ». Il n'est pas rare de voir dans les publications de retour d'expérience un flou inquiétant sur l'origine des désordres ou de constater dans des projets récents des modes de rupture oubliés. Une autre étape capitale est la constitution des modèles de terrain, qui doit devenir le **modèle accompagnateur de projet**, remis à jour tous les dix ans. Ces modèles doivent fournir la preuve qu'ils sont auto-portants : complets avec les justificatifs des propriétés choisies. La difficulté (hélas trop fréquente) devient extrême, quand le site est lointain ou inconnu du modélisateur, que les sondages n'aient ramené qu'un taux de récupération de 50%, que les conditions d'essais in situ soient inconnues et que les résultats d'essais de laboratoire soient douteux , etc. Dans ce cas il est opportun d'estimer les résistance par des corrélations avec les identifications et les essais in situ, à la condition de consulter les bases de données régionales, de chercher des références de sols identiques et d'adopter une prudence extrême. Car dans ces conditions l'incertitude reste forte. Enfin la dernière étape, le plan de surveillance, est cruciale. Le constructeur ou l'exploitant qui recoît du concepteur les indicateurs de marge de sécurité de l'ouvrage est responsabilisé et averti de l'importance du danger, grâce à trois critères : (1) le seuil de **surveillance renforcée** correspondant aux hypothèses ou résultats de calcul (par exemple F=1,5) ; (2) le **seuil d'intervention** (F=1,3) et le **seuil critique** (F=1,0 ou 1,1). Exprimés en potentiel hydraulique, ces critères peuvent être individualisés à chaque cellule de pression interstitielle ou chaque crépine de piézomètre ponctuel.

2.1.5. Les calculs d'écoulement en hydraulique pure et leurs limites

Le calcul d'écoulement en hydraulique pure résoud les équations de transfert d'eau uniquement avec l'équation de conservation de la masse et l'équation de la conservation de la quantité de mouvement (via la vitesse de Darcy ou de Forcheimer). Il ne prend pas en compte le couplage avec les équations de la mécanique et les perturbations que les contraintes opèrent au sein du sol. Sachant que la grande majorité des incidents provient des écoulements [16], leur justification est la phase la plus critique de la tenue au glissement. Il est utile de se rappeler qu'un talus de sol granulaire sec a son angle limite de pente de qui chute de moitié s'il est traversé par un écoulement horizontal homogène, ou sa pente limite $tan(\phi)$ qui chute de moitié, si l'écoulement est parallèle à la pente. Savoir où passe l'eau revient à trancher le nœud gordien de la tenue d'un ouvrage hydraulique. Pour vérifier que les causes d'anomalies ont bien été comprises et analysées, si les données sont suffisamment nombreuses, il est crucial de les reproduire par un calcul d'écoulement transitoire : c'est le calage du modèle hydraulique. Les calculs avec non saturation sont préférables aux calculs en saturé : ils sont plus physiques et amènent une continuité de l'écoulement de l'eau à travers la surface libre. Cette continuité doit être vérifiée au niveau du choix des paramètres. Ainsi la diffusivité, qui est le rapport de la perméabilité k par le coefficient d'emmagasinement C, doit être croissante avec le degré de saturation Sr. Le coefficient d'emmagasinement est la variation de teneur en eau volumique pour une variation de pression de 1m d'eau. La diffusivité plus que la perméabilité mesure la rapidité de l'onde de pression à se déplacer dans le milieu poreux. Elle compare le volume d'eau qui transite à travers une surface unitaire sous un gradient unitaire en une seconde au volume d'eau stocké dans un volume unitaire du milieu pour une pression de 1m. Cette condition de croissance monotone fait que les courbes hydriques ne sont pas indépendantes. Si elles étaient choisies indépendamment l'une de l'autre, elles pourraient produire un maximum local suivi d'un minimum, empêchant la convergence et faussant ses résultats. Deux courbes hydriques sont nécessaires au calcul non saturé : la première fixe l'évolution de la pression d'eau négative et la seconde celle de la perméabilité en fonction du degré de saturation. La formulation de Van Genuchten [17] assure automatiquement la continuité et la croissance monotone de la diffusivité. Mais la limite à saturation de la diffusivité dépend des contraintes. Si l'écoulement est à contrainte totale constante (aval du barrage) alors la diffusité tend vers le coefficient de (dé) consolidation pour Sr=100%, car le sol gonfle sous la montée de la pression. Si l'écoulement est à contrainte effective constante, la porosité reste constante, la diffusivité tend vers l'infini et la variation de pression interne tend à suivre instantanément la variation de niveau de la retenue (hypothèse de Bishop).

La limite du calcul d'hydraulique pure vient du fait qu'il ignore les variations de contraintes. Une astuce éprouvée consiste à décrire un sol qui tend vers la saturation sans l'atteindre. La pression d'eau passe du domaine des succions à des pressions positives au-delà d'un certain degré de saturation (par exemple 95%) et comprime le volume d'air au fur et à mesure de sa génération sans le réduire à zéro (pour les plus fortes pressions du modèle). Avec cette représentation des courbes hydriques, les résultats de la modélisation en 1988 de la vidange de Grand'Maison (pression nulle pour Sr=96% de saturation et de 150 m d'eau pour Sr= 99%) ou celle en 1991 du barrage de la Verne ont été les plus proches des mesures d'auscultation. Ce calage reste à rationaliser. On prendra en compte l'hypothèse qu'une pluie extrême a saturé la fondation et relevé la surface libre du remblai. L'erreur de résolution est tolérable si la plus petite maille du sol le plus perméable est traversée par l'eau en une dizaine de pas minimum. Cette condition impose des simplifications pour éviter des résultats faux (rapport des perméabilités max et min inférieur à 10 000).

2.1.6. Analyse de la situation de construction et le problème posé par les sols très plastiques

La forte baisse du nombre de ruptures dans la seconde moitié du vingtième siècle peut sans contexte être attribuée à l'application du calcul de stabilité par la méthode des tranches et du principe des contraintes effectives, vulgarisés par la seconde conférence internationale de l'ISSMFE à Harvard en 1936, et à l'application de la méthode de l'U.S. B. R. (dite méthode d'Hilf) citée par Bruggeman et al (1939), Hamilton (1939) et Hilf (1948). Malgré ce progrès, des glissements de grands barrages (H>15 m), non référencés comme ruptures, sont encore trop fréquents à notre époque [16] et montrent qu'il y a dans cette situation, une difficulté certaine de dimensionnement, qui mérite d'être détaillée [18].

L'application progressive du poids du remblai se reporte sur l'air et l'eau emprisonnés. Le mélange des fluides monte alors en pression dans la terre étanche et réduit la résistance au cisaillement jusqu'à la saturation. La pression d'air est calculée par la loi de Boyle et Mariotte en y intégrant pour le long terme la solubilité de l'air dans l'eau, décrite par la loi de Henry. La formule de l'USBR calcule ainsi la génération de pression à partir de la réduction du volume d'air mesuré à l'oedomètre et l'exprime en fonction du degré de saturation. Hilf propose aussi une approche expérimentale de la montée de la pression interstitielle, en comprimant deux échantillons identiques à l'oedométre, le premier drainé et l'autre non drainé. Le principe des contraintes effectives dit qu'à tout indice des vides de la courbe oedométrique non drainée correspond une contrainte totale et une contrainte effective sur la courbe drainée, la différence entre les deux est la pression interstitielle. En négligeant la succion initiale, la méthode précédente est très conservative côté sec (Lins et al, 1995), cela n'est pas trop génant en pratique, car la pression finale calculée est faible. Le rôle de la succion initiale est une marge de sécurité côté humide, dans le domaine des fortes teneurs en eau (w>wopn+2%). L'approche sécuritaire de l'USBR est justifiée pour les barrages en terre par de nombreuses comparaisons avec l'auscultation depuis les études de Green Mountain (139 m) et Anderson Ranch (94 m) par Hilf (1948). Bishop (1954) propose une approche plus théorique. Il écrit que tout incrément de pression interstitielle mesuré dans les essais triaxiaux non drainés UU et CU est la somme du produit de coefficient de Skempton B par l'incrément de pression isotrope σ_3 et du produit des coefficients A.B. par l'incrément de la contrainte déviatoire, σ_1 - σ_3 . Les résultats expérimentaux présentent souvent un brusque accroissement du coefficient B à partir de Sr=95% (B<0.1 côté sec avec 80<Sr<90% à B= 0.8 côté humide avec 95%<Sr<99%). IL faut donc viser au compactage Sr de l'ordre de 90% et rester impérativement avec Sr< 95%. Ce contrôle est malheuresuement peu aisé : l'erreur de mesure sur le degré de saturation et la variabilité des terres sont si fortes que les mesures de B sont sujettes à une forte dispersion, dépendant de la structure, de la nature, de la mise en place et du compactage de l'argile. La relation entre B et la teneur en eau est plus progressive, mais elle n'est pas univoque, elle dépend de la densité et donc du degré de saturation. La formule de Bishop doit être réécrite en déformations planes pour être appliquée aux barrages. Durant la construction, la pression interstitielle est principalement dépendante de B (Bishop 1954, Pells, 1973, Alonso, 1995, Poulain et al 1995). Mais il est faux de croire que l'influence du coefficient A est négligeable. Il suffit d'écrire la relation qui lie A au rapport de surconsolidation OCR, pour comprendre qu'aux fortes teneurs en eau (w>wopn+2), sous 100 kPa de contrainte effective, il peut être plus grand que B. En pratique, la génération de pression devrait être déterminée sur des essais triaxiaux reproduisant le plus fidèlement possible le chemin de contrainte, en augmentant les deux contraintes principales ensemble, de telle sorte que le facteur de sécurité soit constant (Bishop 1954) et égal à 1,3. La complication du cahier des charges rend cette disposition inusitée et la pratique s'est focalisée sur un autre indicateur, ru. Ce coefficient ru est le rapport de la pression interstitielle mesurée u à la contrainte verticale fictive prise comme le poids de la colonne de terre au dessus du point considéré jusqu'à la surface du remblai. L'avantage de ru réside dans la simplicité de sa détermination. Il peut être calculé à partir des coefficients A et B et de la contrainte de compactage (Pells, 1973). Il est facile et rapide à mesurer et fournit un retour d'expérience incomparable qui permet de fixer une valeur par type d'ouvrage, de hauteur et de climat. Mais il ne faut pas oublier que son auscultation dans les noyaux de terre morainiques ou alluviales met en évidence sa forte dispersion sous l'influence conjuguée de l'état initial et de la perméabilité. Au barrage de Grand'Maison, le coefficient de variation a atteint 62% (Fry et al, 1987). La raison est que la structure argileuse du sol peut rapidement varier avec l'environnement. Il est prudent de retenir que les matériaux testés en phase études sont rarement représentatifs des matériaux mis en place et compactés dans le remblai (ce fut le cas au barrage de Mirgenbach). Ces hétérogénéités rendent illusoires une approche sophistiquée et plaident pour un contrôle renforcé des hypothèses et des résultats à la construction! Mais le paradoxe est que le calcul exact du coefficient runécessite une approche sophistiquée pour les grands barrages en argile non zonés... En effet, les zones les plus humides, notamment en pied vont avoir un comportement qui échappe aux hypothèses de la méthode des tranches et du calcul du coefficient ru. La poche humide rentre en rupture locale en cours de construction d'une part à cause de leur plus forte teneur en eau, mais d'autre part à cause de leur comportement peu consolidé non drainé qui génère des coefficients A d'une valeur égale à 1 dans une zone où la contrainte déviatoire est maximale. Cette rupture locale annulle la cohésion et fait chuter l'angle de frottement à sa valeur résiduelle. Les contrainte se reportent alors sur la zone amont qui subit le même sort et la rupture progresse. Ce phénomène échappe aux méthodes traditionnelles. S'il existe et n'est pas decélé par l'auscultation, il finit par ruiner le remblai.

L'amélioration de la pratique passe par l'adoption de la méthode observationnelle (incluant une étude géotechnique sérieuse). Le choix d'une hypothèse de r_u, justifié par l'auscultation d'ouvrages construits dans des conditions similaires, doit être assorti (1) d'une marge de sécurité conséquente, (2) d'une étude paramétrique et (3) conditionné à une vérification par les mesures d'auscultation en cours de construction et (4) à un confortement dimensionné à l'avance en cas de dépassement. Ainsi, la rupture du barrage de La Mappé a pu être évitée, malgré que l'humidité trop forte de l'argile ait échappé au contrôle de compactage. La construction fut arrêtée et la zone de forte pression fut excavée. Une autre amélioration consisterait à adopter l'approche non saturée, plus précise et moins sécuritaire que l'approche par la pression d'air de l'USBR. Les développements théoriques et métrologiques existent pour estimer et mesurer l'évolution des pressions de la succion initiale à la surpression en fin de construction. Enfin, la conception doit limiter le danger que fait courir le remblai en argile dit homogène. Une autre situation est dangereuse : celle des argiles et marnes surconsolidées et fissurées. L'imperméabilité de la matrice n'aide pas à imaginer que l'eau va pénétrer les fissures et y retrouver une cohésion nulle et un angle de frottement faible. Sans auscultation minutieuse, il est peu probable que le phénomène soit décelé, car il engendre une rupture soudaine [19]. Dans toutes ces situations, seule une auscultation scrupuleuse et décuplée peut alerter.

2.1.7. Analyse de la situation de vidange et de remplissage et le problème du couplage hydromécanique

En cours de remplissage, le facteur de sécurité pour la recharge amont atteint son minimum quand la retenue atteint environ le quart de sa hauteur finale. A ce moment, il y a suffisamment d'eau pour déjauger le pied et diminuer sa résistance. Une fois la RN atteinte, l'eau exerce une poussée sur le parement amont qui le stabilise. Les calculs d'hydraulique transitoire reproduisent bien cette situation, excepté pour les barrages en argile non saturé, où le poids de la retenue augmente d'autant plus la pression que le degré de saturation est élevé. Dans ce cas, ils peuvent être remplacés, par l'application dans chaque matériau d'un coefficient α (inspiré du coefficient r_u), rapport de la montée de pression sur la montée de retenue au dessus du parement à la verticale du point considéré [18].

En vidange, une première évaluation du drainage consiste à comparer la perméabilité sur la porosité efficace (variation de la teneur en eau volumique au cours de la vidange) à la vitesse de descente de la retenue, si le rapport est supérieur à 10, le sol va se drainer, s'il est inférieur à 0,1, le sol va rester non drainé. Pour les barrages en argile, il est courant d'adopter l'hypothèse de Bishop. Cette hypothèse sous-estime les pressions si l'argile n'est pas saturée ou si le drainage d'un masque amont est déficient. Dans le premier cas, le coefficient r_u est remplacé par le coefficient α . Dans le second, un calcul d'écoulement transitoire en hydraulique pure est souvent (mais pas toujours) sécuritaire. L'incertitude sur les résultats de la modélisation de la vidange est forte et prise en charge par le coefficient de modèle [3]. L'usage d'un calcul couplé n'est justifié que pour les grands ouvrages et les ouvrages complexes.

2.1.8. Analyse de la situation de crue

L'étude la plus sécuritaire et la plus courante de la cote de dangerconsiste à calculer un régime permanent dont la condition aux limites amont est la cote de la crête. Il s'agit de vérifier que le remblai à la limite du déversement, résiste à l'écoulement qui contourne la partie supérieure de l'étanchéité. L'hypothèse la plus réaliste est la modélisation de l'hydrogramme de crue par un écoulement transitoire, en adoptant des hypothèses raisonnablement sécuritaires concernant les conditions aux limites, la ligne de saturation (pluie prolongée précédant la crue), la valeur et l'anisotropie des perméabilités, la présence de singularités au sein de la digue et la durée des crues.

2.1.9. Analyse de la situation sismique et la question de la perte de résistance

Les analyses numériques pour comprendre et prévoir le comportement des barrages au séisme, sont encore à la traîne des méthodes de construction et de conception. Le concepteur dessine d'abord le barrage avec l'état de l'art de son époque et demande une justification par le calcul pour confirmer son profil-type. Si par hazard, elle l'infirme, il demande une méthode plus sophistiquée. Le calcul finit par confirmer le dessin du projeteur expérimenté (dans son contexte de séismicité nationale). Ce paradoxe est expliqué par le fait qu'un sol bien compacté est résistant au séisme. Les secousses engendrent des tractions et des cisaillement qui mettent l'eau en dépression et augmentent les contraintes effectives. La justification au séisme n'est pas tant une affaire de méthodes mais plutôt une justification du compactage de l'ouvrage. Dans les grands barrages, où les contraintes de compactage sont inférieures aux contraintes en place, les longueurs d'onde sont petites face aux dimensions du barrage et les instabilités possibles ne peuvent plus avoir la taille du barrage. Loin de décrier la méthode « pseudo-statique », qui est la première vérification des barrages en remblai proposée en 1936 par Mononobe, il faut au contraire lui reconnaître l'avantage de calculer le premier indicateur d'instabilité : l'accélération critique, qui est l'accélération horizontale qui combinée aux charges statiques met la masse étudiée à la limite de l'équilibre (F=1). Très souvent, la sollicitation est (1) si rapide que la terre reste non drainée (2) et suffisamment cyclique pour fatiguer et endommager le sol [20].

Ainsi, la stabilité pseudo-statique doit être calculée avec des résistances non drainées décroissantes avec le nombre de cycles, alors qu'elle est souvent estimée constante en contraintes effectives (ce qui est est acceptable que si l'effet négatif de la fatigue est compensé par l'effet positif de la dilatance). Une autre amélioration de la pratique consisterait à utiliser la méthode des blocs de Sarma [21], curieusement délaissée. Elle permet de résoudre les trois équations de la mécanique et de trouver une relation entre le facteur de sécurité et l'accélération critique. Le facteur de sécurité minimal est trouvé par optimisation de l'inclinaison des contacts entre blocs. Elle est heureusement reprise et développée récemment par Serratrice [22].

2.2.Calcul des déformations et seuils de comportement

2.2.1. Historique des modèles

Les modèles numériques sont à base d'éléments finis (MEF) écrits en repère eulérien ou lagrangien (ce dernier permet le calcul en grandes déformations). Leur apport incontestable est de coupler les équations de la mécanique à celles des transferts hydriques, pour effectuer tout type de calcul transitoire en contraintes effectives et quantifier les effets majeurs du drainage. L'emploi des lois de comportement s'est généralisé de l'élastique-Plastique de Mohr-Coulomb (années 60), à la loi hyperbolique de Duncan-Chang (années 70) aux lois élasto-plastiques avec écrouissage et plusieurs surfaces de charge (Cam-Clay, Prevost, Hujeux dans les années 80). Depuis les années 90, les modèles micromécaniques progressent en application, mais restent l'apanache des chercheurs.

La loi de Mohr-Coulomb est rapide d'emploi et donne une première idée des contraintes dans le remblai, à condition de prendre un angle de dilatance nul pour les grands barrages. La loi de Duncan est adaptée pour simuler la construction des grands barrages zonés, mais est incapable de reproduire le radoucissement et la rupture progressive. Ce dernier cas exige des lois basées sur l'état critique. Seules ces dernières sont à utiliser pour simuler les vidanges [23].

2.2.2. Méthodologie d'analyse statique en déformation et le modèle accompagnateur de projet

La méthodologie d'analyse généralise celle décrite précédemment. Elle intègre le concept de modèle accompagnateur de projet, consécutif à la justification cyclique des barrages tous les 10 ans. En plus des modèles de terrain, regroupant et justifiant les données nécessaires au calcul, il faut décrire le modèle numérique, de manière suffisamment précise pour qu'il puisse être réutilisé et incrémenté à la prochaine évaluation, 10 ans plus tard. La description inclut les paramètres numériques cachés, notamment les conditions de stabilité et de convergence. La taille du modèle et des mailles doit être justifiée vis-àvis des phénomènes à étudier (passage et réflexion d'ondes, perturbations du champs libre). L'emploi du logiciel utilisé doit être justifié par sa capacité à représenter les modes de rupture redoutés.

La justification de la construction et de la tenue des remblais notamment sur fondations molles peut s'appuyer la base de données MOMIS [24]. Développée par le LCPC et l'EC Nantes, elle garde la mémoire des comparaisons modélisations par éléments finis et auscultation et permet d'évaluer les performances des modèles, de dégager des recommandations pour la modélisation et de quantifier l'erreur de modèle. Elle contient 133 références de remblais sur sols compressibles et distingue les prévisions de classe A effectuées avant toute expérimentation de celles de classe C réalisées après l'instrumentation d'un ouvrage.

Les perspectives de développement concernent la modélisation rigoureuse des sols non saturés et des matériaux viscoplastiques. Ces deux approches permettraient de connaître le conservatisme des approches actuelles. Des approches existent et rendent d'importants services en couplant les effets de la cohésion capillaire à ceux du drainage. En introduisant l'expression de la compressibilité du fluide interstitielle, Chang et Duncan (1977) retrouvent la variation du coefficient B de Skempton (1954). Une approche biphasique ou triphasique permet le choix de la teneur en eau de compactage en fonction de la perméabilité du sol [25]. mais ces approches ne rendent pas compte de la fragilité de la cohésion capillaire à la fissuration. Les sols plastiques ont une cohésion et un module qui diminuent ou augmentent d'environ 10% quand la vitesse de sollicitation est divisée ou multipliée par 10, dans un essai court terme. Cette relaxation ou rigidification mérite d'être incorporée dans l'analyse grâce à un modèle visco-plastique [26].

Le risque de claquage hydraulique apparaît quand la contrainte totale principale mineure est inférieure ou égale à la pression de l'eau. Il se transforme en risque de soulèvement et d'ouverture, quand la contrainte totale principale majeure est elle-même inférieure ou égale à la pression de l'eau. L'analyse permet donc d'identifier ce danger. Les résultats sont dépendant des conditions d'interface entre matériaux. Un noyau dont le contact avec le filtre est construit en branches de sapin va être accroché au filtre, à l'inverse s'il est construit en avance du filtre avec un lissage de sa surface, il glisse le long du filtre et est beaucoup moins sensible à la fracturation hydraulique (Barrage de Bougous). Le calcul est donc particulièrement sensible aux détails constructifs. L'analyse doit donc intégrer des joints et trouver leurs paramètres.

2.2.3. Analyse de la situation sismique

2.2.3.1. Introduction aux méthodes d'analyse sismique

Le développement informatique des années 60 engendre celui des méthodes numériques. En France, le « Davidovici » [27] en fait une première synthèse que le guide MEDDTL-DGPR [28] réactualise. Ce dernier recommande de commencer la justification par les méthodes simples, et d'en rester là si la structure est jugée stable avec une marge de sécurité suffisante, ou dans le cas contraire de passer aux méthodes plus complexes. Ces méthodes de complexité croissante sont utilisées dans l'ordre suivant : (1) méthode pseudo-statique; (2) méthodes empiriques d'évaluation de tassements basées sur des statistiques d'observations postsismiques de barrages en remblai; (3) méthodes dynamiques simplifiées du calcul du glissement maximal; (4) méthodes dynamiques temporelles 2D et 3D avec modèle linéaire équivalent traitées soit par analyse modale-spectrale, soit par analyse temporelle avec post traitement par la méthode de Newmark pour évaluer les déplacements irréversibles ; (5) les méthodes dynamiques non linéaires 2D, rarement 3D, avec prise en compte de lois de comportement non-linéaires écrites en contraintes effectives avec couplage hydraulique-mécanique, dont leur non-linéarité leurs impose d'être intégrées par des algorithmes de résolution écrits dans le domaine temporel. Ce dernier type de méthodes est le plus performant pour étudier des ouvrages au comportement limite, mais au prix d'un investissement couteux (nombre de paramètres, d'essais, temps de calage, de convergence et de calcul).

2.2.3.2. Le cas primordial de l'analyse de la liquéfaction

La quasi-totalité des ruptures de barrages en terre est provoquée par la perte de résistance. Cette perte de résistance provoque un écoulement du sol (souvent après séisme et parfois sans séisme pour les stériles miniers) appelé liquéfaction. Le danger de liquéfaction est tel que le guide du MEDDT [28] exige son étude en priorité. A cette fin, un programme d'essais in situ doit démontrer que le remblai et sa fondation sont suffisamment compacts pour ne pas subir ce type d'effondrement. L'interprétation de ces essais est décrite par Youd et al. dans l'atelier de la NCEER [60] et a fait en 2019 l'objet d'ajustements *C2.01 – Justification des barrages en remblai et de leur fondation : état de l'art et perspectives page 320*

par Cetin [61], qui permettraient non seulement de retrouver l'initiation de la liquéfaction mais aussi sa progression jusqu'à l'effondrement de l'ouvrage, comme de récents calculs en retour l'ont montré sur la rupture de San Fernando [62]. L'analyse de la liquéfaction fera l'objet de recommandations de l'AFPS en 2020 et d'un guide, dont des extraits sont ici repris pour introduire les modèles numériques.

L'évaluation des effets non linéaires et d'écrouissage du comportement des sols est capitale pour modéliser l'initiation de la liquéfaction. L'approche linéaire équivalente (Idriss et Seed, 1968) reproduit l'évolution du module et de l'amortissement croissant avec la déformation cyclique. Elle est encore très utilisée en pratique, même pour des mouvements forts (modélisation découplée dans les années 80, modélisations 2D et 3D de JCOLD et modélisations simplifiées actuelles[63]). Avant l'application généralisée des modèles élasto-plastiques couplés hydraulique-mécanique, l'approche linéaire équivalente permettait dans les années 80 de calculer l'histoire des contraintes dynamiques, un post-processeur calculait ensuite la génération temporelle de pression et l'approche de Newmark intégraient les deux : cette approche était en fait trop conservative et fut supplantée par l'arrivée à la fin des années 1970 des modèles élastoplastiques avec écrouissage non linéaire, écrits en contraintes effectives et basés pour la plupart sur le concept d'état critique (Zienkiewicz et al., 1991 ; Lade, 2005 ; Cerfontaine, 2014 ; Jefferies et Benn, 2016 ; Carey, 2017). Ils permettent de mieux reproduire le comportement cyclique que les modèles élastoplastiques isotropes sans écrouissage, tel le modèle de Mohr-Coulomb, qui gardent une dilatance constante, ce qui est contraire au principe de l'état critique. Pour être en mesure de reproduire le phénomène de liquéfaction des sols sous séisme, les modèles doivent être capables de simuler l'accumulation progressive ou brutale des déformations et des pressions interstitielles au cours des cycles et la perte progressive ou brutale de la résistance en condition de chargement cyclique non drainé. Les modèles à écrouissage isotrope seul ne peuvent pas reproduire les aspects principaux des réponses cycliques des sols (Prevost, 1977). Une solution consiste à doter un modèle de plusieurs surfaces de charge avec écrouissage cinématique ; c'est-à-dire que la surface de charge évolue continument dans l'espace des contraintes effectives entre deux inversions consécutives du sens de chargement. L'inconvénient de ces modèles uniquement à écrouissage cinématique est que le domaine élastique demeure constant dans l'espace des contraintes, contrairement aux observations. Par ailleurs, l'amortissement est généralement surestimé pour des déformations élevées, le comportement hystérétique décrit par la règle de Masing ne tenant pas compte de l'évolution du module plastique avec les grandes déformations. Les modèles de plasticité généralisée s'apparentent aux précédents, mais ils sont établis sans recourir à la spécification d'une surface de charge ni d'un potentiel plastique. Les gradients de ces surfaces sont définis explicitement et non pas les surfaces elles-mêmes. Ces modèles décrivent les déformations plastiques et l'accumulation de la pression interstitielle sous les chargements cycliques, indépendamment de la direction du chargement, aussi bien en chargement qu'en déchargement (Zienkiewicz et al., 1991). Les modèles à surface frontière (« bounding surface ») ont été introduits par Dafalias et Popov (1975). La surface de charge se déplace à l'intérieur de la surface frontière, qui évolue elle aussi dans l'espace des contraintes. Pour le sable, la modélisation se fonde sur une droite d'état critique unique du plan (e, p), une droite de consolidation et sur l'état initial du sable. La surface de charge évolue avec l'écrouissage cinématique. La formulation met en œuvre une surface d'état critique, qui est propre à chaque sol, et deux autres surfaces (surface frontière et la surface de contractance-dilatance), qui dépendent de l'état du sol. (Papadimitriou et al., 2001). Au cours des cycles, la dilatance et le module plastique sont ajustés en fonction des distances à ces surfaces et du sens de chargement pendant les cycles. De nombreux raffinements ont été apportés aux modèles dans des variantes, avec l'introduction de termes non linéaires pour exprimer la dépendance des modules de déformation avec la pression moyenne effective ou introduire un écrouissage cinématique non linéaire. D'autres propositions portent sur la prise en compte des effets de structure du sable ou du broyage des grains. L'unification des formulations pour les sables et les argiles est envisagée aussi. Des formulations sont explicitées en grandes déformations. Wang et al. (2014) présentent un modèle spécialement conçu pour reproduire les chargements cycliques et l'accumulation de grandes déformations de cisaillement postliquéfaction. Enfin, d'autres approches ont été proposées telles que la méthode aux éléments discrets (DEM, discrete element method) pour modéliser l'écoulement d'une couche de sols et ses conséquences (Hicher 2015). Ces approches apparaissent très prometteuses et peuvent être intégrées dans un modèle aux éléments finis. Les modèles de comportement couramment utilisés en France pour l'analyse de la liquéfaction sont:

- Prevost (Prévost et Hoëg, 1975 ; Prévost 1978, 1985) : modèle multi-surfaces (Mroz, 1967) avec écrouissage cinématique, généralisant la loi d'Iwan (1967) au cas 3D et utilisable pour modéliser tout type de sols ;

- Hujeux (Aubry et al., 1982 ; Hujeux, 1985) : modèle multi- surfaces à écrouissage combiné (volumique, ciné-matique), généralisant les modèles de Mohr-Coulomb et Cam-Clay, et utilisable pour modéliser tout type de sols [64];

- CSJ (Cambou, Sidorof et Jafari, 1988) : modèle bi-surfaces avec écrouissage combiné, développé en 4 versions;

- UBCsand (Byrne et al., 2004) : modèle simple à un mécanisme déviatoire, adapté uniquement au sable, reliant le rapport des contraintes aux distorsions plastiques via une loi hyperbolique, et faisant évoluer les déformations volumiques plastiques en fonction de la distorsion plastique;

Tous ces modèles permettent de décrire les réponses des sols sous des chargements complexes, mais leur utilisation appelle à identifier de nombreux paramètres et à mettre en œuvre un minimum de ressources de calcul. Des raccourcis peuvent être proposés pour alléger l'utilisation de certains modèles en introduisant des lois d'évolution explicites dans la formulation. Ainsi, l'accumulation des déformations peut être vue comme la somme d'une composante principale irréversible, donnée explicitement, et d'une partie quasi-réversible cyclique (Wichtmann et al., 2011). Ce procédé est utilisé pour extrapoler les calculs à un très grand nombre de cycles par exemple. De même, l'accumulation de la pression interstitielle au cours des cycles peut combiner une composante principale irréversible donnée explicitement sur la base de la loi d'évolution empirique proposée par Seed and Booker (1977) par exemple, à laquelle se superpose la variation momentanée cyclique (Rahman et al., 1977). Les modèles précédents nécessitent de calibrer un certain nombre de paramètres, le plus souvent difficiles à identifier dans les approches courantes. Des modèles simplifiés ont donc été proposés, fondés en partie sur des relations empiriques (e.g. ajustement de données et courbes expérimentales), plutôt que sur des principes physiques théoriques. Ils sont de ce fait, assez utilisés en pratique, car plus simples. Dans cette catégorie, on peut citer les modèles suivants :

- Finn & Martin (1977) : modèle à formulation hyperbolique utilisant le critère de Masing pour la partie hystérétique, et proposant des relations pour faire évoluer le module élastique et la résistance avec la compacité du sol, ainsi que la génération de pressions interstitielles avec la déformation déviatoire plastique [65].

- Byrne (1991) : version simplifiée du modèle précédent fournissant des relations simples permettant d'évaluer l'évolution des déformations volumiques plastiques et des pressions interstitielles [66].

- Le (2006) : Modèle intégrant dans FLAC2D les deux phénomènes principaux de la liquéfaction : (1) la courbe de déviateur initiant la liquéfaction en fonction du nombre de cycles via la loi de Byrne et (2) la résistance résiduelle. Une fois ces deux mécanismes étalonnés, il a été possible de retrouver la rupture du barrage inférieur de San Fernando et l'absence de rupture du barrage supérieur et lors du séisme de 1912[67].

Tatsuoka [68] insiste bien sur le fait que les modèles simplifiés en contraintes effectives sont trop conservatifs, s'ils ne prennent pas en considération la remontée de la résistance par dilatance après liquéfaction. Pour cette raison, il préfère se baser sur un modèle en contraintes totales dont le module et la résistance dépend de la deformation plastique accumulée.

Les règles de bon usage des méthodes numériques restent essentielles dans les problèmes de modélisation de la liquéfaction des sols pour ses applications aux ouvrages (choix du domaine de calcul, des conditions aux limites et des conditions initiales, meilleur choix et représentativité des hypothèses dans un contexte de rareté de données, phasage des chargements, précision des calculs, incertitudes, organisation de calculs paramétriques, validation finale et mise en cohérence). Malgré l'application de ces règles, le guide [28] constate un écart fréquent entre prédictions trop sécuritaires des analyses sismiques actuelles et l'observation du bon comportement des barrages, qui incite à l'amélioration des lois de comportement, des modèles et des logiciels, pour réduire cet écart. Le **Projet National « Barrages et Séismes »** rédigé en 2018 répond à cette difficulté. Il définit l'état de l'art et les perspectives de mieux répondre à la règlementation. Ses conclusions sont rappelées ici.

2.2.3.3. Méthode d'évaluation de la tenue aux séismes de Niveau 1

Le guide MEDDTL [28] recommande trois niveaux d'études de degré de complexité croissante. Le premier niveau est la vérification de la conformité aux règles du génie civil par l'analyse fonctionnelle. Il n'est pas défini par le guide. Ce manque nuit à la mise sous assurance qualité des études de diagnostic et des études de dangers.

2.2.3.4. Caractérisation sur site des propriétés dynamiques des matériaux

La caractérisation du comportement cyclique des sols en laboratoire consiste à mesurer les propriétés dynamiques dans 3 domaines de déformation : (1) le domaine élastique non linéaire ($\gamma < 10^{-5}$) ; (2) le domaine élastique équivalent (module de cisaillement G et coefficient d'amortissement D fonction de la déformation de cisaillement γ) sans déformation irréversible de volumique; (3) un comportement en moyennes et grandes déformations ($\gamma > 10^{-4}$) générant des déformations volumiques irréversibles dans le sol sec et des pressions interstitielles dans le sol saturé non drainé.

La coopération CFBR-JCOLD a montré la fiabilité et la justesse des mesures in situ des modules d'élasticité et de la fréquence de résonance mesurée par bruit ambiant et leur adéquation avec le calcul en retour d'accélérogrammes (2018). Le débat sur les écarts entre mesures de laboratoire et sur site est clos : seule la mesure sur site du module élastique capture les effets de consolidation et de gros éléments. Les verrous de l'état de l'art concernent les deux autres domaines de comportement, et notamment la mesure de la résistance non drainée sur place (2.2.3.4).
2.2.3.5. La localisation des zones de faiblesse

En dehors des failles, les zones sensibles aux séismes sont les zones liquéfiables. Leur localisation dans ou sous les digues pose un problème. Le guide pour la mise en œuvre de méthodes géophysiques et géotechniques [29] préconise un diagnostic en trois étapes. La première est l'enquête documentaire préalable. La deuxième est celle des reconnaissances géophysiques. La troisième est celle des reconnaissances géotechniques. La question à laquelle la profession reste confrontée est l'absence d'une méthode grand rendement, déterminant le risque de liquéfaction avec un pas suffisant. Le Panda peut être la solution dans les digues en sols fins. La vitesse des ondes de cisaillement (Vs) convient ailleurs. La résistance à la liquéfaction est influencée de manière comparable à Vs par de nombreux facteurs, cependant la proportionnalité entre modules et résistances varie d'un sol à l'autre. La procédure détaillée dans le guide du NIST utilisée sur une digue de la CNR a donné des résultats très prometteurs, mais qui sont à étalonner. Plusieurs pistes de développement et de qualification de la méthode des ondes de cisaillement, et de la détermination de leur domaine d'application, restent à explorer. Aucune étude n'a été menée sur l'influence de la géométrie de la digue sur la propagation des ondes sismiques ; les profils Vs sont inversés par des méthodes faisant l'hypothèse forte d'une propagation des ondes sismiques en milieux tabulaires et une surface libre horizontale. Le développement d'algorithmes d'inversion basés sur des propagations d'ondes en milieu complexe 2D/3D, prenant en compte la géométrie réelles des ouvrages en remblai, est une piste à suivre. La méthode H/V [30] est de plus en plus utilisée pour la détermination de la fréquence de résonance de la fondation et de l'ensemble remblai-fondation. L'inversion conjointe de la dispersion des ondes de surface et de la courbe H/V permettrait d'obtenir avec plus de fiabilité le profil de vitesses Vs(z). Enfin, des combinaisons d'utilisation de plusieurs de ces techniques et de nouvelles méthodes d'inversion d'inversion conjointe, (« Multiple Inversions and Clustering Strategy » : MICS (résistivité électrique, densité, vitesse sismique)) permettraient d'atteindre une meilleure résolution des paramètres recherchés.

2.2.3.6. La caractérisation des résistances non drainées sous chargement sismique

Le guide MEDDTL [28] distingue l'étude de la liquéfaction de l'étude des barrages compactés. Cette présentation a l'avantage de souligner le risque majeur à éliminer: la liquéfaction. Mais elle a l'inconvénient d'occulter que les secousses sismiques provoquent une perte de résistance. Or c'est la priorité des besoins de recherche, pour les remblais en matériaux intermédiaires (« transitional materials », composés à la fois de sable et d'argile) qui ressort du colloque USSD-USBR de 2018 et aussi la priorité expérimentale de JCOLD [31]. Il y a un besoin urgent de mesurer en laboratoire la perte de résistance en fonction des caractéristiques du sol et du chargement sismique pour l'intégrer dans tout type d'approche. La résistance résiduelle en compression est jugée suffisante par Tatsuoka, alors qu'EDF a considéré la résistance en extension par sécurité. La justification de la valeur et la comparaison avec la résistance résiduelle en cisaillement reste à faire.

D'autres lacunes existent dans la pratique de l'évaluation du potentiel de liquéfaction des sols granulaires. Le retour d'expérience des études de liquéfaction met en évidence que les zones liquéfiables sont principalement dans les premiers mètres des fondations alluviales. Boutonnier et al, 2015 [18] mettent en évidence qu'à cette profondeur, les sols sont rarement saturés et que leur degré de saturation serait plutôt 96%. Ce caractère non saturé a jusqu'à présent été ignoré, aussi bien dans le protocole de mesure de laboratoire, qui sature l'échantillon (B>0.95) que dans la modélisation. Or, la succion contribue à l'apparition d'une cohésion apparente et traduit une réduction des pression. Cet écart cause un conservatisme (Nakazawa, Ishihara et al. 2004) que l'on peut chercher à réduire pour les digues.

2.2.3.7. Lois de comportement et méthodes numériques

La loi de Hujeux a 40 ans ! Plusieurs voies d'amélioration sont possibles. (1) La première est l'amélioration de sa prédiction. La qualification de l'écrouissage isotrope et cinématique n'a jamais été terminée. Les hyperboles de raccordement n'ont pas de sens physique, la dépendance de l'état critique vis-à-vis de l'état initial est simplifiée. Le critère de rupture en 3D n'est pas celui de Mohr-Coulomb. Le phénomène du rocher (modélisation de la reproduction de cycles de même amplitude) n'est pas maîtrisé. La contrainte critique arrive rarement à reproduire à la fois la courbe de liquéfaction et la résistance résiduelle. (2) Une seconde voie est la recherche d'une nouvelle loi [32]. Elle serait l'opportunité de réduire un conservatisme par la prise en compte des phénomènes visqueux qui augmentent l'amortissement d'une part et la rigidité et la résistance avec la vitesse et la fréquence des ondes d'autre part. (3) Une troisième voie consiste à modéliser le sol liquéfiable par des éléments discrets (de gros grains) dans le cadre d'une approche multi-échelle, qui déroule en parallèle les modélisations micro et macro. La modélisation double échelle MEFxMED, directement applicable aux sols cohésifs ou non, combine les avantages des méthodes MEF et MED : excellente représentation de la physique des milieux granulaires au niveau de la loi de comportement fournie par la MED de l'étage micro, souplesse et économie des éléments finis au niveau de la représentation de la structure complète (impossible en DEM pur), capacité intrinsèque à prendre en compte la variabilité et l'hétérogénéité. La réponse cyclique de la loi homogénéisée numérique est remarquablement proche du comportement constaté expérimentalement, que les lois classiques peinent à représenter, et n'y parviennent qu'au prix d'une complexité croissante. Le comportement hydromécanique couplé des sols non saturés reste un domaine ouvert et pas assez maîtrisé par les chercheurs et les ingénieurs en géomécanique, alors qu'une meilleure connaissance de ce comportement permettrait d'améliorer l'estimation de la marge de sécurité par rapport à la pratique actuelle, dans les cas nombreux où le degré de saturation n'atteint pas 100%. Si le principe de contrainte effective de Terzaghi est particulièrement bien approprié pour les sols saturés, il n'existe pas encore de consensus international sur l'extension d'un tel principe pour les sols non saturés. Cependant, les sols fins mis en œuvre dans les noyaux de barrage sont en général dans le domaine de l'air occlus à la mise en œuvre, dans lequel de très nombreuses expérimentations ont montré que le principe des contraintes effectives de Terzaghi s'applique sans restriction (Biarez et al. ,1987, Fleureau et al. ,1993, Fleureau et Indarto, 1993, Cunningham et al., 2003, Rahardjo et al., 2004). Ces conditions engendrent une plus grande compressibilité du fluide et une montée des pressions interstitielles inférieure à celle actuellement modélisée [31]. Très peu d'études sur le comportement cyclique des sols non-saturés existent et se sont préoccupées de ce conservatisme. Il est temps de mesurer sur site et d'intégrer dans les modèles la compressibilité réelle du fluide.

2.2.3.8. Modèles physiques de rupture de barrage

La justification des méthodes de calcul des barrages consiste à retrouver avec une précision acceptable le comportement d'ouvrages secoués par de forts séismes, dont toutes les données sont connues. De tels ouvrages soumis à de forts séismes n'existent pas en France. Le Japon dispose de nombreux enregistrements, dont une partie a été donnée au CFBR par le comité japonais. Mais la caractérisation des matériaux constitutifs est inconnue. La solution de rechange consiste à ausculter des modèles physiques reproduits à échelle intermédiaire, sur table vibrante ou centrifugeuse. Quatre essais, impulsés par le projet C2CD2 PEDRA, de maquette à l'échelle 1/10 de barrage en enrochement avec perré, ont montré le rôle déterminant du perré. Ces essais sont des tests fondamentaux de justification pour toute analyse dédiée à la justification de la stabilité statique de ces barrages. Ils sont à reproduire sur table vibrante. La centrifugeuse de Nantes peut accueillir un modèle physique de digue sur fondation liquéfiable, pour être le test de justification des approches, simplifiées ou sophistiquées, de la liquéfaction.

2.2.3.9. Qualification et domaine d'application des méthodes simplifiées

Les méthodes simplifiées connues ont été élaborées 30 à 40 ans auparavant. Elles calculent les déplacements irréversibles maximaux, avec l'analyse cinématique d'un bloc rigide (Newmark) sollicité par le mouvement vibratoire autour de la fréquence de résonance fondamentale de l'ouvrage (Seed-Makdisi 1978, Ambraseys-Menu 1988 et Bray et Travasarou 2007). Les analyses de Wartman, Bray, et Seed (2003,2005) et Rathje et Sayjgili (2009) ont détaillé les conditions dans lesquelles la modélisation par la méthode de Newmark s'avère inadéquate. De nouvelles méthodes prêtes à prendre la relève sont en phase de justification.

Analyse dynamique simplifiée de barrage fondé au rocher. Récemment les échanges JCOLD-CFBR ont permis de lister les phénomènes physiques à intégrer dans un modèle pour obtenir une bonne qualité de prédiction du comportement sismique des barrages en remblai [31] : (1) le mouvement vibratoire doit prendre en compte les caractéristiques 3D du barrage ; (2) les paramètres élastiques sont déterminés sur site ; (3) la raideur et l'amortissement évoluent avec la sollicitation ; (4) la résistance décroit au fil de l'accélérogramme et tend vers la résistance résiduelle ; (5) la montée de pression interstitielle prend en compte la non saturation ; (6) le tassement doit être calculé comme la somme d'une compressibilité et d'un cisaillement. Les tests de justification de la méthode retrouvent les accélérogrammes en crête des barrages japonais à partir de l'accélérogramme de base. L'analyse de la robustesse de cette méthode, par l'étude de la propagation des incertitudes, est l'étape suivante de la qualification. Enfin, il reste à l'utiliser en phase probatoire. Le comportement d'un barrage sur fondation meuble nécessite en plus une étude 1D de déconvolution-reconvolution pour connaître l'accélérogramme à injecter à la base du remblai.

Analyse dynamique simplifiée de digue sur fondation alluviale. L'étude USACE généralisant l'approche de Sarma, [33] évalue la réponse d'un barrage sur une fondation meuble tabulaire. Cette approche très utilisée considère un amortissement de 15 à 20% et des modules élastiques. EDF et CNR ont commandé une réactualisation de cette étude pour aboutir à une analyse sismique simplifiée des digues. Durand [34] a réalisé une étude paramétrique de 512 simulations de digues avec des hypothèses plus réalistes (séismes adaptés à la France et comportement non linéaire des matériaux). Ce travail reste à qualifier par comparaison avec des calculs non linéaires 2D, et à compléter par l'effet 3D et la prise en compte de la perte de résistance cyclique.

Autres développements. Les facteurs de sécurité d'Olson [35] à l'instabilité par effondrement et la tenue post-sismique sont méconnus alors qu'ils sont des indicateurs simples et pertinents de la justification à la liquéfaction. L'intérêt de disposer d'une analyse 3D associée à une loi simple a été démontré et plébiscité lors des échanges JCOLD-CFBR [31]. Cela pousse à transcrire la méthode Fr-Jp, actuellement 1D en 3D. Un autre avantage de cette loi serait la prise en compte d'une fondation meuble entre le rocher et le barrage.

2.2.4. Analyse d'autres types de situations extrêmes

L'impact d'un **mouvement tectonique** rapide ou lent d'une faille active est abordé par le bulletin CIGB 112 [36]. Le rejet de la faille peut être évalué par une approche probabiliste [37]. Les effets peuvent être étudiés en centrifugeuse [38].Le principe de son traitement est de maîtriser la sensibilité du remblai à la fissuration et à l'érosion interne. Wieland et al (2008) présentent quelques études de cas [39].

Le **choc de bateau** est modélisé par le logiciel SHIPCOL développé par l'Institut Danois d'Hydraulique (DHI). Il calcule la distance et le trajet de pénétration de l'étrave d'un navire dans un remblai de terre, ainsi que les forces d'échouement générées par la collision. Le navire est un corps rigide à six degrés de liberté (déformation, soulèvement, balancement, lacet, roulis, tangage). Les équations du mouvement sont intégrées dans une procédure de pas de temps pour suivre la position et la vitesse du navire au cours du processus de collision. Les forces de remblai agissant sur l'étrave du navire ont été développées à partir de mécanismes théoriques de rupture du sol, combinés à des constantes empiriques, calibrées sur la base d'essais sur modèle [40].

La **chute d'avion** est une situation qui a été traitée pour justifier la tenue des digues stratégiques avec une probabilité annuelle de rupture inférieure à 10⁻⁶. Elle demande des logiciels de dynamique rapide.

L'**explosion de péniche** a une probabilité plus grande et peut être traitée avec des logiciels courants (Flac) et un chargement en pression correspondant au passage d'une onde de compression suivie d'une onde de dépression.

2.3.Calcul probabiliste de la stabilité

L'analyse quantitative de la fiabilité est déjà abordée dans le bulletin CIGB 61 [9], mais ce dernier conclue à l'époque que les données disponibles ne paraissaient pas susceptibles de garantir une telle analyse. Leur application en contrainte totale à la construction du barrage de Mirgenbach lui donne raison : la probabilité de rupture calculée avec les données du contrôle est estimée à 3. 10⁻², alors qu'elle fut en réalité 1 [41]. Cet écart à la réalité montre la sensibilité du résultat à la qualité et l'exhaustivité des données. D'autres enseignements proviennent de l'autopsie à Mirgenbach. Les variables aléatoires sont munies d'une loi de probabilité régionalisée. Les glissements plans le long des couches ont une plus forte probabilité de rupture que les ruptures circulaires. Le contrôle peut être optimisé par une approche Baysienne. Une approche probabiliste de la tenue au glissement pourrait répondre à la demande de l'approche dérogatoire écrite du guide CFBR, quand le facteur de sécurité n'atteint pas le seuil recommandé, à condition que la probabilité de rupture soit jugée acceptable en fonction de la période de référence et du niveau de performance attendu.

La profession a donc besoin d'une analyse de risque basée sur la théorie de la fiabilité (évoquée dans les Eurocodes) appliquée au glissement. La méthode quantifierait le risque en exprimant le niveau de sécurité sous la forme d'un indice de fiabilité auquel une probabilité de défaillance serait affectée dans le cas d'une loi normale. Plusieurs méthodes sont opérationnelles, elle restent à qualifier. Une telle démarche probabiliste à partir d'un calcul en éléments finis a été développée par Mouyeaux [42] en trois étapes. (1) l'élaboration d'un modèle hydromécanique avec le code éléments finis Cast3M pour l'évaluation déterministe du facteur de sécurité au glissement; (2) modélisation géostatistique de la variabilité spatiale des propriétés mécaniques et hydrauliques déduite du contrôle de compactage des matériaux constituant le remblai ; (3) couplage des modèles de variabilité spatiale le logiciel OpenTURNS au moyen de simulations de Monte-Carlo au modèle hydromécanique. Des méthodes simplifiées en statique ou dynamique sont bienvenues.

3. EVALUATION DE LA TENUE A L'EROSION INTERNE

3.1.La sensibilité des barrages en terre et de leurs fondations à l'érosion interne

L'érosion interne apparaît responsable de presque la moitié des ruptures de barrages [16, 43], alors que pour les digues ce pourcentage peut varier de quelques % à 100%, selon la nature des matériaux et la conception de l'ouvrage (les plus sensibles étant les plus agés construits en matériaux fins, limons et sables peu plastiques peu compactés). Malgré ces chiffres alarmants, la justification de la tenue à l'érosion interne est très récente, et encore trop souvent absente des projets actuels , notamment à l'étranger (absence d'analyse spécifique par le groupement du barrage de Sinop mis en eau en 2019). Ce retard peut être attribué à la difficulté d'aborder le problème. En effet, contrairement à la stabilité générale, l'érosion interne est une instabilité locale, initiée par un défaut, dont on ne connait a priori ni l'origine ni la localisation. Ce défaut peut être un piège géologique (dont les conséquences pourraient être redoutables à la mise en eau), une conception trop sommaire (absence d'exploitation (un vieillissement latent d'un composant qui n'a pas été inspecté). Actuellement, à défaut de l'établissement d'une théorie unifiée, la justification à l'érosion interne d'un barrage déjà construit est en priorité la recherche de ces défauts [5]. Par exemple, il n'y a pas encore en 2019 consensus sur le vocabulaire. L'étude de la pathologie de l'érosion interne et l'analyse statistique des ruptures de barrages en remblai sont récentes datent des années 90 et la connaissances des mécanismes des années 2000.

3.2. Historique de la prise en compte de l'érosion interne

BLIGH (1910) & (1927) constate que le rapport L/DH des barrages et seuils rompus, avec L la largeur du barrage et DH la différence des retenues amont et aval dépend de la nature de la fondation. Ce rapport qu'il appelle coefficient de cheminement est en l'absence de parafouille l'inverse du gradient hydraulique global. BLIGH dresse la première règle de dimensionnement : la valeur du gradient hydraulique doit rester inférieure à sa valeur critique, pour éviter la rupture. Cependant son approche a deux limitations. La première est que la rupture n'est pas le fait du gradient hydraulique global dans tous les cas, la seconde est que le calcul du gradient hydraulique est parfois erroné. LANE (1935) corrige la seconde limitation. Il prend en compte la portion verticale de l'écoulement, indispensable pour comprendre l'absence de rupture des fondations confortées par des parafouilles, et une anisotropie de perméabilité de moyenne égale à 9. Terzaghi dépose un brevet sur les filtres inversés en 1925 et développe ses premières règles de filtre qu'il ne publie qu'en 1939. C'est finalement un français, Drouin qui rapporte en 1936, au 2° congrès CIGB, la fameuse règle dite de Terzaghi, 4d₁₅ < D₁₅ < 4d₈₅, suite aux nombreuses études de Bou Hanifia où Terzaghi avait été appelé comme consultant. Bertram dans sa thèse en publie une version modifiée, D15< 8-10d85 et conclue à la nécessité de 2 filtres. L'U.S. Army Corps of Engineers s'en inspire et publie ses propres conclusions sur les filtres en 1941. Il faut attendre 1994, pour que la CIGB publie un bulletin dédié aux filtres [44]. En France le groupe de travail « erosion interne » du CFGB rédige une première synthèse: « Pathologie, détection et réparation de l'érosion interne, éditée dans la revue Barrages & Réservoirs du comité à l'occasion du congrès de Durban en 1997 [45]. En 2003, en France, le projet national ERINOH publie une synthèse bibliographique dans le cadre de son étude de faisabilité. Le projet ERINOH démarre en 2005 par le colloque internation d'Aussois dont l'objectif est de réunir l'état de l'art international, Fell & Fry en publient les comptes-rendus en 2007. La même année, le groupe de travail du club européen de la CIGB édite son rapport intermédiaire à l'Université Technique de Munich. Bonelli rassemble les résultats de deux projets de recherche dont Erinoh en 2012 et la description des principaux mécanismes d'érosion interne dans dans une version anglaise en 2013. En 2017, la CIGB publie le Bulletin technique 164 Volume 1 « Evaluation du risque d'érosion interne dans les barrages et leurs fondations », complété par le volume 2 : «Reconnaissances, essais de la boratoire, surveillance et méthodes de detection, réparation et études de cas». Le volume 1 fixe le cadre méthodologique, le volume 2 détaille son application. Retenons que la lutte contre l'érosion interne au XX° siècle est basée sur la barrière essentielle des filtres.

3.3.Les règles de filtre

Les règles les plus courantes concernent les **filtres critiques**. Un filtre dont la fonction est essentielle pour la sécurité du barrage est appelé critique. Il est prudent que les filtres critiques soient des filtres **géométriquement fermés**, c'est-à-dire qu'ils assurent la rétention des particules de sol, quel que soit le gradient hydraulique. Pour les dimensionner les critères de Terzaghi sont simples et sécuritaires dans la plupart des cas. Ils ont évolué au fil du temps. Les règles de Sherard leurs sont maintenant préférées [44]. Plus récemment Fell et Foster les ont affinées [4]. Sorouz a proposé une dernière petite modification. La règle de Vaughan et Soarès [44] est une vérification utile du filtre pour les argiles dispersives. L'approche de Delgado basée sur la perméabilité [5] est séduisante mais difficile à imposer, à cause du temps et du soin et du nombre d'essais nécessaires pour obtenir un contrôle de construction de qualité.

L'expérience montre que toutes les ruptures concernent des barrages dont le filtre est absent, sauf cinq. Pour ces 5 cas, le filtre est soit mal placé, soit non conforme. Cela a poussé le projet ERINOH à exposer des critères supplémentaires à la conception et à la pose des filtres [5]. Le retour d'expérience montre aussi qu'un grand nombre de remblais sont équipés de filtres critiques non conformes, sans qu'ils se soient rompus. Ils présentent des indices d'érosion interne en cours d'exploitation. Aussi de nouvelles approches sont apparues pour évaluer la capacité de rétention de ces filtres et ou à défaut mesurer le niveau de danger d'érosion interne. Celle de Foster et Fell est basée sur l'analyse des granulométries et celle de Delgado sur l'analyse des valeurs de perméabilité du filtre, utiles pour des diagnostics d'ouvrages anciens [4]. Pour les filtres non critiques, comme les filtres de transition de recharge amont ou de canaux, Bakker propose des règles mixtes géométriques et hydrauliques de filtre géométriquement ouverts [5]. Ces approches sont à rapprocher de la pratique russe qui analyse la capacité de rétention en fonction du type de phénomène en jeu à partir des gradients hydrauliques. Encore, à l'heure actuelle la synthèse des deux écoles n'est pas encore aboutie.

3.4.Approche CIGB

Le bulletin CIGB 164 [4] est une synthèse des connaissances de l'époque acquises dans le monde anglo-saxon (par Fell en Australie et USA) et en Europe (par le groupe de travail européen de la CIGB). Le consensus est le suivant. Le processus d'érosion interne peut être décomposé en quatre phases : (1) l'initiation de l'érosion, (2) la continuation de l'érosion (ou absence de rétention totale), (3) la progression d'un conduit, ou d'une instabilité (par exemple le déchaussement de surface) et l'initiation de la brèche ou rupture. L'initiation regroupe quatre mécanismes : (1) l'érosion de conduit (ou de fissure), (2) l'érosion régressive, (3) l'érosion de contact et (4) la suffusion. L'érosion de conduit se développe dans les ouvertures d'un sol cohérent (trou de fousseur, fissure, vide au contact d'une conduite). Elle a été mise en équation d'une manière rigoureuse par Bonelli. La résolution permet d'obtenir dans les cas de barrages homogènes le débit maximum et le temps de rupture. L'érosion régressive concerne l'érosion d'un matériau sableux sous un matériau cohérent et rigide (argile, radier béton). Elle est constatée dans les vallées alluviales et les deltas. Elle a été modélisée tout d'abord par Sellmeijer, et ensuite par Hoffmans.

Une différence entre les résultats de ces deux formulations peut aller du simple au double. Il faut se référer aux travaux postérieurs de Van Beck, Bryan et Allan pour comprendre qu'il faut distinguer entre gradient d'initiation et gradient de progression et que le gradient d'initiation est extrêmemnt sensible à la géométrie 3D de l'exutoire [4]. Cette érosion est celle pour laquelle Blight et Lané ont défini leurs critères, ceux-ci bien qu'ils aient une ressemblance avec les résultats récents de la recherche, sont trop optimistes pour les sables fins et trop conservatifs pour les sols grossiers. Dans ce cas, on comprend le succès du concept de filtres inversés de Terzaghi. L'érosion de contact érode les limons des grands fleuves déposés au fil des crues entre des bancs de graviers. Les seuils d'érosion ne s'écrivent plus en fonction du gradient mais de la vitesse ; Béguin propose un abaque en fonction de la granulométrie du matériau érodé. Mais cet abaque concerne les seuils d'érosion significative en régime permanent. Il est possible qu'une érosion très lente cumule ses effets sur des décennies en dessous de ces seuils, notamment sous l'effet de battements de nappe et de retenue. La suffusion est l'érosion des particules fines d'un sol à granulométrie étendue au travers des constrictions de son squelette grossier. Très peu de ruptures se rapportent à ce cas. Les résultats obtenus montrent une dépendance du gradient hydraulique à la nature du matériau. Deux conditions géométriques sont nécessaires pour l'initiation : que les fines ne saturent pas l'espace poral et que la condition d'autofiltration entre particules fines et grossières ne soit pas respectée. La condition hydraulique écrite en gradient dépend des conditions de l'expérience (conditions aux limites, état de contrainte, etc.) et n'est pas clairement établie.

La méthodologie d'évaluation du risque d'érosion interne est adapté à une évaluation probabiliste du risque. Elle examine tous les processus qui peuvent se développer depuis l'application des charges jusqu'à la rupture en huit étapes : (1) définition des situations de chargement ; (2) localisation des différentes amorces de l'initiation de l'érosion ; (3) évaluation de la vraisemblance de l'initiation ; (4) analyse des conditions de continuation (ou au contraire de filtration) ; (5) examen des conditions de progression ; (6) évaluation de la faillite de la détection; (7) évaluation des conditions d'échec d'une intervention ; (8) vérification des conditions de protection des populations en cas de rupture. Le type d'évaluation est laissée à l'initiative de l'ingénieur, sur la base de son expérience, il peut être à base de jugement, de quantification qualitative ou d'approche purement probabiliste. Dans l'état des connaissances actuelles, l'approche purement probabiliste peut paraître prématurée. Aussi l'approche ERINOH suggère trois niveaux.

3.5.Approche ERINOH

L'apport du projet ERINOH est triple (3 guides [5]). L'accent est d'abord mis sur la connaissance du terrain : de l'ouvrage, de sa fondation, des phénomènes à appréhender et des défauts à repérer. Le premier guide édité fait ainsi un tout d'horizon des méthodes de détection disponibles. «Où passe l'eau ? Et à quelle vitesse ? » sont les deux questions fondamentales auxquelles les méthodes de détection doivent répondre. Les mesures thermométriques, de potentiel spontané et les méthodes de traçage sont parmi les plus fréquentes à obtenir de bons résultats.

Le second guide fait ensuite la revue des essais de laboratoire disponibles pour quantifier la résistance à l'érosion. L'essai d'érosion de conduit (HET) permet d'établir la carte d'identité de l'argile ou du limon constitutif du corps de remblai ou du noyau en quantifiant deux paramètres fondamentaux : la contrainte critique ou seuil d'érodabilité, et le coefficient d'érosion ou la cinétique d'érosion. Ces paramètres permettent d'emblée de quantifier une barrière : la résistance à l'érosion. Pour les sols granulaires, l'approche est totalement différente, il s'agit de repérer les conditions de ségrégation extrême qui peuvent exister pour en connaître les conséquences en terme de perméabilité, vitesse et capacité d'entrainement des particules fines. Les conditions de l'état initial doivent être les plus proches possibles de celles du terrain (prélèvement intact) et des situations les plus défavorables crédibles. Ainsi le second guide détaille l'usage de 17 appareillages développés au cours d'ERINOH caractérisant 7 phénomènes qui sont : (1) la dispersivité, (2) la filtration, (3) la suffusion, (4) l'érosion de contact, (5) l'érosion régressive, (6) l'érosion de conduit et (7) l'érosion de surface. Pour chaque appareillage sont décrits (1) le dispositif, (2) la classe de sol concernée, (3) les chiffres clés, (4) l'état de la technique et (5) les conditions d'essai.

Le dernirer guide est dédié aux méthodes d'ingénierie. Il comporte cinq chapitres principaux. Après l'introduction, le second chapitre 2 rassemble des cas réels d'érosion interne. L'idée est d'apporter une aide au diagnostic par une présentation concise des mécanismes physiques les plus fréquents, qui pourraient se reproduire sur d'autres ouvrages. Une fois les situations pathologiques en tête, il est important de les nommer et de les classer, le glossaire du chapitre 3 doit permettre d'appréhender les concepts et les phénomènes. Ensuite les chapitres 4 et 5 rassemblent les éléments disponibles du diagnostic : formules analytiques (chapitre 4) et situations à risque (chapitre 5). Enfin le chapitre 6 propose trois niveaux de diagnostic du risque d'érosion interne. Les approches proposées visent un niveau ambitieux de quantification et sont, à cet égard, novatrices et sans équivalent dans les autres pays. Elles peuvent être très efficaces, mais demandent encore un certain temps de validation et doivent donc être utilisées avec toute la prudence et le jugement de l'ingénieur.

3.6.Perspectives

Le groupe de travail CFBR a deux grandes perspectives pour finaliser des recommandation pour la profession. La première est de réactualiser les outils du diagnostic : formules, logiciels, approche fonctionnelle, grâce aux derniers résultats de la recherche. La seconde est de qualifier le mieux possible les trois niveaux d'évaluation d'ERINOH, en appliquant ces approches sur des cas réels de rupture ou d'accidents et d'en vérifier la qualité par des tests d'intercomparaison entre experts pour estimer l'erreur d'évaluation en vue de la minimiser et ensuite d'en tenir compte dans le résultat final .

4. JUSTIFICATION DE LA TENUE A L'EROSION EXTERNE

4.1.Les études concernant l'érosion externe

4.1.1. La sensibilité des barrages en terre à la surverse

La submersion est la cause primordiale des ruptures de barrages. Les études statistiques le reportent au fil du temps et montrent même un renforcement de la tendance. Ainsi, parmi les causes de rupture, la submersion représente 36% d'après Middlebrooks en 1953 [11], 35% selon Bab et Mermel en 1968 [11], 36% par le recensement de la CIGB en 1995 [16] voire 48% dans Foster et Fell 1998 [4] jusqu'à 58% dans Zhang et al en 2016 [43]. Le barrage barre le chemin naturel de la rivière, la digue celui de la crue ; ces deux ouvrages doivent donc être dimensionnés avec une marge de sécurité suffisante pour que l'eau ne déborde pas du chemin artificiel qui lui est imposé. La première parade est donc le dimensionnement (ou recalibrage) de l'évacuateur et de la revanche de la digue.

4.1.2. La prévention de la surverse

Le dimensionnement de la crue de projet est la donnée de base pour le dimensionnement des ouvrages. Il fait l'objet d'études hydrologiques de publications régulières du CFBR [46-49] et de la CIGB [50] et de plus en plus poussées qui sortent du champs de ce rapport. Les barrières de sécurité nécessaires à la surverse ont été codifiées et renforcées au fil des années, suite à la demande d'une sécurité de plus en plus exigente. Elles reposent en France sur les concepts clarifiés par le CFBR [49] et les situations et les seuils de tolérabilité fixés par la règlementation [2]. Le dimensionnement consiste à quantifier quatre barrières. (1) La cote de protection (vis-à-vis de la population aval) est définie comme la cote du déversoir libre. (2) La cote des PHE « cote des plus hautes eaux exceptionnelles » correspond à la cote maximale de la retenue calculée lors de la crue de dimensionnement, dont la période de retour est fixée règlementairement [2]. À la cote des PHE, la justification de la tenue de l'ouvrage doit démontrer l'absence de dommage par érosion par un dimensionnement correct de l'ensemble des organes hydrauliques (évacuateurs de crues, coursiers, dissipateurs d'énergie°. (3) La cote de danger est la cote de la retenue au-delà de laquelle l'exploitant estime ne plus pouvoir garantir la sécurité de l'ouvrage. Jusqu'à présent, en l'absence de dysfonctionnement, elle est fixée arbitrairement comme la cote de la crête des barrages en terre homogène ou la cote du sommet du noyau des barrages zonés à noyau, ou une cote un peu supérieure si le remblai situé entre le sommet du noyau et la crête peut supporter une percolation temporaire. Elle est utilisée et quantifiée, depuis le décret du 15 septembre 1992 sur les Plans Particuliers d'intervention. (4) La revanche est une marge altimétrique suffisante entre la retenue à RN ou aux PHE et la crête de l'ouvrage pour éviter la submersion. Cette revanche est dimensionnée pour parer à l'arrivée de différents types de vagues (vent, glissement de terrain dans la retenue, seiche sismique et tsunami dans les pays hautement sisimiques).

4.1.3. La modélisation de brèches pour les études de plans particuliers d'intervention

En situation ultime, où la prévention de la surverse aurait failli, la protection des populations aval est assurée par les Plans Particuliers d'Intervention (PPI) de barrages. Ces PPI sont obligatoires a minima pour les grands barrages de hauteur au moins égale à 20 m et retenant un volume d'eau supérieur ou égal à 15 millions de m³. Ces plans sont établis à partir d'une analyse de risque qui définit les zones d'aléa d'inondation, les zones à enjeux et par le croisement des précédentes les zones vulnérables. Ces zones sont délimitées par une étude hydraulique de propagation de l'onde de submersion. Cette étude hydraulique a pour donnée de base l'hydrogramme de rupture. Cet hydrogramme est soit déterminé par des formules empiriques, soit par des logiciels.

Les formules empiriques de brèche ont été établies sur les données de ruptures de barrage uniquement et sont rassemblées dans le bulletin CIGB 111 [51]. Elles fixent le débit de pointe et le temps de base par corrélation avec le volume du réservoir et la hauteur du barrage principalement. Pour le débit de brèche et dans le cas d'un barrage constitué d'un matériau bien compacté et pour une rupture dont le débit maximum de brèche ne dépasse pas environ 10 000 m³/s, il est recommandé d'utiliser l'une des formules suivantes : Froehlich, Costa, Evans et Mc Donald ; pour des débits supérieurs, la formule initiée par Lempérière et étalonnée par Courivaud est plus adaptée [52]. Cette formule calée sur les données CIGB [51] restitue une meilleure prédiction que les formules antérieures (sur ces données), car elle est la première à intégrer l'idée de vitesse d'élargissement en lien avec la résistance à l'érosion du sol. Mais quelque soit la formule utilisée, sa qualification nécessite d'autres données et de ce fait, il est prudent de prendre la méthode la plus conservative.

Les logiciels sont surtout valables dans le cas de barrage homogène de forme trapézoïdale en matériaux plastiques. En France, Castordigue [53] est la référence pour les digues et à l'international WinDAM C, développé à l'USDA-ARS sur les concepts de [54] et EMBREA, développé par HR Wallingford sont les références à l'étranger. Ces logiciels ont fait l'objet de qualification sur les données de l'ARS et du projet européen IMPACT couplé au programme norvégien de tests de rupture de remblais de 6 m de hauteur. Le domaine de validité reste les matériaux cohésifs.

4.1.4. La détermination de la cote de danger dans les études de dangers et de diagnostic

L'impact de la submersion et la demande d'une sécurité croissante ont suscité de nombreuses études en vue de réduire le risque crue. Ainsi la CIGB a édité 5 bulletins sur le risque crue de 1997 à 2013 [55-59]. Parmi ces études, les études de danger reposent régulièrement la question de la détermination de la cote de danger. Pour la fixer, il est nécessaire d'avoir des méthodes qualifiées et ensuite d'étudier les marges « cachées » dans ces méthodes de calcul. La rupture dépend de nombreux facteurs, comme par exemple l'ampleur et la durée du dépassement de la cote de danger. La détermination directe de cette cote pose d'importantes difficultés et il paraît inévitable au-delà des règles forfaitaires d'observer des modèles physiques pour mieux connaître la nature des phénomènes et ensuite leur cinétique.

4.2.Les besoins et les perspectives

La justification à l'érosion externe est le parent pauvre de nos méthodes. Cela provient du fait que les seuls dimensionnements habituels ne suffisent plus et que la tendance récente, sous la pression sociétale, est de recherhcer la tenue dans les situations extrêmes, jusqu'à présent non explorées. Le besoin actuel est d'accumuler de la connaissance, par l'intermédiaire de modèles physiques et de la restituer sous forme de modélisation numérique. Cet objectif a poussé à l'organisation d'un second colloque d'Aussois et à constituer un groupe de travail européen pour dynamiser les échanges et lever les fonds importants nécessaires aux tests. Dans un premier temps le groupe de travail CFBR sur la justification de la tenue à l'érosion des remblais restituera la synthèse actuelle de l'état de l'art. Il testera les nouvelles méthodes pour contribuer à leur qualification. Une autre tendance sera de trouver des dispositifs constructifs économiques pour protéger les barrages en terre de la submersion.

5. CONCLUSION

La justification actuelle des ouvrages peut s'appuyer sur des outils numériques avancés. Néanmoins, les outils les plus rapides ont la préférence des ingénieurs. Ils exigent alors une connaissance de leur domaine d'application, à garder en mémoire ou à réévaluer. Cette tâche est exigeante, alors que sera la justification aux situations extrêmes, si ce n'est une quête minutieuse et ambitieuse qui demandera une coordination collective de la profession pour faire le retour d'expérience de nombreux et scrupuleux tests en phases expérimentale et probabtoire ?

REMERCIEMENTS

La profession est redevable à tous les organismes qui ont soutenu la recherche de l'amélioration des techniques et des méthodes de justification au fil des décennies, que ce soit des sociétés privées comme Coyne et Bellier, Sogreah, ISL, des entreprises comme EDF, des centres de recherches comme IRSTEA ou des associations comme l'IREX et des organismes publics comme l'ANR. Que leurs efforts perdurent et ouvrent de nouvelles possibilités de développement aux chercheurs tout en renforçant la compétence de notre profession et sa crédibilité auprès de la société civile.

RÉFÉRENCES ET CITATIONS

- [1] Décret n° 2007-1735 du 11 décembre 2007 relatif à la sécurité des ouvrages hydrauliques et au comité technique permanent des barrages et des ouvrages hydrauliques et modifiant le code de l'environnement
- [2] Arrêté du 6 août 2018 (JO du 29/08/2018) fixant les prescriptions techniques relatives à la sécurité des barrages
- [3] Recommandations pour la justification de la stabilité des barrages et des digues en remblai. Version approuvée en Commission Exécutive du CFBR le 9 octobre 2015
- [4] CIGB (2017). L'érosion interne dans les digues, barrages existants et leurs fondations. Bulletin technique n°164.
- [5] IREX ERINOH. Erosion Interne dans les Ouvrages Hydrauliques. Volume 1 : Méthodologie de caractérisation expérimentale (2015). Volume 2 : Méthodologie de reconnaissance et de diagnostic de l'érosion interne des ouvrages hydrauliques en remblai (2013). Volume 3 : guide ingéniérie (2019). Presse des Ponts.
- [6] CFBR (2021 ?) Recommandations pour la pour la justification de la tenue à l'érosion des barrages et des digues fluviales en remblai. CFBR (version en cours d'élaboration)
- [7] CFBR (2016) Sûreté et enjeux des barrages. Colloque technique CFBR des 23-24 novembre 2016.
- [8] CIGB (1994). Logiciels de calcul des barrages. Validation. Bulletin CIGB 94. 1994.
- [9] CIGB (1988). Critères de projet des barrages. Philosophie du choix. Bulletin technique 61. 1988.
- [10] CIGB (1987).Calcul et conception des barrages par les méthodes des éléments finis. Bulletin technique 30a 1987
- [11] CIGB (1986). Méthodes de calcul sismique pour les barrages : état de la question. Bulletin technique 52. 1986.
- [12] CIGB (1987). Calcul statique des barrages en remblai : état de la question. Bulletin technique 53. 1986.
- [13] CIGB (2001). Procédures de calcul des barrages Fiabilité et applicabilité » Bulletin technique 122
- [14] CIGB (2013). Du bon usage des modèles numériques dans le domaine des barrages. Recommandations. Bulletin technique 155.2013.
- [15] J. Salençon (1983). Calcul à la rupture et analyse limite. Cours de calcul des structures anélastiques 366 pages, parution le 15/04/1983; Presse Ponts et chaussées
- [16] CIGB (1995). Rupture de barrages analyse statistique. Bulletin technique 99.
- [17] M.T. Van Genuchten (1980). A closed form for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils. Soils Sci. Am. Soc., (44):892-898.
- [18] J-M. Lejeune et J-J Fry Guide de recommendations TerreDurable. Partie 2 Retour d'expérience barrages en sols fins. Editions Ponts.
- [19] E. Alonso (2008) Comportement des barrages fondés sur des argiles fortement consolidées. Rupture de la digue d'Aznacollar. Revue Française Géotechnique N°126-127.
- [20] K. UENO, Y. MOHRI, T. TANAKA, F. TATSUOKA (2015). Effect of initial shear stress on strength reduction of compacted soil during undrained cyclic loading. Q 96. R 23. 25° Congrès des grands barrages Stavanger, Juin 2015
- [21] S.K.Sarma (1979) Stability Analysis of Embankments and slopes. Journal of the geotechnical Engineering Division.GT12 Dec 1979.pp1511-1524.
- [22] SERRATRICE J. F. (2016) Instabilité post-sismique des digues. Une approche en déplacements. Revue Paralia, Volume 9 (2016) pp n01.1-n01.18
- [23] A. Modaressi et J-J Fry (2001). Chapitre 7. Barrages et remblais. Mécanique des sols non saturés. Hermès. Coussi et Fleureau éditeurs.

- [24] P. Mestat (2003). Validation des logiciels. Groupe de travail «Modélisation numérique». Exposé CFMS 3 avril 2003.
- [25] A. Nanda, P. Delage, N. Nedjat, J-J Fry et B. Gatmiri (2003) Evaluation de la sécurité des remblais en cours de construction; le code UDAM.RFG N°62.
- [26] Laigle (2004) Modèle conceptuel pour le développement de lois de comportement adaptées à la conception des ouvrages souterrains. Thèse de Doctorat. Ecole Centrale de Lyon.
- [27] Davidovici (1985) Traité de Génie Parasismique. Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.
- [28] MEDDTL (2014) Guide « Risque sismique et sécurité des Ouvrages Hydrauliques ». MEDDTL-DGPR
- [29] C. Fauchard et P. Mériaux (2004) Méthodes géophysiques et géotechniques pour le diagnostic des digues de protection contre les crues. Edition Quae
- [30] SESAME (2004) Guidelines for the implementation of the H/V spectral ratio technique on ambient vibrations measurements, processing and interpretation. SESAME European research project. WP12 – Deliverable D23.12. European Commission – Research General Directorate. Project No. EVG1-CT-2000-0002
- [31] J-J Fry & N. Matsumoto ed. (2018) Validation of numerical analysis of dams and their equipment. ICOLD Volume 1. CRC Press.
- [32] J. Duriez, É. Vincens (2015) Constitutive modelling of cohesionless soils and interfaces with various internal states: An elasto-plastic approach. Computers and Geotechnics, Elsevier, 2015, 63, pp.33 -45.
- [33] M.E. Hynes-Griffin, A.G. Franklin (1984) Rationalizing the seismic coefficient method.US-CE. Miscellaneous paper GL-84-13.
- [34] C. Durand (2018). Stabilité des digues sous chargement sismique : vers une nouvelle génération de méthodes simplifiées. Université Grenoble Alpes.
- [35] S.C. Olson (2006). Liquefaction analysis of Duncan dam using strength ratios. Can Geotech. J.43. pp.484-499.
- [36] CIGB (1998). Neotectonique et barrages: recommandations et exemples. Bulletin CIGB 112.
- [37] L. Mejia, D. Macfarlane, S. Read, and J. Walker(2005). Seismic criteria for safety evaluation of aviemore dam. Proceedings of United States Society on Dams (USSD) Annual Meeting and Conference, Salt Lake City, Utah, June.
- [38] F. Bransby, A. El Nahas, S. Nagaoka, M. Davies (2005). The interaction of normal fault ruptures and shallow foundations. Centrifuge modelling. EU project QUAKER. Contract number: EVG1-CT-2002-00064
- [39] M. Wieland, R.P. Brenner and A. Bozovic (2008). potentially active faults in the foundations of large dams part ii: design aspects of dams to resist fault movements. The 14th World Conference on Earthquake Engineering October 12-17, 2008, Beijing, China
- [40] L. Mejia, E. Dawson, R. Arulnathan, M. De Puy (2015) Analysis of ship grounding for dams of the panama canal expansion project. Proceedings of USSD Annual Meeting and Conference, Louisville, Kentucky, April 2015.
- [41] J-J Fry, O.Rossa, G.Auvinet (1988). Approche probabiliste de la stabilité des remblais argileux, Colloque CFBR.
- [42] A. MOUYEAUX (2017) Analyse par éléments finis stochastiques de la fiabilité des barrages en remblai vis-à-vis du risque de glissement. THÈSE Soutenue le 31 janvier 2017 N° d'ordre: D.U. 2791 EDSPI : 789 Université Clermont Auvergne Ecole doctorale Sciences pour l'ingénieur de Clermont-Ferrand.
- [43] Zhang L., Pend M., Chang D., Xu Y. (2016), Dam Failure Mechanisms and Risk Assessment, Wiley, 499 p.
- [44] CIGB (1994) Barrages en remblai. Filtres granulaires. Synthèse et recommandations. Bulletin CIGB 95.
- [45] CFBR (1997). Erosion interne Typologie, détection et réparation. Bulletin CFBR n°6
- [46] CFBR (1994). Les crues de projet de barrages Méthode du gradex.

- [47] CFBR (2006). Valeurs rares et extrêmes de précipitations et débits pour une meilleur maîtrise des risques. Lyon 15 et 16 mars 2006
- [48] CFBR (2009). Dimensionnement et fonctionnement des évacuateurs de crue. Colloque CFBR-SHF des 20 et 21 janvier 2009 Paris.
- [49] CFBR (2013). Recommandations pour le dimensionnement des évacuateurs de crues de barrages ; Groupe de travail CFBR « Dimensionnement des évacuateurs de crues de barrages » Juin 2013.
- [50] CIGB (1992a) Choix de la crue de projet Méthodes courantes, Bulletin technique 82.
- [51] CIGB (2011), Etude d'onde rupture de barrage, Synthèse et recommandations. Bulletin technique 111, 1998.
- [52] Courivaud J.-R., Lempérière F., Fry J.-J. (2006), A new analysis of embankment dam failures by overtopping. 22^{ème} Congrès International de la CIGB, Barcelone, 16-23 juin 2006, Q. 86 – R. 66
- [53] IRSTEA (2018) CASTORDIGUE. CAlcul Simplifié pour le Traitement des Ondes de Rupture de digue.
- [54] M.W. Morris, M.A.A.M. Hassan, T.L. Wahl, R.D. Tejral, G.J. Hanson, D.M. Temple (2013) Evaluation and Development of Physically Based Embankment Breach Models
- [55] CIGB (1997) Coût de la maîtrise des crues dans les barrages Synthèse et recommandations, Bulletin technique 108.
- [56] CIGB (2003). Barrages et crues. Recommandations et études de cas. Bulletin technique 125.
- [57] CIGB (2006) Role des barrages dans la lutte contre les crues Une revue. Bulletin technique 131.
- [58] CIGB (2010) Rapport sur le passage sécurisé des crues extrêmes. Bulletin technique 142.
- [59] CIGB (2013) Gestion intégrée du risque crue. Bulletin technique 156.
- [60] Youd TL, Noble SK. Magnitude scaling factors. In: Proceedings of NCEER workshop on evaluation of liquefaction resistance of soils, Nat Ctr For Earthquake Engrg Res, State Univ of New York at Buffalo; 1997. p. 149–65.
- [61] K. Onder Cetin, Raymond B. Seed, Robert E. Kayen, Robb E.S. Moss, H. Tolga Bilge, Makbule Ilgac, Khaled Chowdhury (2019) Examination of differences between three SPT-based seismic soil liquefaction triggering relationships. Soil Dynamics and Earthquake Engineering 113 (2018) 75–86
- [62] Khaled Chowdhury, Raymond B. Seed, Vlad Perlea, Michael Beaty, Fenggang Ma, George Hu (2019) Lessons Learned from Re-Evaluation of the Upper and Lower San Fernando Dams Using Current State of Practice in Numerical Modeling. USSD conference.
- [63] Kteich, Z., Labbé, P., Javelaud, E., Semblat, J.-F., Bennabi, A. (2019). Extended equivalent linear model (X-ELM) to assess liquefaction triggering: Application to the City of Urayasu during the 2011 Tohoku earthquake. Soils and Foundations, 59(3): 750-763.
- [64] Hujeux JC. (1979). Calcul numérique de problèmes de consolidation élastoplastique. *Thèse de doctorat de l'Ecole Centrale Paris*.
- [65] Martin, GR., Finn, WDL. and Seed, HB. (1975). Fundamentals of Liquefaction Under Cyclic Loading. *Journal of the Geotechnical Eng. Division, ASCE*, Vol. 101, No. GT5.
- [66] Byrne, PM. (1991). A Cyclic Shear-Volume Coupling and Pore Pressure Model for Sand. Int. Conf. on Recent Advances in Geotech. Earthq. Engineering and Soil Dynamics, <u>https://scholarsmine.mst.edu/icrageesd/02icrageesd/session01/1</u>
- [67] Thu Nga Le (2006) Modélisations du comportement des barrages en terre sous séismes Thèse de l'Institut National Polytechnique de Grenoble.
- [68] Tatsuoka F., Tanaka T., Ueno K., Duttine A., Mohri Y. (2018). Soil properties and seismic stability of old and new Fujinuma dams. Proc. Int. Symp. on Qualification of dynamic analyses of dams and their equipment, Saint-Malo, France (eds. Fry, J.-J. & Matsumoto, N.), 119-170.

ANALYSE DU RISQUE D'EROSION INTERNE DES BARRAGES EN REMBLAI : METHODOLOGIES OPERATIONNELLE ET EN DEVELOPPEMENT

Risk analysis of internal erosion in embankment dams: operational and under development methods

Jean-Robert COURIVAUD, Jean-Jacques FRY

EDF – CIH- Savoie Technolac -73373 LE BOURGET-DU-LAC jean-robert.courivaud@edf.fr, jean-jacques.fry@wanadoo.fr

Luc DEROO ISL, Lyon

DEROO@isl.fr

Stephane BONELLI

Irstea et Aix-Marseille Université, 3275 route de Cézanne, 13182 Aix-en-Provence stephane.bonelli@irstea.fr

MOTS CLEFS

Barrages, digues de protection contre les crues, digues de canaux, érosion interne, analyse de risque

KEY WORDS

Dams, flood embankment, canal dikes, internal erosion, risk analysis

RÉSUMÉ

L'analyse du risque d'érosion interne dans les barrages en remblai, les digues et leurs fondations a fait l'objet de recherches croissantes depuis plus de 25 ans, au niveau international au sein du groupe de travail européen sur l'érosion interne (EWGIE) lancé par le club européen de la CIGB (EURCOLD) et au niveau national, principalernent au sein du projet de recherche ERINOH et maintenant au sein du groupe de travail CFBR « barrages en remblai ». Ces collaborations entre maîtres d'ouvrage, bureaux d'étude et centres de recherche ont abouti à des méthodologies d'analyse du risque d'érosion interne dans les barrages en remblai, pour les études de réévaluation de la sûreté : bulletin CIGB n° 164, guides du projet ERINOH. Dans un première partie, la déclinaison actuelle par EDF-CIH de la méthodologie d'analyse du risque d'érosion interne est résumée. Dans une seconde partie, l'analyse de niveau 1 d'ERINOH est évoquée, elle peut être menée en moins d'une heure grâce à un tableur développé par Suez et à un jeu de données infaillible. Les premiers tests de validation sont introduits et les résultats sont interprétés. Enfin les perspectives en termes de recherche et développement cloturent cette présentation.

ABSTRACT

The analysis of the risk of internal erosion in embankment dams, dikes and their foundations has been the subject of increasing research for more than 25 years, at the international level within the European Working Group on Internal Erosion (EWGIE) launched by the European club of ICOLD (EURCOLD) and at the national level, mainly within the ERINOH research project and now within the working group CFBR "embankment dams". These collaborations between project owners, engineering companies and research centers have led to methodologies for analyzing the risk of internal erosion in embankment dams, for safety reassessment studies: ICOLD Technical Bulletin No. 164, ERINOH guides. In a first part, the current application by EDF Hydro-CIH of the methodology of risk analysis of internal erosion is summed up. In a second part, the ERINOH level 1 analysis is evoked, it can be done in less than an hour thanks to a spreadsheet developed by Suez and to a complete dataset. The first validation tests are introduced and the results are interpreted. Finally, in the last part, the perspectives in terms of research and development complete this presentation.

1. RAPPEL RAPIDE DE L'HISTORIQUE DES RECHERCHES SUR L'EROSION INTERNE

L'érosion interne rassemble les processus d'arrachement et de transport des grains de matériau constitutifs du remblai ou de sa fondation par un écoulement de percolation. Cette pathologie reste de nos jours difficile à analyser. Jusqu'à présent, une forte dissymétrie existe dans la présentation académique des phénomènes physiques régissant la tenue des ouvrages hydrauliques. Dans les manuels pédagogiques, l'accent est mis sur la description mécanique de l'analyse de la stabilité générale, alors que cette dernière n'est que très marginalement impliquée dans la plupart des incidents et des ruptures. En revanche, l'analyse des statistiques mondiales montrent que l'érosion interne est la cause de 30 à 50% des ruptures des barrages en remblai, des digues fluviales de protection, et des digues de canaux.

La France dispose d'un parc important d'ouvrages hydrauliques. Le linéaire de digues correspond à environ 13 fois la plus grande dimension de son territoire, avec près de 9000 km de protection contre les crues, 8000 km de digues de canaux de navigation et 1000 km de canaux hydroélectriques. Le nombre de petits barrages, d'une hauteur inférieure à 15 m, est de l'ordre de plusieurs dizaines de milliers et celui des grands barrages avoisine 600. Si la première caractéristique du patrimoine hydraulique français est son ampleur, la seconde est l'ancienneté du parc : la majorité des digues est âgée de plus d'un siècle et la majorité des barrages de plus d'un demi-siècle. Enfin la prépondérance des remblais en matériaux naturels du site dans la constitution de ces ouvrages en est la troisième caractéristique.

L'apparition de boulances dans les contre-canaux du barrage de Saint-Egrève lors de la mise en eau en 1991 est l'occasion d'un rapprochement EDF-CNR, pour mieux maîtriser ces désordres peu connus. Un groupe de travail est créé en 1992 et devient un groupe de travail CFBR quand le Cemagref le rejoint en 1993. Il délivre un rapport en 1997 [1], revu dans le détail par le président du CTPB et du CFBR, André Goubet. Ce rapport tente d'ordonner les méthodes d'observation, de détection et de répartion des diverses manifestations de l'érosion interne. L'ampleur de la pathologie (environ 1 incident par an en France), les enjeux de sécurité, et le contexte économique de plus en plus contraignant poussent à redoubler d'efforts. L'approfondissement des connaissances encore balbutiantes, le désir d'extraire de l'empirisme une méthode de calcul rationnelle et la recherche de solutions innovantes et économiques de réparation donnent corps en 2006 à un projet national de recherche ERINOH (Erosion Interne dans les Ouvrages Hydrauliques), accueilli par l'Irex jusqu'en 2013. Emmenant 32 partenaires publics et privés, représentant des maîtres d'ouvrage, des maîtres d'oeuvre, des entreprises, des laboratoires de recherche et des bureaux d'études, le projet ERINOH réunit la matière à plusieurs synthèses:

- un ouvrage qui synthétise l'état de l'art en 2005 et initie les besoins de recherche ERINOH [2] ;
- deux ouvrages qui détaillent les processus physiques [3 et 4] ;
- une base de données ERINOH comportant près de 300 fiches d'incidents, dont 16 sur grands barrages, 30 sur petits barrages, 32 sur digues de canal et plus de 200 sur digues fluviales [5] ;
- un ouvrage qui détaille les 17 appareillages de laboratoire développés et déployés au cours du projet [6] ;
- un ouvrage qui détaille les méthodes de détection et d'investigations géophysiques [7] ;
- un ouvrage qui propose des méthodes d'évaluation du risque pour l'Ingénierie [8].

Ces synthèses du Projet National ERINOH, se sont nourries et réciproquement ont alimenté d'autres réflexions parallèles nationales et internationales:

- le projet EDF de R&D PAREOH, initié en parallèle d'ERINOH, continue, piloté par J-R. Courivaud, son effort d'amélioration de la sécurité de son parc d'ouvrages en remblai vis-à-vis de l'érosion interne.
- La recherche lancée par Prof. Robin Fell, à l'Université de New South Wales en Australie, en engageant plusieurs thèses pour comprendre et modéliser la pathologie de certains mécanismes, propose une approche quantitative de la probabilité de rupture, synthétisée dans l'ouvrage [9];
- La recherche du groupe de travail « Internal Erosion of Existing Dams, Levees and Dikes, and their Foundations » du Club Européen de la CIGB (<u>http://cnpgb.apambiente.pt/IcoldClub/index.htm</u>), créé en 1993 par J.-J. Fry (EDF) et actuellement animé par S. Bonelli (Irstea) produit des comptes-rendus et des mises à jour de l'état de l'art [10,11 et 12]. Ces travaux ont largement contribué à inspirer le premier bulletin technique sur l'érosion interne rédigé par R. Fell, J.-J. Fry et R. Bridle [13] et à constituer le corps du second mis en forme par R. Bridle [14]. Il se réunit toujours annuellement (entre 40 et 100 experts et scientifiques de plus de 25 pays, y/c USA, Canada, Russie, Japon, Australie) et poursuit ses actions et ses publications [15].
- Le groupe de travail CFBR sur les barrages en remblai après avoir émis des recommandations sur le calcul de stabilité des barrages [16] travaille actuellement d'une part à valider ou modifier les approches ERINOH de l'érosion interne et d'autre part à mettre à jour l'état de l'art de l'érosion externe en distinguant les digues des barrages (Luc Deroo : président, Stéphane Bonelli : vice-président et Jean-Jacques Fry : secrétaire).

Deux approches diagnostiquant le risque d'érosion interne sont présentées dans les paragraphes suivants : la méthodologie en usage à EDF et l'approche niveau 1 d'ERINOH.

2. METHODOLOGIE DEPLOYEE A EDF

2.1. Méthodologie EDF-CIH de diagnostic de sûreté des ouvrages hydrauliques en remblai

EDF exploite environ 500 km d'ouvrages hydrauliques en remblai de grand linéaire, qui sont soit des barrages latéraux de canaux, principalement situés sur la Durance et sur le Rhin, soit des barrages d'aménagements fluviaux, principalement sur le Rhin. Le vieillissement de ces ouvrages accroit leurs besoins de maintenance afin de garantir à la fois leur sûreté et leur performance de production. Pour ces besoins de maintenance, mais aussi pour répondre aux exigences accrues de justification de leur sûreté de la part des autorités de contrôle, EDF réalise un lourd programme d'études de diagnostic de sûreté sur ces ouvrages.

Ces études doivent conclure à l'acceptabillité de la marge de sécurité actuelle de l'ouvrage vis-à-vis de tous ses modes de rupture potentiels, sous peine de le renforcer.

Ces études ne peuvent pas être limitées à des dires d'expert, sur la base des seules données existantes. Elles suivent une méthodologie rationnelle sous assurance-qualité. La méthodologie EDF-CIH de diagnostic de sûreté des ouvrages hydrauliques s'appuie d'abord à compléter le modèle accompagnateur de projet, grâce à une campagne de reconnaissances ciblées sur les lacunes à résorber. Elle combine ensuite l'analyse comportementale de l'auscultation, à l'analyse expérimentale, in situ ou en laboratoire, avec l'analyse numérique. Déployée sur les barrages réservoirs, les barrages latéraux de canaux ou d'aménagement fluviaux, ainsi que sur les digues de protection contre les inondations, elle comporte treize étapes.

N°	Etapes						
1	Définition de l'emprise de la zone d'étude						
2	Choix du scénario des situations de chargement appliquées à l'ouvrage [16] Sélection des modes de rupture potentiels	 chargement hydraulique (niveau d'eau amont et aval) chargement sismique chargement en crête de digue (trafic) cisaillement, qui inclut instabilité par grand glissement sous sollicitation statique, Instabilité due au séisme et poinçonnement ; érosion interne 					
4	Enquête documentaire préalable	 données géologiques données géomorphologiques données de conception données sur la construction données sur l'exploitation de l'ouvrage 					
5	Définition du modèle accompagnateur de projet qui synthétise l'enquête préalable	 modèle géométrique (choix des sections à étudier) modèle géologique modèle géotechnique modèle hydraulique modèle environnemental 					
6	Examen visuel	 recherche d'indicateurs de défaillance vérification et compléments aux modèles 					
7	Analyse et synthèse des données collectées	 recoupage et confrontation des données choix des tronçons homogènes mise en évidence des lacunes à combler 					
8	Reconnaissances : définition, suivi et interprétation	 levé topographique bathymétrie reconnaissances géophysiques reconnaissances géotechniques in situ essais de laboratoire 					
9	Synthèse des données et finalisation du modèle accompagnateur de projet	 sélection des profils transversaux où l'ouvrage est modélisé finalisation des modèles pour chaque profil sélectionné 					
10	Analyse du risque de rupture par instabilité	 calcul des pressions interstitielles calcul de stabilité calcul du facteur de sécurité à la liquéfaction calcul des déplacements sismiques irréversibles 					
11	Analyse du risque de rupture par érosion externe	 Erosion externe du talus aval par surverse Erosion externe du talus amont par affouillement 					
12	Analyse du risque de rupture par érosion interne	- Détaillé ci-dessous					
13	Conclusions sur les marges de sécurité de l'ouvrage						

Tableau 1. Les treize étapes de la méthodologie EDF.

2.2. Méthodologie générale d'analyse du risque d'erosion interne

La méthodologie du risque d'érosion interne est issue du Bulletin CIGB 164 [2,13,14] et du groupe de travail Eurcold [12]. Elle comporte huit étapes (Tableaux 2 et 3).

N°	Etape	Question			
1	Sollicitation	Quelles sont les sollicitations ?			
2	Localisation	Quelles sont les localisation possibles d'initiation de l'érosion ?			
3	Initiation Quels sont les mécanismes possibles d'initiation de l'érosion ?				
4	Continuation	Jation Quelle est l'efficacité du filtre à contrôler l'érosion ?			
5	Progression	Quelles sont les conséquences de la progression de l'érosion ?			
6	Détection	Les conséquences sont elles détectées ?			
7	Intervention	Quelles sont les solutions de réparation rapides et efficaces ?			
8	Brèche	Quels sont les mécanismes de brèches ?			

Tableau 2. Les questions des huit étapes auxquelles l'analyse de risque par érosion interne doit répondre

N°	Etape	Elements de méthodologie
1	Sollicitation	Sollicitations hydrauliques
T		Sollicitations sismiques
		Quatre localisations possibles :
2		dans le corps du remblai (dans les matériaux ou aux interfaces sols/sols ou sols structures)
	Leadiestice	dans la fondation
	Localisation	aux interfaces corps du remblai/ fondation
		aux corps du remblai/appuis de rives
		Fonction du type d'ouvrage et de sa conception [1,2,8,9]
		Quatre mécanismes d'initiation fonction des conditions aux limites [1,2,8,9,10]
		érosion par écoulement concentré (également dénommé érosion de conduit)
		érosion régressive
		érosion de contact enre deux sols
3	Initiation	érosion interne sélective (également dénommée suffusion)
		Occurrence d'initiation à analyser en fonction (Figure 1)
		du matériau
		des sollicitations hydrauliques
		de l'état de contrainte mécanique
	Continuation (filtration)	Efficacité des filtres, des zones de transition ou des zones aval à stopper l'érosion :
4		méthodes basée sur la granulométrie
		méthodes basées sur la perméabilité
	Progression	Conséquences du développement de l'érosion :
5		colmatage des drains
5		tassements, fontis, effondrements
		conduit traversant
6	Détection	Analyse des mesures d'auscultation
0		Système de détection [4,10]
	Intervention	Techniques de colmatage rapides
7		Possibilité de baisser le niveau du réservoir
		Importance de la cinétique d'érosion
	Brèche	Destructuration de la face aval
		Glissement de la zone aval par instabilité
8		Effondrement par liquéfaction statique
		Surverse par tassement de la crête
		Effondrement du toit du conduit traversant

Tableau 3. Les éléments des huit étapes de l'analyse de risque par érosion interne

2.3. Principales méthodes de reconnaissances in situ mises en œuvre dans l'analyse du risque d'érosion interne

Les principales méthodes de reconnaissances in situ mises en œuvre par EDF pour des analyses de risque d'érosion interne sont présentées ci-après. Cette présentation n'est cependant pas exhaustive, des problématiques ou des configurations particulières de l'ouvrage ou de sa fondation pouvant amener à recourir à d'autres méthodes moins couramment utilisées.

L'objectif général des reconnaissances in situ est double :

- -Caractériser les zones les plus faibles vis-à-vis du risque d'initiation de l'érosion interne ;
- -Rechercher les zones de fuite.

Lorsque des fuites et éventuellement l'érosion interne sont avérées, caractériser leur cheminement ainsi que les vitesses d'écoulement associées.

2.3.1. Caractérisation des zones les plus faibles

Cette caractérisation des zones les plus faibles vis-à-vis du risque d'érosion interne est menée est trois étapes :

- 1. Reconnaissances topographiques ;
- 2. Reconnaissances géophysiques à grand rendement ;
- 3. Reconnaissances géotechniques.

2.3.1.1. Reconnaissances topographiques

Les reconnaissances topographiques décrites ci-dessous sont principalement mises en œuvre sur des ouvrages de grand linéaire ou sur des barrages en remblai généralement de petite taille dépourvus d'auscultation du comportement mécanique.

L'objectif de ces reconnaissances topographiques est de mettre en évidence des tassements le long de la crête de l'ouvrage ou des déformations des parements amont ou aval qui peuvent être des signes d'érosion interne à cinétique lente (mécanismes de suffusion ou d'érosion de contact).

Quelle que soit la méthode de mesure topographique utilisée, ces reconnaissances sont traduites sous la forme de profils en long de l'altitude de crête et de profils en travers de l'altitude de l'enveloppe du remblai, qui sont comparés aux plans de conception (ou mieux, aux plans conformes à exécution dans les rares cas où ils existent).

Ces profils topographiques longitudinaux ou transvsersaux permettent de mettre en évidence des anomalies significatives selon la verticale de l'ordre de la dizaine de centimètres.

2.3.1.2. Reconnaissances géophysiques à grand rendement

L'objectif de ces reconnaissances géophysiques à grand rendement est double :

- fournir une information grossière sur la nature des matériaux constitutifs du remblai et de sa fondation superficielle ;

- fournir une information sur la localisation de zones faibles vis-à-vis du risque d'érosion interne : zones lâches, décomprimées.

Pour obtenir une information grossière sur la nature des matériaux constitutifs du remblai et de sa fondation, EDF a principalement mis en œuvre jusqu'à présent la méthode de Tomographie de Résistivité Electrique (TRE), mise en oeuve par panneaux électriques. Cette méthode, dont le résultat est issu d'une inversion dont la solution n'est pas unique, nécessite d'être calée à l'aide de profils lithologiques qui permettent de définir un modèle géo-électrique. La résolution spatiale de cette méthode est de l'ordre de la dizaine de mètres selon la verticale et de quelques dizaines de mètres selon l'horizontale. Elle permet donc de mettre en évidence les grandes stuctures, mais elle est incapable de détecter des zones faibles ou humides de taille plurimétrique. EDF teste actuellement des méthodes électriques alternatives dont les coûts de mise en œuvre pourraient être bien inférieurs.

Pour obtenir une information sur la localisation de zones faibles (zones lâches, décomprimées), EDF met en œuvre depuis plusieurs années la méthode MASW (méthode acoustique d'ondes de surface). Cette méthode fournit les vitesses de cisaillement (V_s) des matériaux traversés, qui renseigne directement sur l'état de compacité des sols. Pour cette méthode également, la résolution est assez grossière et des zones faibles de taille plurimétrique ne sont pas détectables.

2.3.1.3. Reconnaissances géotechniques

Les reconnaissances géotechniques ont pour but essentiel de caractériser la résistance à l'érosion des sols constitutifs des zones considérées comme les plus faibles à l'issue de l'enquête documentaire préalable, de l'examen visuel et des reconnaissances topographiques et géophysiques. Pour cela, il est indispensable de prélever le mieux possible les sols à tester, en perturbant le moins possible durant ce prélèvement leur état initial.

EDF utilise depuis plusieurs années les sondages carottés gros diamètre utilisant le sondeur Düsterloh pour prélever des sols à granulométrie étalée, remaniés ou intacts. Cette méthode est chère (environ 1000 €/m de carottage), mais elle permet d'obtenir près de 100% de récupération dans les sols à granulométrie étalée, ainsi que des échantillons intacts sous gaine de 200 mm de diamètre intérieur (méthode Stoelben).

Ces prélèvements de qualité sont ensuite utilisés pour réaliser les essais d'identification classiques en laboratoire, ainsi que des essais d'érosion (Hole Erosion Test pour l'analyse du risque d'initiation de l'érosion de conduit, Contact Erosion Test pour l'analyse du risque d'initiation de l'érosion de contact, érodimètre triaxial pour l'analyse du risque d'initiation de la suffusion).

2.3.2. Recherche des zones de fuite

La recherche de zones de fuite consiste à localiser l'entonnement et l'exutoire de la fuite. C'est en général la première étape avant la caractérisation du cheminement de la fuite à travers l'ouvrage ou sa fondation et l'estimation d'une vitesse moyenne de l'écoulement.

EDF met en œuvre principalement deux méthodes :

- La polarisation spontanée (PS), qui est une méthode électrique effectuée à la fois sous l'eau, côté amont et à terre, en pied aval. Cette méthode, qui est passive, mesure le potentiel électrique naturel entre deux électrodes (l'une est fixe, l'autre est mobile), dont on cherche à extraire le potentiel d'électrofiltration généré par l'écoulement de fuite ;

- la méthode acoustique, qui vient compléter la méthode PS pour la localisation des entonnements de fuite. La méthode acoustique consiste à détecter le bruit spécifique engendré par un entonnement de fuite dans le parement amont de l'ouvrage.

La méthode PS a fait l'objet de développements récents dans le cadre d'une collaboration entre EDF et le laboratoire ISTERRE de l'université de Savoie Mont-Blanc. Sa mise en œuvre recourt à la fois à des mesures in situ et à une modélisation numérique par une méthode aux éléments finis couplant électricité et hydraulique. Cette méthode est toutefois inopérante en présence de perturbations électromagnétiques à proximité du site d'investigations, ainsi qu'en présence de structures métalliques provoquant un potentiel d'oxydo-réduction.

La méthode acoustique a fait également l'objet de développements par la R&D d'EDF, qui ont abouti à une méthode opérationnelle consistant à enregistrer les sons dans la zone où un entonnement de fuite est suspecté et à analyser la densité spectrale d'énergie des sons enregistrés en les comparant à des gabarits de sources de bruit bien identifiés (bruits de fuite, bruits naturels, bruits anthropiques). Cette méthode est inopérante en cas d'écoulements rapides (bruits liés aux turbulences masquant les bruits recherchés) ou de pertubations acoustiques environnantes importantes (clapot, circulation, chantiers...).

2.3.3. Caractérisation des fuites

Si l'entonnement et l'exutoire d'une fuite ont pu être localisés (cf. étape précédente), la dernière étape consiste à localiser son cheminement à travers le remblai ou sa fondation et à estimer la vitesse moyenne d'écoulement.

Pour cela, EDF utilise les méthodes de traçage. Les traceurs utilisés sont la température, la fluorésceine ou la saumure. Le choix du traceur s'effectue en fonction de la perméabilité du matériau.

2.4. Méthodologie détaillée d'analyse du risque d'érosion interne (étapes 1 à 6)

2.4.1. Etape 1 : Situations

Les situations, c'est-à-dire les combinaisons de chargement de l'ouvrage pour lesquelles l'érosion interne a le plus de chance de se développer et d'évoluer vers une pathlogie grave et qui sont considérées en priorité, sont les suivantes :

- -La première mise en eau. Des défauts de conception et/ou de construction peuvent s'avérer fatals pour l'ouvrage dès sa première mise en eau ;
- -Les chargements extrêmes : crue, séisme. La crue sollicite l'ouvrage à des niveaux rarement atteints. Un fort séisme peut fissurer la crête et les talus du remblai. Si l'étanchéité est endommagée et si les parties fissurées ne sont pas protégées par des filtres d'une épaisseur suffisante, l'érosion interne s'initie dans ces fissures et peut aller jusqu'à la rupture ;
- -Le vieillissement dont le manque de surveillance peut ignorer les symptômes et laisser l'érosion interne entraîner la rupture d'ouvrages très anciens, y compris des ouvrages pluri-centennaires.

2.4.2. Etape 2 : Localisation de l'érosion interne

Cette étape consiste à localiser les zones les plus probables d'initiation de l'érosion interne dans les profils de barrage ou les tronçons de digue sélectionnés. Le cheminement possible de l'érosion interne est étudié à partir de cette localisation.

Parmi les zones d'initiation possibles, les secteurs ou les profils-types les plus dangereux sont sélectionnés, en justifiant les raisons de ce choix. Un secteur jugé a priori sain de l'ouvrage est également représenté, afin d'être en mesure de justifier que ce secteur dispose de marges de sécurité suffisantes.

Dans le cas où l'ouvrage étudié est un ouvrage de grand linéaire, celui-ci est découpé en tronçons homogènes. L'analyse doit être menée par tronçon. Dans le cas où l'ouvrage étudié est un barrage de réservoir, l'analyse est menée par profil.

La sélection des zones où l'érosion interne a le plus de chance de s'initier est le résultat d'une synthèse des données acquises au cours de l'enquête documentaire préalable et des résultats des reconnaissances, en particulier géophysiques et géotechniques, qui auront permis de caractériser les sollicitations (vitesses moyennes et localisation des écoulements de fuite à travers le remblai ou sa fondation) et les résistances (caractérisation de la résistance du sol constituant le remblai ou sa fondation à l'érosion).

2.4.3. Etape 3 : Analyse du risque d'initiation de l'érosion interne

Les quatre mécanismes d'initiation potentiels de l'érosion interne sont a priori analysés. Certains mécanismes, comme l'érosion régressive de conduit ou l'érosion de contact peuvent d'emblée être écartés lorsque les modèles géologiques et géotechnique le justifient.

2.4.3.1. Erosion dans une fuite concentrée (également dénommée érosion de conduit)

La méthode utilisée par EDF pour analyser ce risque d'initiation de l'érosion interne comporte les quatre étapes suivantes :

- 1. Estimation de l'ouverture préexistante : largeur de la fissure ou diamètre du conduit. Cette donnée est déterminée à partir de la connaissance qu'a l'ingénieur de fissures ou conduits pré-existants dans l'ouvrage et en fonction de la sélection effectuée, de tailles typiques d'ouverture issues de la littérature.
- 2. Calcul de la contrainte de cisaillement sur les parois du conduit ou les lèvres de la fissures à partir d'une approche analytique enveloppe.
- 3. Mesure de la contrainte critique d'érosion du sol bordant le conduit ou la fissure à partir d'un et si possible plusieurs essais Hole Erosion Test (HET). La mise en œuvre commerciale de l'essai HET est assurée en France par geophy*Consult* et Solsolution, selon la méthodologie développée par IRSTEA [4,18].
- 4. Comparaison entre la contrainte de cisaillement et la contrainte critique d'érosion et conclusion sur le risque d'initiation d'une érosion de fissure.

Du fait des incertitudes importantes de cette approche, la comparaison entre sollicitation et résistance est faite seulement en ordre de grandeur, ce qui permet de dresser un bilan de la sensibilité à l'érosion interne : moyenne, faible ou forte.

2.4.3.2. Erosion régressive

Deux types différents de processus physiques sont couverts par le terme d'érosion régressive :

- -L'érosion régressive de conduit ;
- -L'érosion régressive de talus aval.

L'érosion régressive de conduit s'applique généralement à des remblais constitués d'argile fondés sur des fondations sableuses. Un écoulement puis un conduit se développent entre le réservoir amont et l'aval de l'ouvrage sous le remblai, dans la fondation sableuse. Le toit du conduit est soutenu par la base cohésive du remblai.

La méthode EDF pour l'analyse du risque d'érosion régressive de conduit considère trois critères qui doivent être vérifiés pour conclure à ce risque d'initiation :

- Le sol où le conduit se développe doit être fin, perméable et pulvérulent (sans cohésion). Le critère de Fell, selon lequel ces sols doivent avoir un IP < 7 est utilisé pour vérifier cette condition.
- L'érosion régressive s'initie à l'exhaure d'une surface sans filtre, de contrainte effective nulle, instable sous la poussée du gradient hydraulique, dans la fondation sableuse, soit au fond d'une tranchée aval qui coupe la couverture argileuse, soit sous la couverture argileuse claquée par les sous-pressions. EDF utilise la formule de l'USACE pour calculer l'épaisseur limite de la couche argileuse.
- Pour que l'érosion s'initie, il faut un toit suffisamment résistant. Le critère utilisé est un IP > 7.

L'analyse du risque d'érosion régressive de talus aval est menée en réalisant dans un premier temps un calcul hydraulique 2D vertical puis en réalisant un calcul de stabilité statique, où des instabilités de peau sont recherchés sur le parement aval. Ces instabilité ont une profondeur de l'ordre de 1 m. Le coefficient de sécurité recherché (coefficient global) est de 1,3.

2.4.3.3. Erosion de contact

L'érosion de contact ne peut avoir lieu que si deux critères, l'un géométrique et l'autre hydraulique, sont satisfaits ensemble. Le critère géométrique correspond au non respect du critère de filtre entre le matériau fin (matériau de base) et le matériau grossier (matériau de filtre). Le critère de filtre utilisé par EDF est le critère de rétention de Sherard et al (1989). Le critère géométrique d'initiation de l'érosion de contact est satisfait si :

$D_{F15} / D_{B85} > 9.$

Le critère hydraulique s'exprime en comparant la vitesse de Darcy de l'écoulement à une vitesse critique de début d'érosion (d'après thèse de Rémi Béguin [19]) estimée à 1 cm/s. Dans la méthodologie EDF, la vitesse de Darcy est soit déterminée par une méthode de traçage in situ, prenant en compte un coefficient de sécurité variant de 1 à 10 en fonction de la méthode de traçage, soit par un calcul d'écoulement prenant en compte l'enveloppe supérieure des valeurs de perméabilité dans la couche grossière et un coefficient de sécurité variant de 3 à 10 en fonction du degré d'hétégonéité connu du sol.

Dans le cas où cette méthode conclut à un risque d'initiation de l'érosion de contact alors que celle-ci n'a jamais été mise en évidence par la surveillance, un essai de Contact Erosion Test (CET) est réalisé et permet de finaliser la conclusion sur ce risque d'initiation. La mise en œuvre commerciale de l'essai CET, qui a été développé conjointement par l'université de Grenoble, EDF et CNR, est assurée par geophy*Consult*.

2.4.3.4. Suffusion

La suffusion est l'érosion des particules de la fraction fine d'un matériau grossier. Un matériau est considéré comme étant sujet à la suffusion lorsque trois conditions sont réunies :

- Un critère mécanique exprimant qu'une fraction fine est soumise à des contraintes effectives bien inférieures à celles appliquées sur les grains du squelette ;
- Un critère géométrique exprimant que la courbe granulométrique est si étendue qu'elle ne vérifie pas le critère d'auto-filtration ;
- Un critère hydraulique, exprimant qu'il existe au moins un écoulement préférentiel où la vitesse de l'eau est supérieure à la vitesse critique d'entrainement des fines.

Dans l'analyse de la suffusion, les particules de sol désignées comme fines ne sont pas les grains inférieurs à 80 microns mais les particules mobiles dans le squelette grossier. EDF considère dans ce cas les particules dont le diamètre est inférieur à 2 mm.

Le critère mécanique est vérifié lorsque la fraction fine (fraction de particules inférieures à 2 mm) est inférieure à 20% pour une granulométrie étalée ou 35% pour une granulométrie étroite.

Le critère géométrique utilisé par EDF dépend du type de granulométrie rencontré :

- Pour les granulométries continues et étalées, la méthode de Fannin, qui synthétise les critères de Kenney et Lau, Kezdi et VNIIG est utilisée.
- Pour les granulométries discontinues, bimodales, la méthode de Cambefort Ziems Witt est utilisée.

Contrairement à de nombreuses approches, EDF utilise un critère hydraulique de la suffusion en vitesse et non en gradient. En effet, des travaux ont montré que les critères en gradient pouvaient dépendre de l'effet d'échelle et ne pas être conservatifs. L'approche retenue par EDF pour le critère hydraulique de la suffusion est un critère en vitesse d'écoulement identique au critère hydraulique de l'érosion de contact (cf. § 2.4.3.3).

Dans le cas où cette méthode conclut à un risque d'initiation de la suffusion alors que celle-ci n'a jamais été mise en évidence par la surveillance, un essai d'érodimètre triaxial est réalisé et permet de finaliser la conclusion sur ce risque d'initiation. La mise en œuvre commerciale de l'essai d'érodimètre triaxial, qui a été développé par l'université de Nantes, est assurée par la structure de valorisation industrielle de cette université.

2.4.3.5. Conclusion sur le risque d'initiation de l'érosion interne

A la fin de cette étape d'initiation, l'ingénieur conclut sur le risque d'initiation de l'éroison interne sur l'ensemble des profils et tronçons étudiés. Si pour au moins un profil ou tronçon, le risque d'initiation est considéré pour au moins l'un des quatre modes étudiés, alors l'analyse se poursuit par le risque d'absence de filtration.

2.4.4. Etape 4 : Analyse du risque d'absence de filtration

Dans le cas d'un ouvrage qui n'est pas muni de filtre, l'analyse se poursuit directement en phase de progression.

Pour les ouvrages munis de filtre, le critère appliqué par EDF pour l'absence de filtration se compose :

- D'un critère géométrique (défini par Fell) : D₁₅ > 9 D₈₅

D'un critère hydraulique, qui est défini en termes de perméabilité maximale en fonction du pourcentage de fines par Delgado (2006). Si les critères d'absence de filtration sont vérifiés, alors l'analyse se poursuit en phase de progression.

2.4.5. Etape 5 : Analyse du risque de progression de l'érosion interne

Les mécanismes de progression de l'érosion interne sont nombreux et la présentation exhaustive de la méthodologie EDF appliquée pour chaque mécanisme n'est pas l'objet de cette communication. On se limitera ici à la présentation de l'analyse du risque de progression d'une érosion interne initiée par une fuite concentrée, non stoppée par un filtre et progressant au sein d'un remblai homogène. C'est le mécanisme responsable du plus grand nombre de ruptures d'ouvrages hydrauliques en remblai par érosion interne.

En phase de progression, l'érosion interne initiée par une fuite concentrée se développe sous la forme d'un renard hydraulique. Le risque de formation d'un écoulement localisé (autrement dénommé renard hydraulique) dans les remblais homogènes dépend de deux conditions :

- Une condition mécanique : est-ce que le toit du conduit est stable ?
- Une condition hydraulique : est-ce que l'écoulement peut éroder les parois du conduit et de l'élargir ?

Pour évaluer la condition mécanique, EDF utilise le critère empirique proposé par Fell, qui indique s'il peut y avoir stabilité d'une cavité en fonction du type de sol, de la fraction de fines et du degré de saturation.

Pour évaluer la condition hydraulique, EDF utilise l'approche simplifée développée par IRSTEA qui a défini des formulations analytiques mécaniquement fondées pour déterminer notamment le temps caractéristique d'érosion et le débit lors de l'effondrement du renard [4]. Cette approche utilise notamment comme données d'entrée le coefficient d'érosion et la contrainte critique d'érosion du sol, qui sont déterminés par l'essai de HET.

2.4.6. Détection

Dans cette étape de l'analyse, l'ingénieur évalue la capacité de la surveillance (examens visuels et auscultation) mise en place sur l'ouvrage à détecter une érosion interne en phase d'initiation ou de progression et vérifie si l'échelle de temps de la réactivité d'intervention est en adéquation avec la cinétique du phénomène.

2.5.Retour d'experience d'edf sur la mise en œuvre de cette méthodologie : lacunes et besoins d'amélioration

Bien que la méthodologie présentée dans le bulletin CIGB 164 et dans le guide ERINOH constitue un grand pas en avant pour l'analyse pratique du risque d'érosion interne dans les barrages en remblai et les digues, il demeure néanmoins des sujets où les méthodes proposées sont très limitées, voire incomplètes. Ce paragraphe présente les principales lacunes et besoins d'amélioration de la méthodologie mises en évidence par EDF, après une dizaine d'années d'application.

Ce retour d'expérience porte sur les domaines suivants :

- Définition des modèles de l'ouvrage, identification des zones les plus faibles ;
- Analyse du risque d'initiation
- Analyse de la phase de progression.

2.5.1. Définition des modèles de l'ouvrage, identification des zones les plus faibles

La détection et la caractérisation des zones les plus faibles vis-à-vis du risque d'érosion interne, notamment sur les ouvrages en remblai de grand linéaire, reste encore aujourd'hui une difficulté majeure. Seules les méthodes géophysiques fournissent une information continue sur tout le linéaire d'un ouvrage et sur des profondeurs comprenant le remblai et sa fondation superficielle. Cependant, aucune méthode, y compris la MASW, n'est en mesure de détecter des lentilles de matériau érodable ou de faible caractéristique mécanique de taille décimétrique. Or, des zones faibles de taille décimétrique, si elles sont continues dans le sens amont – aval, peuvent constituer un potentiel de danger significatif pour l'ouvrage. Des développements pour disposer de méthodes géophysiques ayant une meilleure résolution spatiale qu'aujourd'hui sont donc nécessaires. En attendant, il importe, lorsque des hétérogénéités sont identifiées ou suspectées, d'intensifier les reconnaissances, à la fois géophysiques et géotechniques, de manière à définir des modèles géologiques et géotechniques qui prennent en compte les matériaux les plus faibles qui ont été rencontrés, selon des géométries réalistes.

2.5.2. Analyse du risque d'initiation

Parmi les quatre modes d'initiation de l'érosion interne, deux présentent des méthodologies limitées ou incomplètes : l'érosion de fuite concentrée (également dénommée érosion de conduit) et la suffusion.

La première étape de l'analyse du risque d'initiation d'une érosion de fuite concentrée consiste à estimer la position et l'ouverture des fissures ou conduits potentiels au sein de l'ouvrage et au cours de sa durée de vie. Ces hypothèses sont déterminantes pour l'évaluation du risque d'initiation. Or avec l'état de l'art actuel, l'ingénieur se trouve souvent assez démuni pour faire des hypothèses à la fois réalistes et prudentes et les analyses d'un même cas d'étude peut être assez divergentes selon l'ingénieur qui les réalise. Une base de données nourrie par les observations issues des inspections visuelles, VTA et expertises de la profession pourrait à terme rassembler ces hypothèses dans un futur guide du CFBR.

2.5.3. Analyse de la phase de progression

L'analyse du risque d'initiation de la suffusion repose sur l'analyse successive de trois critères : un critère mécanique, puis un critère géométrique et enfin un critère hydraulique. Les travaux scientifiques menés jusqu'à présent ont porté essentiellement sur les critères mécaniques et géométriques et l'on peut considérer ces derniers comme effectivement satisfaisants. En revanche, il existe très peu d'éléments dans la littérature sur le critère hydraulique. EDF a fait le choix temporairement d'utiliser pour la suffusion le critère hydraulique appliqué pour l'érosion de contact mais sans pour autant que cela ne repose sur des travaux scientifiques éprouvés. La définition de critères hydrauliques de l'initiation de la suffusion constitue donc un challenge pour la recherche dans les années à venir.

La phase de progression est la partie la moins avancée de la méthodologie d'analyse du risque d'érosion interne. Selon la cinétique du processus initié et non stoppé par un filtre, la progression peut évoluer en quelques heures vers une brèche ou évoluer très lentement au cours de décennies en ne générant que des désordres limités. Enfin, les bifurcations possibles au cours de la phase de progression entre mécanismes à cinétique lente ou rapide sont très mal connues et très peu décrites.

La progression d'une érosion interne initiée par une fuite concentrée, non stoppée par un filtre et qui évolue donc en un renard hydraulique a fait l'objet d'une analyse simplifée mécaniquement fondée développée par IRSTEA pour les ouvrages homogènes. Néanmoins, aucun modèle de calcul capable de représenter le processus de progression d'un renard hydraulique prenant en compte la variété des ouvrages en remblai, barrages ou digues, de différents types de conception et de géométrie, jusqu'à la formation éventuelle d'une brèche, n'a été jusqu'à présent validé par la profession.

La progression d'une érosion interne initiée par une érosion régressive de conduit n'a pas non plus été décrite par les instituts néerlandais et américains qui ont le plus œuvré dans les méthode d'analyse de ce processus. En particulier, le temps dont dispose le maître d'ouvrage une fois que l'érosion régressive de conduit a été initiée n'est pas prédit.

Enfin, la progression d'une érosion interne initiée par la suffusion est encore très mal connue, tant en termes de cinétique que de conséquences hydrauliques et mécaniques pour le remblai (modification des perméabilités, modification de l'angle de frottement effectif, tassements,...). Ce sujet fait l'objet de recherches en cours, qui sont discutées au sein du groupe de travail sur l'érosion interne du Club européen.

3. ANALYSE ERINOH NIVEAU 1

3.1. Principe de la méthode

L'évaluation du risque d'érosion interne proposée dans le guide Erinoh a trois niveaux. Le niveau 1 est un diagnostic d'expert rapide, possible à partir d'une enquête documentaire préalable sur le projet, sa construction, son exploitation et sa surveillance. Il combine une analyse fonctionnelle simplifiée avec une analyse comportementale simplifiée. L'analyse fonctionnelle évalue la fiabilité (ou à l'inverse son degré d'exposition) du barrage selon sa conception. L'analyse comportementale évalue sa fiabilité selon son comportement historique

La fiabilité globale de la conception d'un ouvrage à l'érosion interne est supposée assurée pour n'importe quel chemin d'érosion par quatre barrières dont trois passives : Etanchéité (E), Résistance des sols à 'érosion (R) et Filtration (F) et une barrière active (A), dont l'action est de détecter les dégradations et de les éliminer pour maintenir l'ouvrage en bonnes conditions. Le jugement de la fiabilité de chaque barrière est noté sur 3 : possible mais extrêmement improbable (note=3, Probabilité de défaillance $10^{-4} < P < 10^{-3}$), très improbable (N=2, $10^{-3} < P < 10^{-2}$), improbable (N=1, $10^{-2} < P < 10^{-1}$), probable à courante (N=0, $10^{-1} < P \le 1$). La fiabilité de chaque barrière est notée grâce à une grille d'analyse qui classe les différents états rencontrés dans les études de cas ERINOH. L'expérience d'ERINOH montre que toutes les ruptures se sont produites en l'absence de la barrière Filtration, quel que soit l'état des autres barrières et réciproquement aucune rupture par érosion interne n'est signalée avec une conception de filtre conforme à l'état de l'art. En conséquence, un degré de confiance plus élevé est accordé à la barrière Filtration qu'à celui des autres barrières avec une note N=4 et une probabilité de défaillance < 10^{-4} . La note globale de fiabilité d'un chemin d'érosion est la somme des notes de fiabilité des quatre barrières. La note de fiabilité d'un barrage ou d'une digue est la plus faible fiabilité parmi celles des trois principaux chemins d'érosion: (R) le remblai, incluant l'érosion du remblai vers la fondation, noté par l'indice et (C) le contact des structures traversantes (conduites).

La surveillance du comportement de l'ouvrage est nécessaire pour fiabiliser les informations issues de la conception. En conséquence la note de l'analyse comportementale va pondérer la note de l'analyse fonctionnelle par une plus-value ou une moins-value. Le comportement du barrage observé pendant l'exploitation et mesuré par l'auscultation est apprécié à partir de (1) l'intensité des épreuves passées et (2) de la classe d'érosion observée. La note est extraite deux grilles d'analyse : (1) une échelle des incidents et accidents d'érosion interne et (2) une échelle de la classe maximale d'érosion *C2.02 – Analyse du risque d'érosion interne des barrages en remblai : méthodologies opérationnelle et en développement page 342* subie dans le passé. La première grille permet de calculer une « note comportementale » pondérée par la seconde. Cette démarche est inspirée de la pratique des probabilités en diagnostic médical : un Test médical (ici : un Test de mise en eau) vient modifier l'évaluation de la probabilité (ici : la note de fiabilité) qu'un patient (ici : un ouvrage) soit atteint d'une affection particulière (ici : un mécanisme d'érosion interne non stabilisé). Elle est détaillée dans un autre article de ce colloque [17].

3.2.La feuille de calcul EXCEL du groupe de travail CFBR

Le groupe de travail CFBR sur les barrages en remblai est en train d'expérimenter la méthode de niveau 1 d'Erinoh. Patrick Soulat de Suez Consulting a mis en forme cette méthode sous la forme d'un fichier EXCEL comportant un questionnaire de 14 feuilles. Les cases cochées ont leurs résultats reportés dans trois bilans de résultats, présentés en 3 feuilles distinctes : analyse fonctionnelle, analyse comportementale et bilan de l'analyse complète récapitulative. Les cases des feuilles contiennent des commentaires (dessins ou textes explicatifs) mises en place et complétés au gré des déboires signalés par les utilisateurs. Le fichier en est à sa version 6. Un guide à l'utilisation permet lors de la première pratique d'étalonner son choix par rapport aux instructions des auteurs.

3.3. Premier test d'étalonnage : notation d'incidents par un expert et un débutant

Le premier étalonnage consiste à évaluer la note d'une rupture, d'un accident ou d'une pathologie. Les incidents sont 17 cas réels répertiorés dans le volume 3 d'Erinoh et 2 cas virtuels. Pour tester la robustesse de la méthode, l'évaluation d'un débutant (Damien Cognet, étudiant stagiare à EDF) est comparée à celle d'un expert (Luc Deroo). Les résultats sur les barrages sont représentés dans le tableau 4 et ceux sur les digues sont dans le tableau 5.

Incident	Evaluateur	Note= 0	Note= 1	Note= 2	Note=3	Note= 4	Note= 5
Rupture	expert	10					
	étudiant	6	1				
Accident	expert	0	2	2	1		
	étudiant	2		1	1		
Pathologie	expert			1	1		
	étudiant			2			
RAS	expert					2	
	étudiant	1				1	

Tableau 4 : Notation de ruptures, d'accidents et de pathologie de barrages

Les notes de l'expert sont plus conformes à la gravité de l'incident, les notes de l'étudiant sont plus dispersées : il est logique que le jugement de l'expert soit plus sûr. Il est surtout intéressant de noter que l'écart de jugement est raisonnable pour une plage d'expérience quasi maximale. Ainsi une rupture est notée 0, voire 1. La précision est bonne car la plage de variation est très étroite. Un accident est noté 2 en moyenne, mais avec une plage de variation plus large [0 à 3]. Une pathologie est notée 3 en moyenne, voire 4. Les incidents de digues ne sont pas notés différemment des barrages, mais cette constatation reste à confirmer par un échantillon plus large.

Incident	Evaluateur	Note= 0	Note= 1	Note= 2	Note=3	Note= 4	Note= 5
Rupture	expert	2					
	étudiant	1	1				
Pathologie	expert			1			
	étudiant			1			

Tableau 5 : Notation de deux ruptures et d'une pathologie d'ouvrages linéaires (digues et canaux)

En conclusion, l'approche de niveau 1 sur ce test permet à une expertise rapide de diagnostiquer :

- un danger imminent de rupture avec une note inférieure ou égale à 1.
- une pathologie possible avec une note en dessous ou égale à 4, valeur qui peut être considérée comme un seuil en dessous duquel une analyse de niveau 2 s'impose.

3.4. Second test d'étalonnage : diagnostic d'un barrage en exploitation par 6 binomes d'experts

Les experts du groupe de travail CFBR ont ensuite analysés l'état d'un barrage étranger à partir de données d'un diagnostic d'EDF. La note basée sur ce diagnostic est qualifiée de «référence». Le test et la note sont élaborés par Damien. Les données sont sommaires. Le cas est traité par groupe de 2. Sur la demande du BETCGB, il est demandé d'adopter deux points de vue :

- Une approche raisonnablement prudente au sens de l'Eurocode 7 (Best estimate),
- Une approche sécuritaire (*worst estimate*).

Les résultats dépouillés sur place déconcertent à première vue, ils sont très dispersés.



Figure 2 : (a) Notes des 3 chemins d'érosion par avec l'approche « best estimate », (b) Notes de l'analyse fonctionnelle (groupes/référence) avec l'approche « best estimate »

Mais en seconde analyse, les écarts de la Figure 2.a sont justifiés. Les grands écarts de notation concernent (1) la filtration de l'ouvrage traversant qui est le mur extérieur du bajoyer d'évacuateur et (2) la parade active. Pour ces deux rubriques, un manque de données est flagrant. Ainsi les grands écarts de jugement sont la conséquence d'un manque de données sur la fondation et le filtre qui protégeait le noyau au contact de l'évacuateur et d'une description incomplète de la notation de certaines cases. Les notes de l'analyse fonctionnelle de l'érosion le long de l'évacuateur (Figure 2.b) oscillent autour de la référence traduisant une interprétation soit optimiste soit pessimiste de la conception: mais la moyenne des évaluations est égale à l'évaluation de référence ! Ce qui est rassurant...

La première conclusion du second test est que la qualite de la notation, synonyme ici de la réduction de la dispersion des notes, exige des données claires et complètes. La seconde leçon est que ce manque de précision peut être corrigé par l'ajout de commentaires dans la feuille de calcul ou dans la notice d'utilisation.

La comparaison de l'approche raisonnablement prudente avec l'approche sécuritaire est représentés Figure 3.

L'observation de la Figure 3 montre qu'en moyenne l'approche sécuritaire fait tomber de 3 points la moyenne : ce qui est beaucoup. Dans l'évaluation sécuritaire, tous les groupes ont attribué au moins une note en dessous ou égale au seuil de 4. Cela justifie une étude de diagnostic. Le jugement sécuritaire de tous les groupes est confirmé par la réalité. Ce barrage était en révision. Dans l'évaluation raisonnablement prudente, tous les groupes ont attribué au minimum une note de 5, en faisant abstraction du manque de données qui a biaisé le jugement du risque lié à l'ouvrage traversant. Cela justifie un ouvrage sans risque notable. Le jugement raisonnablement prudent de tous les groupes est confirmé par la réalité. Le diagnostic de la révision (la « référence ») a conclu à l'absence de renforcement du barrage. L'évaluation raisonnablement prudente est plus proche de la réalité que l'approche sécuritaire : c'est un premeir indice de robustesse de la démarche. D'autres sont attendus.

Ainsi, l'approche raisonnablement prudente pourrait suffir, à la condition que les données soient précises. L'absence ou le manque de pertinence des données génèrent des écarts qui justifient alors l'approche sécuritaire.



Figure 3 : Comparaison de l'évaluation raisonnablement prudente avec l'approche sécuritaire des chemins d'érosion

3.5. Troisième test d'étalonnage : évaluation d'un accident de barrage en construction par 6 binomes

Ce test est pris dans l'actualité, il s'agit de la construction héroïque de la crête d'un barrage en Amérique du Sud en mai 2018, sujette à des fuites importantes. Il est élaboré par Luc Deroo. Le cas est traité par groupe de 2 experts. Les résultats dépouillés sur place sont de nouveau dispersés et déconcertent sur le coup. Mais derechef, leur analyse montre qu'ils sont l'expression d'un jugement qui capture l'essentiel (Figure 4).



Figure 4 : (a) Notes des chemins d'érosion avec l'approche raisonnablement prudente, cas d' Ituango, (b) Notes des chemins d'érosion par groupe avec l'approche sécuritaire. Cas d'Ituango

Les grands écarts proviennent en partie des causes évoquées précédemment, mais avec en plus une raison qui accroit la dispersion : la notion de « fondation » n'est plus adaptée, puisque la fondation est en fait le barrage principal. Ce cas d'accident grave montre que l'écart de notes entre approches prudente et sécuritaire se réduit et passe de 3 à 0,5. Toutes les notes de l'approche sécuritaire sont en dessous ou égales à 3 : cette note justifie l'existence d'une pathologie. La moyenne des notes de l'approche sécuritaire est proche de 2 : cette note justifie la situation d'accident. 80% des évaluations sécuritaires attribuent la note 1 : ce seuil équivaut à une rupture probable. Toujours dans l'approche sécuritaire, aucun groupe n'attribue la note 0. La note 0 équivaut à une rupture certaine. Or la rupture ne s'est pas produite. La réalité a confirmé le jugement conservatif des 6 groupes. Le jugement raisonnablement prudent est plus dispersé, mais a en moyenne, un diagnostic à peine supérieur au jugement sécuritaire (2,5 au lieu de 2).

Après incorporation de petites améliorations au niveau de la notification et de la notice d'utilisation, le CFBR dispose d'un outil rapide de justification à l'érosion interne, basé sur la méthode niveau 1 d'ERINOH, dont la sensibilité et les limites ont été décrites précédement, qui peut être utilisé en période probatoire par les bureaux d'études. Il suffit de le demander au groupe de travail et d'en prendre la responsabilité des résultats, dans l'attente de sa validation.

4. PERSPECTIVES DE RECHERCHE

Le niveau 2 reprend les principes du niveau 1 avec une application plus fouillée, au niveau du chemin d'érosion et avec des données plus détaillées. Le niveau 3 est une approche de type probabiliste, basée sur le bulletin CIGB 164, qui a été mise en pratique d'abord sur les levées de protection, car le danger de crue a des statistiques souvent bien connues et bien modélisées et les modes de rupture qu'elle déclenche se probabilisent bien en fonction du niveau d'eau.

Des améliorations à l'approche CIGB sont apportées par le groupe de travail européen et justifie la poursuite des développements. Par exemple, la prise en compte des effets 3D modifie la valeur des gradients critiques globaux d'initiation et de progression de l'érosion régressive. La rupture par suffusion est mieux comprise et simulée : suivant le pourcentage de fines érodées, elle peut soit ne pas altérer la résistance du sol, soit générer un glissement soit enfin aboutir à une rupture érosion de conduit.

La découverte et l'intégration d'une loi d'érosion rationnelle applicable à tous les cas de charge de tous les ouvrages reste un vœu pieux. Cependant des modèles couplant la loi de comportement du volume équivalent représentatif à un écoulement hydrodynamique commencent à être appliqués aux ouvrages pour analyser les effets de l'initiation de la suffusion sur la tenue du remblai [17]. D'autre part, certains maîtres d'ouvrage, comme BC Hydro, EDF et Verbund et des centres de recherche comme Irstea, Deltarès et Usace maintiennent leurs efforts dans cette voie ; le groupe de travail « Internal Erosion of Existing Dams, Levees and Dikes, and their Foundations » du Club Européen de la CIGB accroit les synergies entre les laboratoires universitaires et les maîtres d'ouvrage du monde entier.

5. CONCLUSION

Depuis environ 25 ans, l'érosion interne est devenu un sujet d'études et de recherches au sein du CFBR. Le projet ERINOH, terminé depuis 5 ans mais épaulé par le groupe de travail européen, a permis des avancées qui ont contribué à la publication de deux bulletins techniques de la CIGB. Ces bulletins proposent des méthodologies déjà appliquées, notamment à EDF. Sur la lancée du projet ERINOH, le groupe de travail CFBR travaille à compléter les recommandations sur la tenue des remblais en testant les outils proposés par ERINOH. L'approche niveau 1 est le premier à avoir été étalonné. Les résultats sont encourageants. L'approche est rapide, mais elle ne fait pas l'économie d'une excellente connaissance de l'ouvrage. Les approches de niveau 2 et 3 feront l'objet à leur tour d'étalonnage dans les deux prochaines années, dans l'attente d'outils numériques qui offriront une aide à la décision plus physique.

REMERCIEMENTS

Les auteurs remercient l'ANR, l'IREX et Michel Guerinet sans lesquels le projet ERINOH n'aurait jamais existé et Patrick Soulat, qui a pris de son temps pour mettre au point le tableur de l'approche de niveau 1.

RÉFÉRENCES ET CITATIONS

- [1] Fry J.-J., Degoutte G., Goubet A., *Erosion Interne : Typologie, Détection et Réparation*, Barrages et Réservoirs n°6, 126 p., 1997.
- [2] Fell R., Fry J-J (2007). Internal erosion of dams and their foundations. Taylor & Francis
- [3] Bonelli S. (edt), *Erosion des géomatériaux, erosion interne et de surface*, Traité MIM série Risques Naturels, Hermès Science Publication, 416 p., 2012.
- [4] Bonelli S. (edt), Erosion of Geomaterials, Wiley/ISTE, 371 p., 2012.
- [5] Fry J.-J., François D., Marot D., Bonelli S., Royet P., Chevalier C., Deroo L. (2015) Study of internal erosion: contribution from Erinoh Project, *25th International Congress on Large Dam, Stavanger, Norway, 13-20 June*.
- [6] Chevalier C., Bonelli S., ERINOH Erosion Interne dans les Ouvrages Hydrauliques, Vol. 1, Méthodologie de caractérisation expérimentale, Presses de Ponts et Chaussées, 2017.
- [7] François D., ERINOH Erosion Interne dans les Ouvrages Hydrauliques, Vol. 2, Méthodologie de reconnaissance et de diagnostic de l'érosion interne des ouvrages hydrauliques en remblai, Presses de Ponts et Chaussées, 2018.
- [8] Deroo L., Fry J.-J., ERINOH Erosion Interne dans les Ouvrages Hydrauliques, Vol. 3, Guide pour l'Ingénierie, Presses de Ponts et Chaussées, à paraitre.
- [9] Stapledon D., MacGregor P., Fell R., Bell G., Foster M., *Geotechnical Engineering of Dams*, 2nd Edition, CRC Press, 2014.
- [10] Aufleger M., Fry J-J. (2007) Assessment of the risk of internal erosion of Water Retaining Structures: Dams, Dykes and Levees. Intermediate report of the European Working Group of ICOLD. Deutsches Talsperren Komitee, Technical University of Munich, Nr.114 ISBN 1437-3513, ISBN 978-3-9404476-04-3 1-12
- [11] Fry J-J., Riha J., Julinek T. (2011) Internal erosion in embankment dams and their foundations. Proceedings of the Institute of Water Infrastructures. FCE. BUT. Brno. Vol.13.
- [12] Bonelli S. (edt), Erosion in Geomechanics Applied to Dams and Levees, Wiley/ISTE , 388 p., 2013.
- [13] CIGB (2015), Internal Erosion of Existing Dams, Levees and Dikes, and their Foundations, Bulletin 164.
- [14] CIGB (to be printed), *Internal Erosion of Existing Dams, Levees and Dikes, and their Foundations*, Bulletin 164. Volume 2: Case histories, investigations, testing, remediation and surveillance
- [15] Bonelli S., Jommi C., Sterpi D., Internal Erosion in Earthdams, Dikes and Levees, Proceedings of EWG-IE 26th Annual Meeting 2018, Springer.
- [16] CFBR, Recommandations pour la justification des barrages et des digues en remblai, Edition Cfbr, oct 2015.
- [17] Yang J. (2019). Numerical analyses of the multi-physics problem of sinkholes in the vicinity of a dike or a linear geostructure. Thèse à l'Ecole Centrale de Nantes.
- [18] Bonelli S., Brivois O., *The Scaling law in the hole erosion test with a constant pressure drop*, International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 2007.
- [19] Béguin R., Etude multi-échelle de l'érosion de contact au sein des ouvrages hydrauliques en terre, Thèse de docteur de l'université de Grenoble, décembre 2011.

LIMITES DES CRITERES DE SUSCEPTIBILITE A LA SUFFUSION VIS-A-VIS DE LA STABILITE MECANIQUE DES OUVRAGES EN REMBLAI

Limits of suffusion susceptibility criteria with respect to the mechanical stability of earthen hydraulic structures

Antoine WAUTIER, Stéphane BONELLI

IRSTEA, UR RECOVER, 3275 Route de Cézanne - CS 40061 - 13182 Aix-en-Provence Cedex 5 antoine.wautier@irstea.fr ; stephane.bonelli@irstea.fr

François NICOT

IRSTEA, UR ETNA, 2 rue de la Papeterie - BP 76 - 38402 St-Martin-d'Hères cedex francois.nicot@irstea.fr

MOTS CLEFS

Suffusion, instabilité mécanique, simulations numériques DEM/PFV

KEY WORDS

Suffusion, mechanical instability, DEM/PFV numerical simulations

RÉSUMÉ

La suffusion est indéniablement le mécanisme d'érosion interne le plus complexe. Il s'agit d'une érosion interne sélective qui ne concerne que la fraction fine du sol. La stabilité des barrages en remblais vis-à-vis de la suffusion est classiquement traitée via le concept de stabilité granulométrique interne qui repose sur le non transport des particules fines à l'intérieur de l'ouvrage. Toutefois, il peut sembler trop restrictif de considérer que le moindre transport de matériau à l'intérieur du corps de l'ouvrage suffit à compromettre sa stabilité mécanique.

En se basant sur des simulations numériques par éléments discrets (DEM), l'impact de la suffusion est analysé à l'échelle d'un volume élémentaire de sol. Il est mis en évidence que les particules faiblement impliquées dans la transmission des efforts (et donc mobilisables par un écoulement interne) ont un rôle stabilisateur par leur capacité à enrayer le développement de déformations plastiques. Leur transport sous l'action de l'eau ne conduit cependant pas nécessairement à l'apparition d'instabilités mécaniques. Par exemple, pour un matériau dans lequel les distances de transport sont limitées, un écoulement interne peut même avoir un effet stabilisateur en pré-positionnant les particules libres au contact des particules reprenant les efforts mécaniques.

Les résultats présentés restent du domaine de la recherche amont et ne permettent pour l'heure pas de formuler de nouveaux critères de susceptibilité à la suffusion basés sur l'apparition d'instabilités mécaniques. Ils mettent cependant en évidence l'existence de marges de sécurité résiduelles à caractériser, et indiquent clairement que des travaux de recherches sont nécessaires pour aller plus avant vers une justification des barrages physiquement motivée.

ABSTRACT

Suffusion is definitely the most complex form of internal erosion. It consists in the selective erosion of the finest particles of a soil in between the coarsest particles. The mechanical stability of earthen dams with respect to suffusion is classically assessed thanks to the concept of internal stability that relies on the non-transport of the fine particles inside the hydraulic structure. This criterion may appear too conservative though, because the transport of free particles inside the dam body does not necessarily implies a loss in mechanical stability.

Based on discrete element simulations, the impact of suffusion is analyzed at the scale of a representative elementary volume of soil. The particular role played by particles loosely implied in stress transmission (and thus easily mobilized by an internal fluid flow) is investigated in terms of mechanical stability. It is shown that these particles have a stabilizing role through their ability to prevent the development of large plastic strains. Their transport under the action of an internal fluid flow does not however lead to the loss of mechanical stability. For instance, for a material in which transport distances are limited, an internal fluid flow can even generate a stabilizing effect by placing the free particles in contact with heavily stressed particles.

This study belongs to fundamental research work and its results cannot be used yet to formulate new susceptibility criteria for suffusion based on the loss of mechanical stability. However, they show that some safety margins exist and additional work is needed to move forward to a more physical justification of the stability of earthen dams with respect to the occurrence of harmful suffusion.

1. INTRODUCTION

La France dispose d'un important parc d'ouvrages hydrauliques avec plus de 19 000 km de digues fluviales et maritimes, plusieurs dizaines de milliers de petits barrages, et un peu plus de 500 barrages de plus de 15 m. Ces ouvrages hydrauliques sont pour la plupart construits à partir de matériaux granulaires compactés (c'est le cas pour la grande majorité des digues et pour environ 30 % des barrages), ce qui en fait des ouvrages perméables soumis à des écoulements internes dès lors qu'ils sont en eau. Ces écoulements peuvent alors altérer leur structure interne par érosion. Tant que les ouvrages endommagés ne sont pas soumis aux chargements hydrauliques maximaux pour lesquels ils ont été dimensionnés, les conséquences de l'érosion interne peuvent passer inaperçues. Cependant, les infiltrations d'eau sont susceptibles de générer des instabilités mécaniques responsables de ruptures lors de brusques modifications des conditions de chargement. Aujourd'hui, on observe en moyenne une rupture de digue par an en France, et 45 % d'entre elles sont attribuées à l'érosion interne [2,3]. Dans un contexte de vieillissement des ouvrages et de dérèglement climatique, les conséquences des tempêtes et des crues sont susceptibles de s'aggraver, ce qui fait de la compréhension des mécanismes de rupture des barrages et des digues un enjeu de plus en plus important.

On distingue aujourd'hui quatre types d'érosion interne [2,3] :

- l'érosion de conduit reliant l'amont et l'aval ;

- l'érosion de contact, à l'interface entre un sol fin et un sol grossier ;

- l'érosion régressive, par l'entraînement de matériaux qui se déclenche à l'exutoire d'un écoulement d'eau et qui s'auto-entretient jusqu'à déboucher à l'amont ;

- la suffusion, qui est l'entraînement sélectif, par l'eau en mouvement, des petits grains à travers l'espace poreux formé par les grains les plus gros.

De ces quatre mécanismes, la suffusion est le plus complexe et le moins connu. Sa prise en compte dans le dimensionnement des ouvrages hydrauliques passe par l'application de règles géométriques d'autofiltration des matériaux mis en place. Afin de se prémunir contre l'existence de ce phénomène, les granulométries des matériaux mis en place doivent être telles que les espaces laissés entre les plus gros grains ne soient pas suffisamment larges pour laisser la possibilité aux plus petits grains de circuler au sein même du matériau. Dans ce cas on parle de *stabilité granulométrique*, souvent appelée *stabilité interne*. Les deux principaux critères utilisés dans la littérature [6,7] sont exclusivement géométriques et ne prennent en compte ni le chargement hydraulique, ni le chargement mécanique. La notion de stabilité interne ne présage donc en rien la capacité d'un matériau à reprendre des efforts mécaniques. Elle ne présage pas non plus que tout écoulement d'eau interne sera capable d'éroder les particules fines par suffusion.

La prise en compte du chargement hydraulique a été proposée un peu plus tard, par l'introduction de la notion de gradient hydraulique critique pour la suffusion [9]. Ce gradient correspond à une fraction du gradient critique de Terzaghi prédisant la fluidisation du sol, afin de prendre en considération le fait que les grains les plus fins reprennent généralement moins d'efforts mécaniques que les plus gros grains dans les matériaux granulaires.

Mais là encore, les conséquences en termes de comportement mécanique des sols ne sont pas prises en compte. Seul le non transport des particules fines compte. C'est pour cette raison que nous préférons substituer la notion d'*instabilité mécanique* à la notion d'*instabilité (granulométrique) interne*. Cette notion se définit par l'existence de réponses d'intensité finie à des sollicitations d'intensités infinitésimales en partant d'une configuration d'équilibre. Il s'agit typiquement du problème d'une bille au sommet d'une colline qui reste immobile tant que l'on ne la sollicite pas mais qui ne demande qu'à dévaler la pente à la moindre perturbation. De manière formelle, on peut définir la stabilité ou l'instabilité d'un matériau continu grâce au critère du travail du second-ordre introduit par Hill [5]. Cette définition est plus générale que les différents critères de ruptures classiquement utilisés (comme par exemple le critère de Mohr-Coulomb) et permet d'anticiper certains modes de rupture qu'ils ne peuvent pas prédire, comme par exemple la liquéfaction statique des sols. Ces dernières années, le critère du travail du second-ordre a été appliqué avec succès pour détecter les instabilités mécaniques dans les matériaux granulaires et anticiper leurs modes de rupture [11].

2. OUTILS ET METHODE

Dans cette étude nous proposons d'analyser les conséquences de la suffusion à l'échelle d'un volume élémentaire représentatif de sol (VER), c'est à dire un petit volume de sol suffisamment grand pour que l'approximation de milieu continu soit valable. Cette échelle correspond à un point matériel dans un calcul aux éléments finis (i.e. un point d'intégration d'un élément). A l'échelle d'un VER, un sol non cohésif peut être modélisé en première approximation par un assemblage de grains sphériques interagissant par des lois de contact (élastiques et frictionnelles, régies par un critère de Mohr Coulomb local) et dont la distribution de rayon respecte la courbe granulométrique du matériau considéré. Le comportement mécanique de l'ensemble de ces grains est alors simulé par une méthode aux éléments discrets (DEM) dans laquelle le mouvement de chaque grain est décrit par les équations de Newton. Dans cette étude, le code opensource YADE [10] a été utilisé pour simuler un VER cubique de sol dont l'état de contrainte est contrôlé au moyen de forces extérieures appliquées sur les parois de l'échantillon (voir Figure 1).

L'étude de la suffusion implique la modélisation d'un écoulement interne et la prise en compte d'interactions fluide/grains. Ce couplage est simulé ici grâce à un schéma numérique de type réseau de pores. Il s'agit du schéma PFV (Pore Scale Finite Volume) récemment implémenté dans YADE [4][2]. Ce schéma numérique permet de simuler un écoulement fluide et un transport de particules en trois dimensions en un temps de calcul raisonnable.

Pour un état de contrainte déformation donné, la stabilité mécanique du matériau granulaire considéré est estimée grâce au critère du travail du second-ordre. Un matériau est défini comme instable dans un état donné (caractérisé par sa microstructure et son état de contrainte) s'il existe au moins une direction de chargement incrémental pour lequel le travail du second-ordre est négatif. L'existence d'une telle direction signifie qu'il existe des conditions de chargement pour lesquelles le matériau peut être continument déformé sans apport extérieur d'énergie et peut passer d'un comportement quasi-statique à un comportement dynamique (transition inertielle). Pour un matériau instable mécaniquement, la rupture (au sens de la perte d'existence d'un état d'équilibre statique) est ainsi conditionnelle et ne se produit que pour des directions de chargement particulières. Pour les sols, et plus généralement tous les matériaux pouvant être décrits par une loi de comportement élasto-plastique non-associée, l'instabilité mécanique apparaît strictement avant d'atteindre la surface plastique limite (la droite de Mohr-Coulomb dans le plan (p, q) par exemple).

Malgré sa portée universelle, l'utilisation du critère du travail du second ordre n'est pas aisée car elle nécessite de tester toutes les directions possibles de sollicitations incrémentales. Dans cette étude l'ensemble des chargements incrémentaux est restreint au plan axisymmétrique des contraintes principales et est exploré grâce à des études directionnelles en contrainte comme illustré par la Figure 2. Différents incréments de contraintes $\underline{\delta\sigma}$ sont considérés et les incréments de déformation $\underline{\delta\varepsilon}$ résultant sont mesurés. En prenant le produit contracté doublement entre déformation et contrainte incrémentales, on calcule alors la valeur du travail du second-ordre $\delta^2 W_2 = \underline{\delta\varepsilon} : \underline{\delta\sigma}$ pour les différentes directions de sollicitations sous une forme circulaire comme illustrée sur la Figure 2. Dans ce type de diagramme, l'angle des coordonnées polaires caractérise la direction de la sollicitation incrémentale dans le plan axisymétrique des contraintes principales et le rayon des coordonnées polaires correspond à la valeur normalisée du travail du second-ordre $(W_2^{norm} = \frac{\delta^2 W_2}{||\underline{\delta\sigma}||||\underline{\delta\varepsilon}||})$ incrémentée d'un offset unitaire. Un exemple de diagramme est présenté sur la Figure 2. Si la courbe polaire

intersecte le cercle unité, le matériau est instable au sens du critère du travail du second-ordre, sinon il est dit stable.

Pour un matériau instable, l'ensemble des directions incrémentales pour lesquelles $\delta^2 W_2 < 0$ forme un cône d'instabilité. Il suffit alors d'appliquer au matériau un incrément de contrainte compris dans ce cône d'instabilité (en utilisant une variable de contrôle ad-hoc) pour provoquer sa rupture effective par transition inertielle. Dans les deux parties suivantes, les conséquences mécaniques de la suffusion sont analysées grâce à la combinaison de simulations DEM/PFV à l'échelle d'un VER et l'application du critère du travail du second-ordre.

3. ROLE STABILISATEUR DES PARTICULES LIBRES

Dans un matériau granulaire, seulement une petite fraction des grains reprend la grande majorité des efforts mécaniques. Les autres grains sont peu chargés et ne sont pas forcément indispensables pour reprendre le chargement mécanique à un instant donné. Ils peuvent en revanche être sollicités si le chargement évolue.

Afin de mettre en évidence le rôle particulier joué par les grains libres (et donc facilement mobilisables par un écoulement d'eau) d'un matériau granulaire, l'expérience numérique suivante a été considérée.

Un VER de matériau granulaire a été préparé et soumis à un essai triaxial drainé sous une pression de confinement $\sigma_0 = 100 \text{ kPa}$ jusqu'à un état de contrainte déviatorique $\eta = \frac{q}{p} = 0.45$ où p est la contrainte moyenne est q est le déviateur.

Pour cet état de contrainte, une étude directionnelle dans le plan axisymétrique des contraintes principales ($\sigma_{xx} = \sigma_{yy}$ dans le repère représenté sur la Figure 1) a été réalisée afin de mettre en évidence l'existence d'un cône d'instabilité visible sur la Figure 2. L'état de contrainte et de microstructure considéré appartient donc au domaine de bifurcation du matériau considéré. Il existe des directions de chargement incrémental pouvant conduire à la rupture effective du matériau. Ces chemins correspondent à un léger déconfinement du matériau pour un matériau sec comme illustré sur la Figure 2. Dans le cas d'une digue ou d'un barrage saturée en eau, cela peut correspondre à une brusque montée des pressions interstitielles (et donc diminution de la contrainte effective moyenne) comme par exemple lors d'une brusque montée du niveau de l'eau en amont.

A partir de l'échantillon préparé, deux évolutions artificielles de microstructure ont été imaginées. Une première évolution consiste à supprimer les particules libres de l'échantillon pré-contraint. Ces particules ne reprenant pas d'effort mécanique, leur absence n'empêche pas l'échantillon modifié de supporter le chargement mécanique imposé. La deuxième évolution de microstructure consiste au contraire à rajouter des particules libres dans les pores existants du matériau. Là encore, l'ajout de particules libres n'empêche pas l'échantillon modifié de supporter le chargement mécanique imposé. Les conséquences de ces deux modifications de microstructure ont ensuite été analysées en termes d'évolution de la stabilité mécanique. La Figure 3 montre l'existence dans les deux cas d'un cône d'instabilité, mais la largeur du cône est modifiée par le retrait ou l'ajout de particules libres. Plus le matériau comporte de particules libres, moins le cône est large, ce qui met en évidence le rôle stabilisateur des particules libres dans un matériau granulaire.

Ce rôle stabilisateur des particules libres a été mis en évidence dans Wautier et al. [12] et est illustré sur la Figure 4Figure 3. Il s'explique dans un formalisme continu par la capacité des particules libres à modifier les paramètres constitutifs du comportement plastique du matériau (non-associé dans le cas des matériaux granulaires). D'une part, les particules libres limitent le développement des déformations plastiques en se faisant piéger lorsque le squelette granulaire s'effondre, ce qui améliore les capacités d'écrouissage du matériau. Dans le cas où le chargement est anisotrope, les effondrements du squelette granulaire se produisent dans des directions privilégiées. En limitant ces effondrements directionnels, les particules libres contrôlent également la direction d'écoulement plastique non-associée de la loi constitutive du matériau. En revanche, n'étant pas impliquées initialement dans la transmission des efforts, elles ne contrôlent pas l'initiation des effondrements du squelette granulaire qui correspondent à l'activation de la plasticité.

En conclusion de cette première étude, on peut retenir que l'érosion hors du matériau de ses particules libres peut générer davantage d'instabilité mécanique alors qu'à l'inverse l'apport de particules libres dans le matériau va dans le sens d'une stabilisation mécanique.



Réponse mécanique en termes de contrainte (gauche) et de déformation volumique (droite)

Figure 1 : Définition d'un VER de sol non-cohésif et simulation DEM d'un essai triaxial drainé sous un confinement $\sigma_0 = 100 \ kPa$. La réponse mécanique est donnée en termes de ratio entre la contrainte déviatorique q et la pression moyenne $p : \eta = q/p$. Par la suite l'état pré-contraint à $\eta = 0.45$ est considéré.



Incréments de déformation meusurés

Figure 2 : Procédure d'analyse de stabilité mécanique basée sur l'annulation du travail du second-ordre (W_2) pour certaines directions de chargement incrémental. Le principe d'une étude directionnelle dans le plan axisymmétrique des contraintes principales ($\sigma_{xx} = \sigma_{yy}$) est donné à gauche. Sur la droite, le diagramme circulaire du travail du second-ordre est donné pour l'état de contrainte $\eta = 0.45$. Quelques chargements incrémentaux caractéristiques sont représentés. Un cône d'instabilité est visible proche de la direction correspondant au déconfinement de l'échantillon



Echantillon initial (grains libres en gris)

Figure 3 : Mise en évidence du rôle stabilisateur joué par les grains libres. L'ajout de grains libres se traduit par un rétrécissement du cône d'instabilité alors que leur retrait se traduit par un élargissement du cône d'instabilité.



Figure 4 : Schéma explicatif du rôle stabilisateur joué par les grains libres. En cas d'effondrement du squelette granulaire, l'absence de grains libres modifie l'intensité de la déformation plastique $\delta \varepsilon_p$ ainsi que la direction de l'écoulement plastique.

4. SIMULATION NUMERIQUE DE LA SUFFUSION ET CONSEQUENCES MECANIQUES

Les résultats exposés dans la section précédente ont été obtenus pour des évolutions artificielles de microstructure. Dans le cas d'un matériau soumis à un écoulement interne, l'écoulement d'eau provoque une évolution de la microstructure i) en transportant les particules libres du matériau sur des distances plus ou moins importantes selon leur taille par rapport aux dimensions des pores et constrictions du matériau [14], ii) en forçant une réorganisation des contraintes dans le matériau par l'application de forces fluides additionnelles sur les grains transmettant les efforts [13]. Les conséquences de ces évolutions microstructurelles en termes de stabilité mécanique sont plus difficiles à anticiper que les évolutions considérées dans la section précédente. Grâce au couplage fluide/grain PFV [4][2], il est possible de simuler ces évolutions à l'échelle d'un VER.

L'expérience numérique réalisée consiste à préparer (comme dans la section précédente), un VER de sol dans un état de microstructure et de contrainte instable au sens du critère du travail du second-ordre. Pour la granulométrie considérée ici (Figure 5), on choisit $\eta = \frac{q}{p} = 0.9$ dans un essai triaxial drainé sous une pression de confinement $\sigma_0 = 100$ kPa. A partir de cet état, un écoulement d'eau est simulé en considérant un gradient hydraulique I = 0.1 dans la direction transverse à la direction d'application de la contrainte déviatorique. Cette situation correspond qualitativement aux chargements mécanique et hydraulique auxquels est soumis un petit volume de sol localisé au cœur d'un barrage. Sous l'effet de l'écoulement, les grains libres du matériau sont mis en mouvement et sont soit extraits du VER, soit colmatés et piégés à l'intérieur du matériau. Une fois que plus aucun grain n'est en mouvement à l'intérieur du VER, l'écoulement d'eau est stoppé et la stabilité mécanique de la nouvelle microstructure est estimée grâce à une étude directionnelle en contrainte dans le plan axisymétrique des contraintes principales. L'expérience numérique réalisée est synthétisée sur la Figure 5.

La comparaison des diagrammes circulaires du travail du second-ordre pour les microstructures avant et après application de l'écoulement fluide est donnée dans la Figure 6. Pour le matériau considéré, le transport des particules fines est resté limité et cela se traduit à l'échelle du point matériel par une restabilisation du matériau sous l'effet de l'écoulement interne.

Cet effet stabilisateur du fluide s'interprète localement par la mise en contact des grains colmatés avec les chaînes de grains reprenant les efforts mécaniques. Ceux-ci peuvent alors plus facilement limiter le développement des déformations plastiques en cas d'effondrement de ces « chaînes de force ».



Figure 5 : Simulation DEM/PFV de la suffusion à l'échelle d'un VER de sol. L'échantillon est d'abord préparé dans un état de contrainte $\eta = 0.9$ comme dans la Figure 1 puis un gradient hydraulique I = 0.1 perpendiculaire à la direction de compression principale est appliqué pour mettre en mouvement les particules libres et forcer le réarrangement du réseau de transmission des efforts mécaniques. La microstructure résultante est présentée en bas à droite.



Figure 6 : Diagrammes circulaires du travail du second-ordre pour un état de contrainte $\eta = 0.9$ avant et après suffusion. L'évolution de microstructure induite par l'écoulement interne a fait disparaître le cône d'instabilité.

5. CONCLUSION ET PERSPECTIVES

Les résultats présentés ici restent du domaine de la recherche amont et ne permettent pour l'heure pas de formuler de nouveaux critères de susceptibilité à la suffusion basés sur l'apparition d'instabilités mécaniques. Ils mettent cependant en évidence la nécessité de reconsidérer les conséquences de la suffusion en termes d'instabilités mécaniques et pas seulement en termes de perte de fraction fine (instabilité granulométrique). La présence d'un écoulement interne induit des modifications de microstructure plus complexes que le simple retrait des particules fines d'un matériau, et qui peuvent parfois aller de façon surprenante dans le sens de la stabilité mécanique. L'analyse de la stabilité mécanique par le critère du travail du second-ordre montre également que les instabilités supplémentaires générées par le retrait de particules libres restent confinées pour quelques directions de chargement (dans un cône d'instabilité). Ainsi la rupture suite à une érosion massive des particules libre d'un matériau granulaire est conditionnée au type de chargement considéré. Autrement dit, seuls certains chargement bien choisis provoqueront la rupture effective du matériau mais pas tous. La direction du cône d'instabilité indique que les chargements axisymétriques préjudiciables correspondent à un léger déconfinement des matériaux (diminution de la pression effective moyenne). Dans le cas d'un barrage ou d'une digue saturée en eau, cela peut correspondre à une brusque montée des pressions interstitielles responsable une baisse de la contrainte effective moyenne. Il est à noter aussi que la suffusion induit des phénomènes susceptibles de modifier le champ de pression interstitielle et par conséquent la réponse de l'ouvrage à une sollicitation hydraulique : augmentation de perméabilité des matériaux érodés et/ou colmatage du matériau érodé ou des matériaux situés en aval de l'écoulement (dont le système de drainage éventuel). Ce couplage n'est pas étudié ici et méritera un travail spécifique à l'échelle de l'ouvrage afin d'analyser les conséquences de la suffusion sur la redistribution des pressions interstitielles et sur les modifications du champ de contraintes effectives qui pourront ou non correspondre à des directions instables au sens du travail du second-ordre.

Les résultats présentés viennent conforter les résultats expérimentaux obtenus par Aboul Hosn et al. [1] ainsi que Nguyen et al. [8] qui mettent en évidence au moyen d'essais triaxiaux drainés sur des sols érodés que la suffusion peut améliorer parfois la résistance mécanique du sol en ayant généré une réorganisation du squelette granulaire. En effet, lorsque le départ des fines n'est pas compensé par le tassement (le sol devient plus lâche), la résistance du sol est diminuée. A l'inverse, lorsque le tassement équilibre le départ des fines, la résistance du sol érodé est conservée ou même améliorée. Notons que dans tous les cas, il y a un tassement qui peut induire d'autres désordres par ailleurs pour l'ouvrage.

Ainsi les critères géométriques utilisés aujourd'hui pour empêcher l'apparition du phénomène de suffusion dans les digues et les barrages en remblais sont certainement conservatifs et il existe probablement des marges de sécurité résiduelles. Toutefois, à l'heure actuelle, il est encore trop tôt pour proposer des critères alternatifs focalisés sur les conséquences mécaniques de la suffusion. La justification de la tenue d'ouvrages hydrauliques ayant été soumis à de la suffusion passera vraisemblablement par le développement de lois constitutives incluant les effets déstabilisateurs ou restabilisateurs d'un écoulement interne et par l'identification des chargements incrémentaux préjudiciables pour l'ouvrage via par exemple l'utilisation du critère de stabilité du travail du second-ordre dans des calculs aux éléments finis à l'échelle de l'ouvrage.

RÉFÉRENCES ET CITATIONS

- Aboul Hosn R., Nguyen C. D., Sibille L., Benahmed N. and Chareyre B., 2017. Microscale analysis of the effect of suffusion on soil mechanical properties. In International Workshop on Bifurcation and Degradation in Geomaterials (pp. 117-124). Springer, Cham.
- [2] Bonelli S. (edt), Erosion des géomatériaux, erosion interne et de surface, Traité MIM série Risques Naturels, Hermès Science Publication, 416 p. (2012).
- [3] Bonelli S. (edt), Erosion in Geomechanics Applied to Dams and Levees, Wiley/ISTE, 388 p., 2013.
- [4] Chareyre B., Cortis A., Catalano E., Barthélemy E., 2012, Pore-scale modeling of viscous flow and induced forces in dense sphere packings. Transp. Porous Media 94(2), 595–615.
- [5] Hill R., 1958. A general theory of uniqueness and stability in elastic-plastic solids. Journal of the Mechanics and Physics of Solids, 6(3):236–249.
- [6] Kenney T. C. and Lau D., 1985. Internal stability of granular filters. Canadian geotechnical journal, 22(2), 215-225.
- [7] Kezdi A., 1979. Soil physic selected topics. Elsevier Scientific Publishing Co., Amsterdam. 160 pp.
- [8] Nguyen C. D., Benahmed N., Andò E., Sibille L., Philippe P. 2019. Experimental investigation of microstructural changes in soils eroded by suffusion using X-ray tomography, Acta Geotechnica, 14(3), 749-765.
- [9] Skempton A. W. and Brogan J. M., 1994. Experiments on piping in sandy gravels. Geotechnique, 44(3), 449-460.
- [10] Šmilauer V., et al., 2015. Yade Documentation 2nd edition. The Yade Project. http://yade-dem.org/doc/
- [11] Wan R., Nicot F. and Darve F., 2016. Failure in Geomaterials, a contemporary treatise. ISTE/Elsevier.
- [12] Wautier A., Bonelli S. and Nicot F., 2019. Rattlers contribution to granular plasticity and mechanical stability. International Journal of Plasticity, 112:172–193.
- [13] Wautier A., Bonelli S. and Nicot F., 2018 Flow impact on granular force chains and induced instability. Physical Review E, 98(4):042909.
- [14] Wautier A., Bonelli S. and Nicot F., DEM invetigations of internal erosion: grain transport in the light of micromechanics, International journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 43(1), 339-352.

JUSTIFICATION DE L'EFFICACITE DES FILTRES GRANULAIRES : DEVELOPPEMENT D'UN CRITERE DE FILTRE AFFINE

Justification of the effectiveness of granular filters : development of a refined criterion

Christophe PICAULT

Compagnie Nationale du Rhône CACOH, 4 Rue de Chalon sur Saône 69007 Lyon c.picault@cnr.tm.fr

Feda SEBLANY, Eric VINCENS

Université de Lyon - Ecole Centrale de Lyon LTDS, 36 Avenue Guy de Collongue 69134 Ecully <u>feda.seblany@doctorant.ec-lyon.fr</u> ; <u>eric.vincens@ec-lyon.fr</u>

MOTS CLEFS

Erosion, Filtre, Digue, Stabilité, Pore, Constriction

KEY WORDS

Erosion, Filter, Dike, Stability, Pore, Constriction

RÉSUMÉ

L'efficacité des filtres granulaires dans les ouvrages en remblais constitue un élément déterminant dans la justification de leur stabilité. Dans le cadre de la justification à l'érosion interne, le transport des particules fines est conditionné notamment par un critère hydraulique selon lequel l'écoulement doit être suffisant pour mettre les particules en mouvement, et un critère géométrique où le réseau poral doit avoir des dimensions permettant le passage des particules. En particulier, lorsque des évènements rares ou extrêmes engendrent des gradients internes importants (le critère hydraulique peut alors être atteint), la stabilité de l'ouvrage vis-à-vis de l'érosion interne sera très liée au critère géométrique, et donc notamment à l'efficacité du filtre, selon que celui-ci assure une rétention parfaite, partielle ou nulle. Les dimensions du réseau poral du massif filtrant dépendent principalement de la granulométrie du matériau considéré. Ainsi, c'est à partir des granulométries du matériau à retenir et du filtre qu'un critère de filtration a été établi par Terzaghi. Ce critère a connu des ajustements, notamment par une caractérisation plus fine en fonction du coefficient d'uniformité ou de la nature du matériau à filtrer. Néanmoins, ces critères n'intègrent pas deux paramètres importants : l'état de compacité du filtre granulaire et la géométrie des grains qui le constituent (grains sphériques ou allongés). Un critère de filtre basé sur la taille des pores et des constrictions du filtre a l'avantage de correspondre directement à la réalité physique du processus de filtration et donc d'intégrer ces paramètres de compacité du massif filtrant et de géométrie des grains. Un travail collaboratif entre l'Ecole Centrale de Lyon, l'Université Bauhaus-Weimar et l'Université de Queensland a permis d'établir un nouveau critère de filtre, basé sur la détermination de la taille des pores et des constrictions. Une expression de ce critère prenant en compte la densité relative du filtre et les courbes granulométriques du sol à protéger et du filtre est proposée pour une exploitation plus aisée par les ingénieurs. Une seconde phase d'étude en cours doit permettre d'intégrer la géométrie des particules pour affiner encore le critère.

ABSTRACT

The effectiveness of granular filters in earth structures is a key factor to ensure their stability and safety against internal erosion. In this context, the transport of fine particles is governed by a hydraulic criterion according to which the flow must be sufficient to move fine particles and a geometrical criterion where the poral network must have dimensions that permit the passage of the particles. Under extreme conditions, important hydraulic gradients can occur (the hydraulic criterion can then be reached). In this case, the stability of the structure with respect to internal erosion will be mainly related to the geometrical criterion, and thus in particular to the effectiveness of the filter, depending on whether it ensures perfect, partial or no retention. The dimensions of the void network within the filter depend mainly on its grading. Thus, the original filter criterion of Terzaghi has been designed on the basis of the particle size distribution (PSD) of both filter and base soil materials. Then, this criterion has been further developed and extended for different categories of base soils. Nevertheless, these particlebased criteria do not include two important parameters : the degree of compaction of the granular filter and the shape of the constitutive particles (spherical or elongated particles). A filter criterion based on the size of pore and constriction within the filter has the advantage of being more related to the underlying physical process of filtration and thus, taking into account both filter density and particle shape. A Collaborative study between Ecole Centrale de Lyon, Bauhaus-Weimar University and University of Queensland has allowed the development of a new filter criterion based on the determination of pore and constriction sizes. An analytical formulation of this criterion taking into account the relative density of the filter and the particle size distribution of the base soil and the filter, is then proposed for a quick assessment of internal erosion in engineering applications. In future researches, we aim to improve this constriction-based criterion to incorporate the shape of the particles.

1. INTRODUCTION

L'érosion (interne et externe) est le risque majeur de rupture des ouvrages hydrauliques en terre comme les barrages et les digues, en France et dans le monde [1, 2]. Lors du processus d'érosion interne, les particules d'un sol fin sont détachées par un écoulement et entraînées à travers les pores du sol constitutif de l'ouvrage ou de sa fondation. Pour empêcher cette migration, les barrages en remblai comportent fréquemment un filtre granulaire généralement placé en pied de parement aval et au contact avec le sol de fondation. L'objectif de cette couche de transition est de retenir les particules constitutives du sol tout en conservant une bonne perméabilité. Les filtres peuvent aussi être installés à postériori en recharge aval pour réparer un ouvrage déficient.

Les caractéristiques géométriques du matériau filtrant, notamment sa granulométrie, gouvernent sa capacité de rétention. Ainsi, le critère de Terzaghi [3] a établi des règles granulométriques pour guider la mise en œuvre des filtres granulaires. En s'appuyant sur une approche théorique et empirique, Terzaghi a montré qu'il existe un rapport entre le diamètre représentatif du filtre et un diamètre des particules du sol à protéger, au-delà duquel l'efficacité du filtre n'est plus garantie. Le critère ainsi proposé se présente comme suit : $D_{15}/d_{85} \le 4-5$ où D_{15} et d_{85} sont les diamètres des grains du sol dont 15% et 85% (en poids) sont inférieurs à ces tailles, pour le filtre et le sol de base (érodable) respectivement.

Par la suite, de nombreuses études empiriques ont été menées afin d'affiner ce critère. Par exemple, les travaux de Sherard et Dunnigan [4] étendent les recommandations de Terzaghi à d'autres types de sols. Ces critères granulométriques ont été ensuite améliorés par Foster et Fell [5]. Les ajustements ont souvent porté sur la nature et la teneur en fines du sol à protéger. Malgré leurs applications courantes, ces critères classiques ne tiennent pas compte de l'état de compacité du filtre granulaire, de son étalement granulométrique ainsi que de la géométrie des particules. Leur validité est ainsi restreinte à une gamme spécifique de sols testés en laboratoire.

La filtration des particules fines par un matériau granulaire est contrôlée par les étranglements connectant les différents pores, aussi dénommés constrictions (Fig. 1). Théoriquement, si ces constrictions sont plus grandes que les particules fines, ces dernières peuvent être transportées par un écoulement à travers le milieu poreux, alors qu'elles seront piégées au niveau des constrictions dans le cas contraire. Ainsi, de nouveaux critères s'appuyant sur la distribution des tailles de constriction (CSD pour Constriction Size Distribution) ont été proposés [6, 7]. Ces critères permettent de s'affranchir des problèmes liés au coefficient d'uniformité du matériau et du fait que la plupart des règles empiriques ont été obtenues sur des matériaux denses.

Dans ce contexte, cet article s'inscrit dans le cadre des travaux de thèse de F. Seblany qui ont été menés à l'Ecole Centrale de Lyon et portent sur le développement d'un critère de filtre basé sur la CSD pour les sols granulaires [8]. L'objectif était de mieux comprendre et décrire les phénomènes en jeu dans l'espace poral lors du processus de filtration afin d'établir rigoureusement le critère de rétention. Pour ce faire, une approche numérique basée sur la Méthode aux Eléments Discrets (MED) a été envisagée pour simuler le comportement des milieux granulaires. Le critère proposé a été ensuite validé à partir des résultats expérimentaux issus de la littérature.



Figure 1: La filtration dans le milieu poreux est contrôlée par les constrictions connectant les pores

2. GENERATION DES ASSEMBLAGES NUMERIQUES

La méthode des éléments discrets à l'origine développée par Cundall et Strack [9] est basée sur une représentation discrète du milieu étudié; c'est-à-dire que chaque grain, avec sa géométrie propre, est modélisé individuellement. De ce fait, elle s'avère être particulièrement intéressante pour étudier des matériaux granulaires. Plus précisément, le milieu granulaire sera interprété comme un milieu discontinu composé de grains interagissant entre eux sous l'influence des lois de la physique.

Cette étude utilise le code Yade [10] pour générer des échantillons composés de sphères rigides ayant une distribution granulaire et une porosité données. Les matériaux étudiés correspondent à des granulométries : serrée (UG), étalée (WG1, WG2) et lacunaire (GG1, GG2), avec des coefficients d'uniformité allant de 1,7 à 6 [8, 11]. Deux états de densité seront envisagés : lâche et dense.
Les bords latéraux des assemblages sphériques sont soumis à des conditions aux limites périodiques permettant d'une part d'annuler les effets de paroi (l'organisation des grains est contrainte par la géométrie même des parois), et d'autre part de réduire le nombre de particules à considérer et par la suite de réduire le temps de calcul. Un Volume Elémentaire Représentatif (VER) est ensuite sélectionné dans ces assemblages afin de déterminer les dimensions minimales de l'échantillon numérique menant à des mesures statistiquement représentatives.

La préparation de l'empilement consiste dans un premier temps à générer des grains dans un volume de calcul suffisamment grand pour empêcher tout chevauchement entre les particules. Ensuite, l'ensemble de grains est lâché sous l'effet de la gravité pour reproduire les conditions du protocole expérimental souvent utilisé sur site. Pour des informations plus détaillées sur le protocole de génération des échantillons, voir Seblany et al. [12] et le manuel de Yade [10].

3. CARACTERISATION DE L'ESPACE PORAL

Une fois l'équilibre mécanique de l'assemblage sous gravité obtenu, une caractérisation géométrique de l'espace poral peut alors être envisagée. A partir des centres des sphères placées dans l'étape précédente, un maillage tétraédrique via la triangulation de Delaunay est effectué. Le vide inclus dans chaque tétraèdre est censé représenter un pore (Fig. 2a), le volume de ce pore est alors caractérisé par la sphère inscrite maximale entièrement contenue dans l'espace des vides. Ensuite, les constrictions correspondant aux étranglements reliant des pores adjacents, seront cherchées sur chaque face du tétraèdre (un tétraèdre associé à un pore possède donc quatre constrictions). Leur taille correspond au plus grand disque inscrit entre les trois sphères sommets de chaque face [13] (Fig. 2b).

Cependant, ce schéma noté L₀, peut introduire une subdivision abusive de l'espace poral [14] car la discrétisation est artificielle. Pour affronter ce problème, un critère de fusion des tétraèdres voisins est proposé. Il consiste à éliminer les constrictions associées aux artéfacts géométriques de la partition de Delaunay, puis à analyser pour chaque pore si celui-ci interpénètre le pore du tétraèdre contigu et, le cas échéant, supprimer la constriction «artificielle» qui séparait ces deux pores [13] (Fig. 3). Ce critère (dénommé L₁) semble pertinent pour délimiter d'une manière satisfaisante et à l'échelle mésoscopique, les frontières géométriques des pores dans les assemblages sphériques.



Figure 2: (a) vue du volume du pore inscrit dans un tétraèdre constitué par quatre particules; (b) vue en coupe d'une face du tétraèdre avec représentation de la constriction inscrite entre les particules



Figure 3: Schématisation de la condition de fusion de deux pores (cas 1 : pores séparés par une constriction ; cas 2 et 3 : fusion des 2 pores interpénétrés, la constriction entre les deux pores n'ayant pas de sens physique en terme de filtration)

L'analyse statistique des résultats a révélé qu'environ 30% des constrictions ont été éliminées suite à cette fusion des pores, indépendamment de la densité et de la granulométrie du matériau étudié. Elle a également permis la mise en évidence de la taille de constrictions la plus représentée dans le milieu, la fusion ayant éliminé un second pic correspondant à une taille de constrictions artificiellement surreprésentée (Fig. 4a). Notons que seuls les matériaux à granulométrie discontinue ont conservé deux pics dans la distribution des tailles de constriction après ce traitement, ces pics étant alors porteurs d'un sens physique (Fig. 4b).



Figure 4: Densité de probabilité des tailles de constriction avant la fusion de certains pores (L₀) et après la fusion (L₁), à l'état lâche, pour: (a) matériau à granulométrie uniforme; (b) matériau à granulométrie discontinue. La ligne verticale grise représente la taille de constrictions la plus représentée.

4. ESSAIS DE FILTRATION NUMERIQUES

Afin d'établir une relation claire entre la CSD d'un matériau granulaire et le transport des particules fines à travers ce milieu, deux types d'essais de filtration ont été réalisés sous Yade : un essai sous gravité en condition sèche (le moteur du mouvement des particules fines lâchées au-dessus du filtre est donc la gravité), et un essai sous écoulement fluide (le moteur du mouvement des particules fines lâchées au-dessus du filtre est donc essentiellement le gradient de pression entre le haut et la base du filtre) [15]. Ces essais permettent d'identifier la taille maximale de la particule capable de franchir l'épaisseur du filtre, qui reflète l'ouverture du filtre.

Comme le parcours d'une particule fine est lié à une succession de confrontations avec des constrictions qu'elle doit franchir avec succès, l'épaisseur du filtre est calibrée en fonction du nombre de confrontations présentes sur un parcours unidirectionnel. Cette approche permet de rendre l'étude indépendante de la granulométrie et de la densité du filtre et du critère de fusion considéré. Une épaisseur de l'ordre de quarante pores moyens est alors choisie. Dans le premier type d'essais, des particules fines ayant une taille donnée sont initialement placées au-dessus du filtre puis relâchées successivement sous gravité, alors que dans le deuxième type d'essais, la gravité est remplacée par un gradient de pression constant.

La Figure 5 donne, à côté des distributions de tailles de constriction pour les critères de fusion L₀ et L₁, la distance maximale parcourue au sein du filtre. Cette distance est normalisée par rapport à l'épaisseur du filtre, ce qui veut dire que si cette distance vaut 1, la particule aura traversé complètement le filtre. Dans le cas contraire, c'est-à-dire si la particule est bloquée quelque part dans le filtre, cette distance sera strictement inférieure à 1.

Les essais sous gravité ont mis en évidence l'existence d'une taille critique à partir de laquelle la probabilité qu'a une particule de traverser la totalité de l'échantillon évolue rapidement (Fig. 5). Ces essais révèlent que cette taille correspond au diamètre de constrictions le plus représenté dans le milieu. Cependant, pour les essais de filtration sous sollicitation hydraulique, il a été constaté une tendance des particules à traverser des distances plus importantes au sein du filtre. En particulier, la taille maximale (critique) de la particule pouvant parcourir la totalité du filtre est plus grande (Fig. 5). Le fluide dirige en effet les particules hors du pore en choisissant les constrictions les plus ouvertes. Dans ce cas, 5% des particules dont le diamètre est inférieur au diamètre de constriction le plus représenté sont parvenues à transiter au travers du filtre. Dans le cas d'une sollicitation hydraulique, il apparaît donc que le diamètre de constrictions le plus représenté caractérise plutôt l'ouverture du filtre nécessaire pour éviter une migration excessive des particules.

Cette taille critique a été comparée avec les diamètres d'ouverture de contrôle du filtre relevés dans la littérature, et un bon accord a été trouvé avec la valeur rapportée dans l'étude expérimentale de Witt [16]. D'autre part, les résultats ont montré que ce diamètre d'ouverture correspond à la fraction 35% de la CSD indépendamment de la granulométrie et de la densité du matériau, en accord avec l'étude d'Indraratna et al. [6]. Pour plus amples informations, voir Seblany et al. [17].



Figure 5: Densité de probabilité des tailles de constriction avant la fusion de certains pores (L_0) et après la fusion (L_1) ; profondeur de pénétration normalisée par l'épaisseur de l'échantillon et obtenue à partir des essais de filtration sous gravité (ligne en pointillé) et taille critique correspondant aux essais de filtration sous fluide (marqueur bleu), à l'état lâche, pour: (a) une granulométrie uniforme; (b) une granulométrie discontinue. La ligne verticale grise représente la taille de constriction la plus représentée dans le milieu

5. VALIDATION EXPERIMENTALE

Dans une volonté d'estimer la taille d'ouverture de contrôle du filtre d_{OS} sans construire la courbe entière des tailles de constrictions, une méthode analytique tenant compte de la granulométrie du matériau filtrant et de son état de densité a été développée dans une étude antérieure [18]. La formule inspirée du modèle analytique de CSD [8] a été établie à partir des résultats des essais de filtration. Elle s'écrit comme suit :

$$d_{c}(P,e) = \frac{e}{e_{max}} \left(d_{cL}(P) - d_{c_{min}} \right) + d_{c_{min}}$$

Où d_c est la taille de constriction correspondant à la fraction granulométrique P, pour un matériau dont l'indice de vide vaut e (Fig. 6). d_{cL} correspond à la taille de constriction à l'état lâche caractérisé par un indice de vide maximal, e_{max} . $d_{c_{min}}$ est la plus petite taille de constriction possible, résultant d'un contact mutuel entre trois des plus petites particules de l'assemblage granulaire (Fig. 6). d_{cL} est calculé à partir de la relation suivante :

$$d_{cL} = 0.72 P d_{c4} + (1 - P) d_{c3}$$

Où d_{c3} et d_{c4} sont respectivement les tailles de constrictions formées par la réunion de trois ou quatre particules (configuration géométrique respectivement dense ou lâche) en contact mutuel. Ainsi, en choisissant D_{505A} (diamètre obtenu à partir de la courbe granulométrique en surface¹ et non en masse comme à l'accoutumé) comme taille caractéristique des particules du filtre pour des granulométries dont la densité de probabilité des tailles de constriction ne présente qu'un seul peut être approximé raisonnablement partir à de cette formule simplifiée [8]. pic (L₁), dos Par une analyse géométrique simple, d_{c3} est alors égal à $(2/\sqrt{3}-1)D_{50SA}$ et d_{c4} est égal à $(\sqrt{2}-1)D_{50SA}$. Pour des granulométries dont la densité de probabilité des tailles de constriction présente deux pics porteurs de sens physique (L₁), une bonne corrélation a été trouvée en prenant D555A comme taille caractéristique des particules du filtre pour calculer dos.

Le choix de prendre une granulométrie en surface semble être un compromis équilibré [19]. En effet, la « granulométrie en masse » augmente l'influence des grosses particules dans le matériau alors qu'elles sont peu nombreuses et participent à la construction de très peu de constrictions. A contrario, la prise en compte de la « granulométrie en nombre » exagère l'influence des petites particules dans le matériau. Physiquement, le contact entre particules pour former des constrictions se fait sur la surface de ces particules, et la validation experimentale montre que l'arrangement des particules dans l'espace est en lien avec la distribution des surfaces des particules constitutives du filtre.



Figure 6: Distribution des tailles de constriction (CSD) et taille minimale de constriction $(d_{c_{min}})$ résultant de l'association des trois plus petites particules de diamètre D_0 du matériau

Pour démontrer la validité de la formule ainsi proposée, une étude comparative a été menée avec une série d'essais expérimentaux sur des filtres à granulométrie uniforme et étalée, compactés à des densités élevées [6, 20-22]. Pour ces filtres, dos a été calculé analytiquement et présenté dans la Figure 7 par rapport au diamètre caractéristique du filtre dans le critère de Terzaghi, D₁₅. Cette figure inclut également les résultats correspondant aux matériaux étudiés dans ce travail. On peut noter que, pour des densités élevées, l'estimation analytique est en accord avec le diamètre d'ouverture de contrôle (D₁₅/4 ou 5) identifié dans la littérature [3, 4, 23]. Cependant, différentes valeurs de dos peuvent être associées à différents degrés de compactage. Cette corrélation est alors sensible à l'état de densité du filtre, ce qui n'a pas été pris en compte auparavant.

Une proposition d'un nouveau critère de rétention est par la suite établie, elle repose sur la taille d'ouverture de contrôle du filtre. Le critère peut être écrit comme suit :

 $d_{OS}/d_{85SA} \leq 1$

d_{855A} correspond à la fraction 85% de la distribution des tailles des particules en surface (les courbes granulométriques classiques sont données en masse). Cette représentation en surface considère implicitement la granulométrie et le coefficient d'uniformité du matériau de base, permettant ainsi d'améliorer les critères existants dans la littérature qui semblent être non-satisfaisants dans le cas des sols à granulométrie étalée [6, 24, 25].

L'applicabilité de ce critère a été ensuite vérifiée en se référant aux résultats expérimentaux relevés dans la littérature [6, 20-22]. Ainsi, le critère proposé offre une explication plausible concernant le choix de la taille représentative de l'ouverture du filtre, et constitue par la suite un outil précieux pour évaluer l'efficacité de la filtration des sols granulaires, quelle que soit leur granulométrie et densité.



Figure 7: Relation entre la taille d'ouverture de contrôle du filtre dos et D15 du filtre

¹La courbe granulométrique en surface peut être obtenue en discrétisant la courbe en masse en n classes de grains de taille représentative d_i et de probabilité d'occurrence $P_{M,i}$ et en passant par la relation suivante : $P_{SA,i} = \frac{P_{M,i}/d_i}{\sum_{i=1}^{n} P_{M,i}/d_i}$ ($P_{SA,i}$ est la probabilité d'occurrence en surface de la classe i).

6. CONCLUSIONS ET PERSPECTIVES

L'érosion interne est un sujet d'intérêt majeur, et la sécurité des ouvrages en remblai dépend d'une conception et d'une construction adéquate des systèmes de filtres mis en place pour réduire les risques associés à ces processus d'érosion. Les critères classiques de filtre ont été basés sur une règle empirique selon laquelle le filtre doit avoir une granulométrie compatible avec le sol à protéger. Cependant, ces critères ne permettent pas de tenir compte de l'état de compacité du sol, de l'étalement et du caractère éventuellement discontinu de sa courbe granulométrique. Les critères s'appuyant sur la CSD peuvent être alors une bonne alternative pour améliorer la compréhension des mécanismes physiques de la filtration.

Les essais de filtration numériques menés dans cette étude ont permis de caractériser l'ouverture du filtre, qui est la grandeur contrôlant la filtration pour des matériaux sphériques et dans un état de densité quelconque. Pour estimer cette taille critique, une solution analytique a été proposée considérant des paramètres pertinents, telles que la granulométrie et la densité du filtre. Il a été établi sur la base des données expérimentales que l'estimation du diamètre d'ouverture du filtre est satisfaisante.

Cette approche permettant de quantifier l'ouverture du filtre par une approche plus physique, elle peut être utilisée en conception d'ouvrages hydrauliques zonés pour dimensionner des filtres mais aussi en phase réparation pour dimensionner des recharges jouant le rôle de filtre. En phase diagnostic, elle permet aussi de mieux comprendre les possibilités de migration des particules dans le cas de l'érosion interne dans un ouvrage qui a été mal compacté ou composé de matériaux inadéquats.

En perspectives, d'autres études devront être entreprises pour étudier l'effet de la géométrie des particules sur la structure poreuse du milieu granulaire, et notamment sur la CSD. Ce travail se poursuit donc sur des empilements de particules polyédriques afin d'étudier les propriétés de filtration des sols granulaires à particules allongées, type alluvions, pour lesquels l'hypothèse de sphéricité n'est pas valide.

RÉFÉRENCES ET CITATIONS

- [1] ICOLD 2013. Bulletin on Internal Erosion of Existing Dams, Levees and Dikes and their Foundations, volume 1. International Commission on Large Dams.
- [2] Fry, J.-J., François, D., Marot, D., Bonelli, S., Royet, P., Chevalier, C. and Deroo, L. 2015. Etude de l'érosion interne: apport du projet ENIROH. In Vingt-cinquième congrès des Grands Barrages, pages 486-507
- [3] Terzaghi, K. 1922. Failure of dam foundations by piping and means for preventing it (in German). Die Wasserkraft, 17(24): 445-449
- [4] Sherard, J. L. and Dunnigan, L. P. 1989. Critical filters for impervious soils. Journal of Geotechnical Engineering, 115(7):927-947
- [5] Foster, M. and Fell, R. 2001. Assessing embankment dam filters that do not satisfy design criteria. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 127(5):398-407
- [6] Indraratna, B., Raut, A.K. and Khabbaz, H. 2007. Constriction-based retention criterion for granular filter design. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering 133(3): 266-276
- [7] Raut, A. K. and Indraratna, B. 2008. Further advancement in filtration criteria through constriction-based techniques. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 134(6):883-887
- [8] Seblany, F. 2018. Filter criterion for granular soils based on the constriction size distribution. PhD thesis, Ecole Centrale de Lyon.
- [9] Cundall, P.A. and Strack, O.D. 1979. A discrete numerical model for granular assemblies. Geotechnique 29(1): 47-65
- [10] Šmilauer, V., Catalano, E., Chareyre, B., Dorofeenko, S., Duriez, J., Gladky, A., Kozicki, J., Modenese, C., Scholtès, L., Sibille, L., Stránský, J. and Thoeni, K. 2010. Yade Documentation
- [11] Reboul, N., Vincens, E. and Cambou, B. 2010. A computational procedure to assess the distribution of constriction sizes for an assembly of spheres. Computers and Geotechnics 37(1): 195-206
- [12] Seblany, F., Homberg, U., Vincens, E., Winkler, P. and Witt, K.J. 2018. Merging criteria for defining pores and constrictions in numerical packing of spheres. Granular Matter 20:37
- [13] Reboul, N., Vincens, E. and Cambou, B. 2008. A statistical analysis of void size distribution in a simulated narrowly graded packing of spheres. Granular Matter 10(6): 457-468

- [14] Al-Raoush, R., Thompson, K. and Willson, C.S. 2003. Comparison of network generation techniques for unconsolidated porous media. Soil Science Society of America Journal 67(6): 1687-1700
- [15] Chareyre, B., Cortis, A., Catalano, E. and Barthélemy, E. 2012. Pore-scale modeling of viscous flow and induced forces in dense sphere packings, Transport in Porous Media 94(2):595-615
- [16] Witt, K. 1993. Reliability study of granular filters. Filters in Geotechnical and Hydraulic Engineering: 35-42.
- [17] Seblany, F., Vincens, E. and Picault, C. 2019. Constriction size distribution and equivalent opening size of granular filter, in: Y. Keh-Chia (ed.), Proceedings of the IX International Conference on Scour and Erosion, Taipei, London: CRC Press, pp. 27-32
- [18] Seblany, F., Vincens, E. and Picault, C. 2018. Simplified estimation of some main characteristics of pores and constrictions in granular materials. In: Bonelli S., Jommi C., Sterpi D. (Ed.) Internal Erosion in Earth dams, Dikes and Levees. Lecture Notes in Civil Engineering, 17:189-199. Springer, Cham
- [19] Humes, C., Lafleur, J. and Rollin, A. 1996. A new approach to compute the void size distribution curves of protective filters. In Proceedings of Geofilters, volume 96, pages 57-66
- [20] Lafleur, J. 1984. Filter testing of broadly graded cohesionless tills. Canadian Geotechnical Journal, 21(4):634-643
- [21] Indraratna, B., Dilema, E. and Vafai, F. 1996. An experimental study of the filtration of a lateritic clay slurry by sand filters. Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Geotechnical Engineering, 119(2):75-83
- [22] Indraratna, B. and Vafai, F. 1997. Analytical model for particle migration within base soil-filter system. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 123(2):100-109
- [23] Kenney, T., Chahal, R., Chiu, E., Ofoegbu, G., Omange, G. and Ume, C. 1985. Controlling constriction sizes of granular filters. Canadian Geotechnical Journal, 22(1):32-43
- [24] Sherard, J. L., Dunnigan, L. P. and Talbot, J. R. 1984. Basic properties of sand and gravel filters. Journal of Geotechnical Engineering, 110(6):684-700
- [25] Lafleur, J., Mlynarek, J. and Rollin, A. L. 1989. Filtration of broadly graded cohesionless soils. Journal of Geotechnical Engineering, 115(12):1747-1768

JUSTIFICATION D'UNE COTE DE DANGER SUPERIEURE AU NIVEAU D'ETANCHEITE D'UN OUVRAGE EN REMBLAI

Justification of a the level of danger of rupture that is higher than the waterproofing in an earthdam

Eric VUILLERMET BRL Ingéniérie eric.vuillermet@brl.fr

MOTS CLEFS

Erosion interne, crue extreme, régime transitoire, sureté

KEY WORDS

Internal erosion, exterm flood, transient seepage analysis, safety

RÉSUMÉ

Le barrage sur l'Agly est un barrage en enrochement dont l'étanchéité est assurée par un complexe pseudo-noyau – paroi moulée arasé à la cote des Plus Hautes Eaux (PHE). Le remblai supérieur à cette cote a été justifié par la détermination de la revanche.

L'étude de danger initiale a retenu comme cote de danger la crête de l'ouvrage en regard de la nature des matériaux mentionnés sur le profil type. Dans le cadre de l'instruction de l'étude par l'administration, il a été demandé de justifier ce choix.

La révision de l'étude hydrologique engagée suite à l'étude de danger a permis de vérifier que la côte atteinte par la crue de projet restait inférieure à la côte de l'étanchéité et d'évaluer la côte atteinte par la crue extrême de période de retour 100 000 ans.

Afin de qualifier le niveau de sûreté de l'ouvrage lors de l'atteinte de cette cote extrême, la démarche a consisté à mener une analyse des mécanismes de rupture liée à l'érosion interne du remblai sommital. La caractérisation du matériau s'est basé sur les données de chantier, les paramètres hydrauliques liés aux écoulements internes sont issus quant à eux, de calculs en régime transitoire, approche retenue du fait de la brièveté des crues de type méditerranéennes. Compte tenu de quelques incertitudes sur la perméabilité, des tests de sensibilité ont été entrepris.

Cette approche a permis de proposer une analyse de risques pour les différents mécanismes dont les résultats viennent étayer la justification d'une cote de danger.

ABSTRACT

The Agly Dam is a rockfill dam waterproofed by means of its pseudo-core cum diaphragm wall system that rises up to the elevation corresponding to the Highest Water Level (HWL). The fill above this level was justified due to the determination of the freeboard.

The initial risk assessment analysis established the danger level as being the elevation of the dam crest considering the type of materials described in the typical cross-section. When the authorities examined the initial assessment, they requested justification of this choice.

The review of the hydrological study following the risk assessment analysis verified that the level reached by the design flood was below the top of the waterproofing system and estimated the level reached by the extreme flood, i.e. the 100 000-year flood.

In order to classify dam safety in extreme flood circumstances, the approach consisted of analysing dam failure mechanisms related to the internal erosion of the fill in the top part of the embankment. The description of the material used was based on works data, while the hydraulic parameters for the internal flows were derived from unsteady state flow calculations, since this was the method chosen due to the short nature of Mediterranean floods. As there were a few uncertainties regarding permeability, sensitivity testing was carried out.

This made it possible to produce a risk analysis for the various mechanisms, the results of which confirm that the danger level is justified.

1. PRESENTATION DE L'OUVRAGE

Le barrage sur l'Agly est situé dans le département des Pyrénées Orientales (66) sur la rivière Agly. Le barrage a les fonctions d'écrêtement des crues et de soutien d'étiage. L'ouvrage a été réalisé d'octobre 1991 à septembre 1994. Sa première mise en eau a débuté en novembre 1994.

Le barrage sur l'Agly de classe A est un barrage zoné en remblai d'enrochements, dont l'étanchéité est assurée par une paroi moulée continue en béton plastique exécutée au sein d'un pseudo-noyau central et ancrée en fondation. La hauteur maximale du barrage est de 57 m au-dessus de ses fondations.



Figure 1 : Profil type – Niveau hydraulique Projet

Les remblais du barrage sont constitués essentiellement de gneiss, en provenance des terrassements et excavations nécessaires à l'exécution de l'évacuateur de crues. Ces remblais sont classés en 3 grandes familles :

- G1 : Un tout-venant de gneiss altéré, de couleur brun ocre, constitué essentiellement de zones de couverture, mais aussi de zones d'altération plus profondes, de fuseau moyen 0-300 mm (Dmax requis : 400 mm) ;

- G3 : des matériaux provenant des veines les moins altérées de couleur gris à gris-bleu, produisant après le tir un toutvenant d'enrochements relativement sains, dont la teneur en fines est à peu près nulle et la taille des plus gros éléments de l'ordre de 600 à 800 mm, du fait du niveau de fracturation ;

- G2 : entre ces deux catégories, on trouve en grande abondance une nature de matériaux à tous points de vue intermédiaire entre celles précédemment décrites : tout-venant de fuseau moyen 0-600 mm (Dmax accepté : 800 mm).

Le zonage du remblai de corps de digue est le suivant :

- Une zone centrale en matériaux peu perméables de type G1 ou dérivant de celui (G0),

- Une recharge amont perméable à drainante de type G2 ou G3,

- Une recharge aval perméable, de type G2.

La zone centrale se subdivise elle-même en une zone pseudo-trapézoïdale constituée de gneiss G1 écrêté à 80 mm (type G0) épaulée à l'amont d'une zone de matériau G1 non criblé.

La perméabilité en place de ce matériau G0 est restée inférieure à 5.10⁻⁶ m/s pour une valeur moyenne de 10⁻⁷ m/s.

Pour assurer l'étanchéité du corps du barrage, une paroi moulée centrale en béton plastique a été mise en œuvre depuis le remblai calé à la cote d'arase des PHE du projet, soit 180,50 m NGF.

Le couronnement du barrage sur l'Agly est illustré en Fig. 2 et se caractérise par :

- Un niveau d'arase calé à 184,00 m NGF, plus la contre-flèche longitudinale ;
- Une pente transversale vers l'amont de 2% ;
- Une largeur théorique en crête de 10 m.



Figure 2 : Détail du couronnement

Compte tenu de la largeur de la partie sommitale de la digue (de 25 à 10 m) entre la cote d'arase de la paroi moulée (180,50 m NGF) et la cote de crête (184,00 m NGF), et des matériaux constitutifs de granulométrie 0/100, il a été considéré à dire d'expert que le remblai situé entre le sommet de la paroi moulée et la crête peut subir sans dégradation préjudiciable une percolation temporaire.

De ce fait, dans un premier temps, il a été considéré que la cote de danger était supérieure à la cote d'arase de la paroi moulée (180,50 m NGF), et est prise égale dans cette étude à la cote de crête (184,00 m NGF).

2. LE CONTEXTE

Suite à la révision des études hydrologiques intégrant l'évaluation des crues extrêmes, et afin de répondre aux demandes émises lors de l'instruction de l'étude de dangers, nous avons engagé une démarche de justification de la non défaillance de l'ouvrage en cas de sollicitations de crues extrêmes.

2.1. Données d'entrée hydrologique et hydraulique

La révision des études hydrologiques nous a permis de réévaluer les niveaux de sollicitations hydrauliques pour différents événements hydrologiques et pour plusieurs modes de gestion de l'ouvrage.

Les principaux résultats sont donnés au travers de la figure suivante sachant que pour un événement nous pouvons définir un limnigramme de la retenue lors du passage de la crue considérée.



Figure 3 : Hydrologie – Distribution des cotes en fonction des périodes de retour des événements et du mode de gestion

2.2. Données d'entrée sur les matériaux

Concernant la caractérisation des matériaux constitutifs du remblai, en regard des valeurs minimales attendues précisées dans le dossier de conception, des valeurs issues des mesures de contrôle en phase de chantier, contrôle qui portaient essentiellement sur la granulométrie sur le site de production mais aussi sur la perméabilité du matériau en place, il a pu être proposer des paramètres jugés prudents pour les matériaux principaux.

Matériau	Perméabilité (m/s)
G0 : Gneiss altéré 0-80	10-7
G1 : Gneiss altéré 0-400	10 ⁻⁵
G2 : Gneiss altéré 0-800	10 ⁻⁴
G3 : Gneiss altéré 400-900	10 ⁻³
G4 : Gneiss altéré 80-300	10-6
Matériaux drainants	10 ⁻³
Paroi moulée	10 ⁻⁹

Tableau 1 : PHypothèses retenues pour les perméabilités des matériaux constitutifs du barrage

Pour le remblai sommital R1 situé au-dessus de la cote d'arase de la paroi moulée, de par sa fonction secondaire « remblai de fermeture », ses critères de définition étaient limités à un Dmax. Ce n'est qu'au travers de l'analyse des fiches de chantier de suivi du mouvement de terres journalier émises par l'Entreprise mais aussi par le Maitre d'œuvre, que l'on a pu identifier la nature des matériaux mis effectivement en œuvre : Il s'agissait de matériaux issus du stock de G1.

Matériau	Perméabilité (m/s)
R1 : Couronnement = G1	10-5

Pour ces matériaux, nous avons aussi à notre disposition les données granulométriques et/ou blocométriques du conforme de la production. Il s'agit d'essais sur stock de contrôle de production, d'essais issus des planches d'essai de compactage, et d'essais de contrôle sur remblai.



Figure 4 : exemple de contrôle granulométrique sur matériau G1

3. APPROCHE METHODOLOGIQUE ET JUSTIFICATION

3.1.La démarche

L'objectif de l'étude a été d'étudier la sensibilité des matériaux du couronnement du barrage sur l'Agly à l'érosion interne susceptible d'apparaitre lorsque le niveau de la retenue est supérieur à la cote du dispositif d'étanchéité (paroi moulée) et ainsi valider l'absence de risque en cas de crue dite extrême.

La situation extrême de crue a été prise pour un évènement de probabilité 10⁻⁵ soit une crue de période de retour 100 000 ans. Pour cet événement, il a été évalué dans l'étude hydrologique révisée, les cotes maximales atteintes soit : 182,20 m NGF – ou 183,30 m NGF en cas de fermeture de la vanne du pertuis. Compte tenu du régime de crue méditerranéen caractérisé par la brièveté des événements, il a été aussi retenu de considérer une approche en régime transitoire à partir d'une cote de remplissage de la retenue calée à la RN.

L'événement redouté identifié entrainant une défaillance de l'ouvrage au travers de la dégradation du remblai sommital est la rupture par érosion interne de ce remblai.

Pour la sollicitation extrême de crue, il a donc été analysé les différents mécanismes d'initiation de l'érosion interne pour le matériau de remblai sommital.

3.2.Les vérifications

3.2.1. Travail préliminaire

Les travaux préliminaires ont été de deux natures :

- Caractérisation des matériaux sur la base des données existantes
- Simulation du comportement hydraulique interne sous la sollicitation de crue

3.2.1.1. Les modèles géométrique et hydraulique

Les calculs d'hydraulique interne ont été menés à l'aide du logiciel SEEP de Geostudio.

Pour le modèle de calcul, le profil type du barrage appliqué au profil de plus grande hauteur a été retenu (Fig. 5).



Figure 5 : Modèle Hydraulique - Barrage sur l'Agly (Geostudio)

Les valeurs de perméabilité horizontales et verticales sont prises égales (coefficient d'anisotropie = 1), en retenant des valeurs caractéristiques prudentes correspondant aux exigences minimales du contrat de travaux, les essais de contrôle témoignant du respect de ces paramètres.

3.2.1.2. Conditions aux limites

La situation extrême de crue est simulée à partir d'un modèle hydraulique en régime transitoire.

Il a été extrait de l'étude hydrologique des crues un limnigramme correspondant à une situation extrême (Fig. 8).



Figure 6: Limnigramme de la crue extrême

Le potentiel hydraulique amont (Fig. 7) est donc introduit sous forme d'une fonction (régime transitoire) ou d'un potentiel fixe (régime permanent), tandis que le niveau aval sera considéré constant calé au potentiel aval dicté par le niveau de la rivière.



Figure 7: Conditions aux limites du modèle hydraulique

3.2.2. Vérification pour l'érosion de contact

En regard de la géométrie au droit du couronnement et de la nature des matériaux mis en œuvre, la vérification a été menée aux interfaces entre matériaux différents et granulométries différentes, soit :

- Matériau du couronnement (G1) Matériau du noyau (G0)
- Matériau du couronnement (G1) Matériau de la recharge aval (G2)

(Fig. 8).



Figure 8: Interfaces susceptibles d'être impactées par une érosion de contact

En regard de l'analyse des courbes granulométriques issus de contrôle d'exécution ou de production, le critère de rétention retenu $\frac{D15}{d85} \ll 4 \text{ ou } 5$ est vérifié [1], il n'y a donc pas de risque d'initiation d'érosion de contact entre le remblai de couronnement et le pseudo noyau, ni entre le remblai de couronnement et la recharge aval.

Il est conclu donc que l'initiation d'érosion de contact entre les matériaux du couronnement et les matériaux en sousface, dans le cas où un écoulement pourrait s'établir à travers le couronnement est très improbable.

3.2.3. Vérification pour l'érosion par suffusion

Pour le matériau constitutif du couronnement, les deux critères de Kenney et Lau ainsi que Kezdi, réunis par Li et Fannin [2] ont été analysés. Comme proposé par Li et Fannin, il est retenu que la sensibilité à la suffusion est avérée quand le matériau est réputé instable au phénomène par les deux méthodes. La vérification du caractère suffusif a donc été menée uniquement sur le critère généralisé de Li & Fannin.



Figure 9 : Synthèses des critères de Kezdi et Kenney & Lau par Li & Fannin [2]

Sont définis :

- F : le pourcentage massique des grains de taille inférieur à D (diamètre du tamis)
- et H : le pourcentage massique des grains de taille comprise entre D et 4D.

On retient une granulométrie « moyenne » sur le matériau (fig. 9 a) et les valeurs de H et F sont ainsi calculée pour tout point. Les valeurs obtenus sont alors tracées et comparées à la zone d'instabilité à la suffusion définie par Li & Fannin. (fig. 9 b)



Figure 10 : Application du critère de Li et Fannin

On retient donc que l'initiation de l'érosion de suffusion dans les matériaux constitutifs du couronnement, dans le cas où un écoulement pourrait s'établir dans le couronnement, est peu probable, selon le critère de Li & Fannin (Fig. 10).

3.2.4. Mécanisme d'érosion régressive

Afin de statuer sur le potentiel d'érosion régressive dans les remblais du couronnement, une simulation numérique a été réalisée à l'aide du module SEEP de Geostudio. Les calculs ont été menés en régime transitoire afin de prendre en compte l'effet temporaire de la mise en charge du couronnement.

Pour qu'il y ait initiation de l'érosion régressive, il faut que les deux conditions suivantes soient réunies :

- Les matériaux sont pulvérulents.
- Les écoulements diffus débouchent en talus aval, ou débouchent dans un milieu présentant des vides suffisants pour accueillir les particules érodées.

Le matériau constitutif du remblai de couronnement est considéré comme pulvérulent de par sa nature et sa pauvreté en matériau fin.

Les calculs hydrauliques permettent de vérifier la seconde condition.



Figure 11 : Evolution de la ligne piézométrique en fonction du temps

Les résultats (Fig. 11) montrent que, lors de la sollicitation par une crue extrême, les écoulements ne trouvent pas exutoires dans des milieux pulvérulents et ne débouchent pas en talus aval de l'ouvrage.

Dans cette démarche, il a été opté de mener des tests de sensibilité.

<u>Sensibilité sur la perméabilité du matériau</u> : Il est retenu une perméabilité 10 fois plus élevée. Les écoulements ne trouvent pas non plus d'exutoires dans des milieux pulvérulents (Fig. 12).



Figure 12 : Test de sensibilité : ligne piézométrique pour une perméabilité supérieure C2.05 – Justification d'un cote de danger supérieure au niveau d'étanchéité d'un ouvrage en remblai page 372

Sensibilité aux sollicitations :

Pour compléter cette analyse, il a été simulé le cas d'un régime permanent (cas A) mais aussi le cas d'un limnigramme de forme plus étalée (cas B).



Figure 13 : Test de sensibilité Cas A : calcul en régime permanent



Figure 14 : Test de sensibilité – Cas B : hydrogramme de crue modifié

Il a été conclu que l'initiation de l'érosion régressive dans la configuration actuelle est très improbable, l'absence de débouché des matériaux saturés ne permettant pas l'initiation de ce phénomène.

3.2.5. Erosion de conduit

Compte tenu de la nature pulvérulente du matériau G1, ce mécanisme a été écarté.

4. CONCLUSIONS

Cette démarche s'inscrit dans une approche de justification des cotes de dangers pour les barrages en remblai, démarche cherchant à aller au-delà du « à dire d'expert ».

La recherche des paramètres notamment des matériaux de fonction « marginale » pour le concepteur s'est appuyée sur les documents de chantiers pour réduire les incertitudes liés à la nature des matériaux.

Les tests de sensibilité nous apparaissent nécessaires compte tenu des incertitudes sur les paramètres mais aussi sur les modélisations en régime transitoire.

5. RÉFÉRENCES ET CITATIONS

- Terzaghi Principles of soil Mechanics Settlement and consolidation of clay Engineering news-record, vol 95 N°22, 1925
- [2] Li & Fannin Comparison of two criteria for internal stability of granular soil Canadian Geotechnical Journal vol. 45, 2008

CARACTERISATION DU CRITERE DE RUPTURE POUR UN REMBLAI NON SATURE EN CONDITION NORMALE D'EXPLOITATION

Characterization of the failure criterion of unsaturated embankment for steady-state condition

Olivier BORY¹, Salima BOUCHEMELLA^{2,3}, Thierry DUBREUCQ⁴, Jean-Marie FLEUREAU⁵, Jean-Jacques FRY¹, Said TAIBI²

¹EDF Hydro – Centre d'Ingénierie Hydraulique, 4 allée du lac de Tignes 73290 La Motte Servolex ²Laboratoire LOMC, CNRS UMR 6294, Université Le Havre Normandie ³Université Mohamed Cherif Messaadia, Dpt Génie Civil, Souk-Ahras ⁴IFSTTAR Nantes, Allée des Ponts et Chaussées 44344 Bouguenais ⁵Université Paris-Saclay, CentraleSupélec, Laboratoire MSSMat, 8-10 rue Joliot Curie, 91190 Gif sur Yvette <u>olivier.bory@edf.fr</u>; salima.bouchemella@univ-lehavre.fr; thierry.dubreucq@ifsttar.fr; jean-marie.fleureau@ecp.fr jeanjacques.fry@edf.fr; said.tabi@univ-lehavre.fr

MOTS CLEFS

Barrage en remblai, calcul de stabilité, résistance, critère de rupture, sols non saturés, succion, cohésion capillaire

KEY WORDS

Embankment dam, stability analysis, strength, failure criterion, unsaturated soil, suction, capillary cohesion

RÉSUMÉ

Les calculs de stabilité des barrages en remblai sont couramment menés en contraintes effectives avec les résistances mesurées sur les sols constitutifs du remblai parfaitement saturés. De nombreux remblais depuis leur mise en eau ont des piézométries rabattues par le filtre central et des déplacements stabilisés. Cette situation pérenne laisse à penser que la marge de sécurité est suffisante. Pourtant, certains d'entre eux ont des facteurs de sécurité inférieurs au seuil pratiqué actuellement pour le régime permanent. La question que pose ce paradoxe (la conjonction d'un bon comportement et d'un facteur de sécurité inférieur aux normes actuelles) est de savoir si le bon comportement ne provient pas de la non saturation, qui apporterait une cohésion capillaire stabilisatrice. Pour répondre à cette question, il est fait appel à de récentes recherches sur les sols non saturés. Trois modèles décrivant un sol non saturé sont présentés. Ils sont tous basés sur l'application du principe des contraintes effectives dans le domaine de la non saturation. Il s'agit, dans l'ordre chronologique d'apparition, du modèle présenté par Taibi dans sa thèse (1994), encadrée par les professeurs Biarez et Fleureau, du modèle de Lu (2014) qui s'appuie sur les travaux de Van Genuchten et du modèle récemment publié par T. Dubreucq dans le rapport de l'ANR TerreDurable (2019). Ces trois modèles sont ensuite appliqués à une étude de cas. Il s'agit de caractériser le remblai d'un canal en sol fin. Chaque modèle permet alors de déterminer un domaine possible de cohésion capillaire dans le matériau. Les résultats des trois modèles sont présentés et comparés entre eux. Ensuite la variabilité du sol en place, mesurée par les reconnaissances, est analysée. Elle est prise en compte par la connaissance des fourchettes de propriétés physiques (limites d'Atterberg, densité, teneur en eau). Enfin des propositions pour le choix de la valeur caractérisque de la cohésion ouvrent des prespectives d'application de ces approches pour les futures études de stabilité des remblais à réévaluer.

ABSTRACT

Stability analyses of embankment dams are commonly carried out under effective stress with the strengths measured on perfectly saturated soils. Many embankments since their impounding have piezometric heads folded down by the central filter and stabilized displacements. This long-term situation suggests that the margin of safety is sufficient. However, some of them have safety factors below the current steady state threshold, F=1.5. The question raised by this paradox (the combination of good behaviour and a safety factor below current standards) is whether good behaviour does not come from unsaturation, which would provide stabilizing capillary cohesion. To answer this question, recent research on unsaturated soils is used. Three models describing unsaturated soil are presented. They are all based on the application of the principle of effective stress in the field of unsaturation. These are, in chronological order of appearance, the model presented by Taibi in his PhD thesis (1994), supervised by Professors Biarez and Fleureau, Lu's model (2014) which builds upon generalizes Van Genuchten's work and the model recently published by T. Dubreucq in the ANR TerreDurable report (2019). These three models are then applied to a case study. This involves characterizing the embankment of a canal in fine soil. Each model then determines a possible range of capillary cohesion in the material. The results of the three models are presented and compared with each other. Then the variability of the soil in place, measured by investigations, is analysed. It is taken into account by knowing the ranges of physical properties (Atterberg limits, density, water content). Finally, proposals for the choice of the characteristic value of cohesion open up prospects for the application of these approaches for future stability studies of existing embankments.

1. INTRODUCTION

La stabilité d'un barrage en remblai est généralement étudiée avec les méthodes de calcul à la rupture (méthode des tranches et méthode cinématique). Ces méthodes nécessitent seulement la connaissance de l'ensemble des contraintes de rupture : le critère de rupture. A la condition de mesurer le critère de rupture, de le modéliser par une valeur caractéristique, représentative de la masse étudiée, et de prendre une marge de sécurité suffisante entre cette valeur caractéristique et celle des contraintes en place, ces méthodes n'ont pas été remises en question par l'expérience. Le choix des valeurs caractéristiques des résistances doit, d'après le premier principe des recommandations du CFBR, s'appuyer sur des valeurs mesurées à partir d'essais en place et d'essais en laboratoire, complétées par les enseignements de l'expérience (effet d'échelle, de viscosité et de rupture progressive). Cette communication cherche à appliquer ces principes, à la lumière de récentesrecherches et applications du principe des contraintes effectives dans le domaine de la non saturation.

Ainsi le deuxième chapitre est consacré à la présentation de trois modèles déterminant la résistance d'un sol non saturé à partir de l'extrapolation du principe des contraintes effectives de Terzaghi par Bishop. Le premier modèle ici considéré est celui de Taibi présenté dans sa thèse (1994), sous la direction des professeurs Biarez et Fleureau. Le second modèle est récent, il est établi par Lu (2014) qui généralise les travaux de Van Genuchten. Le troisième est tout nouveau, élaboré par T. Dubreucq dans le rapport du projet ANR TerreDurable (2019), il a été complété depuis.

Dans le troisième chapitre, ces trois modèles sont appliqués à une étude de cas. Il s'agit d'un remblai de canal construit en sol fin. La méthodologie de détermination des paramètres est détaillée. Les résultats en terme de cohésion apparente en contraintes totales sont comparés.

Le quatrième chapitre pose la question du choix de la valeur caractéristique à partir de l'analyse de la variabilité du sol en place. Il apparaît qu'un progamme conséquent de reconnaissances est nécessaire pour capturer la plage de variation des propriétés physiques et mécaniques du sol. Chaque modèle a la capacité de déterminer un domaine possible de cohésion dans le matériau. A partir de ces plages de variation pilotées par la variabilité du sol et des conditions aux limites, il est possible de choisir la valeur caractéristique de la cohésion.

Des propositions pour l'application future de ces approches pour les études de stabilité concluent cette présentation.

2. MODELES NON SATURES

2.1. Bref retour sur les travaux passés et en cours sur les sols non saturés

Deux approches différentes ont souvent été utilisées pour modéliser le comportement complexe des sols non saturés. La première approche, adoptée par de nombreux chercheurs, considère la contrainte totale nette (σ -u_a) et la succion (u_a-u_w) (où σ est la contrainte totale, u_a, la pression de l'air interstitiel, et u_w, la pression de l'eau interstitielle) comme deux variables indépendantes responsables des changements de résistance et de volume du sol [1]. Les modèles basés sur cette approche nécessitent un grand nombre de paramètres assez difficiles à identifier et surtout ne décrivent pas de manière satisfaisante la continuité du comportement du sol entre les domaines saturé et non saturé.

La seconde approche est basée sur le concept d'une contrainte effective unique contrôlant tous les aspects du comportement du sol. La contrainte effective est une combinaison de la contrainte totale et de la succion. Au niveau macroscopique, la contrainte effective σ' a été définie par Bishop [2] sous la forme tensorielle suivante :

$$\widetilde{\sigma'} = (\widetilde{\sigma} - u_a \, \widetilde{I}) + \chi (u_a - u_w) \, \widetilde{I}$$

(1)

où σ est la contrainte totale, χ est un scalaire égal à 1 pour un sol saturé et à 0 pour un sol complètement sec, et l est le tenseur unité. L'utilité de l'équation (1) a été limitée dans la pratique en raison des incertitudes sur la détermination de χ , sa dépendance à la succion, son unicité, etc. De nombreuses suggestions basées sur des expériences ont été faites pour donner une forme mathématique au paramètre χ . Ce dernier a été exprimé soit en fonction du degré de saturation du sol, soit en fonction de la succion.

Néanmoins, la notion de contrainte effective de l'équation (1) est toujours en discussion, notamment lorsqu'on s'intéresse aux déformations volumiques du sol (par ex. Jennings et Burland 1962, Matyas et Radhakrishna 1968, Wheeler et Sivakumar 1995, Cui et Delage 1996). Une des anomalies observées correspond à l'essai d'effondrement. Au cours de cet essai réalisé en diminuant la succion jusqu'à zéro à contrainte totale constante, la contrainte effective diminue et l'indice des vides devrait augmenter alors qu'en fait, il diminue. De plus, les résultats d'essais triaxiaux à succion contrôlée obtenus par Cui et Delage (1996) montrent que, lors du cisaillement, l'effet de la succion est opposé à celui de la contrainte de confinement : la déformation volumique est d'autant plus importante que la succion est faible. Wheeler et Sivakumar (1995) ont montré que le concept de contrainte effective n'était pas valable en examinant la valeur du volume spécifique à l'état critique. D'autres chercheurs, en utilisant une approche thermodynamique, ont montré que d'autres aspects comme le couplage hydromécanique, l'effet de l'hystérésis hydraulique et l'énergie interfaciale devaient être ajoutés à la formulation de la contrainte effective (par ex., Coussy et Dangla 2002).

Pour mieux comprendre et quantifier les interactions entre le squelette solide et les fluides interstitiels au sein de la matrice granulaire non saturée, de nombreux chercheurs se sont intéressés à la microstructure du sol. Des modèles constitutifs micro-macro basés sur la méthode des éléments discrets ont été utilisés pour reproduire le comportement de milieux granulaires, tels que les sables ou certains limons [3]. La méthode prend en compte la cinématique de chaque grain et les interactions entre particules (frottement, liaison capillaire, etc.). Ces modèles de force locale ont été implémentés dans des codes 3D d'éléments discrets afin d'évaluer l'influence de la cohésion locale sur le comportement mécanique d'un matériau granulaire. Les simulations à l'échelle macroscopique concernent les courbes de rétention d'eau et l'évolution de la cohésion dans un matériau granulaire non saturé. L'analyse des contraintes révèle la pertinence du tenseur des contraintes associé à des interactions attractives dans l'évolution de la contrainte de rupture et de la compressibilité en fonction de la succion.

En pratique, il n'est pas nécessaire de faire appel à des phénomènes supplémentaires ou des modélisations aux éléments discrets, car Biarez et al. 1994, Fleureau et al. 2003, Lu et al. 2007, 2010, Taibi et al. 2008, Coronado et al. 2016 ont démontré que la notion de contrainte effective pouvait être utilisée avec succès pour traiter deux problèmes particuliers :

- l'augmentation de résistance du sol avec la succion et la définition du critère de rupture,
- l'augmentation du module élastique du sol en fonction de la succion.

Taibi et al. [4] proposent une formulation de la contrainte effective, accessible à l'ingénieur, basée sur un modèle micromécanique simple prenant en compte les forces capillaires résultant de la présence de ménisques aux points de contact entre des particules sphériques de même diamètre. Depuis, d'autres formulations sont apparues. Celles de Taibi, Lu et Dubreucq sont développées dans les paragraphes suivants.

2.2.Modèle de Taibi/Fleureau (1994)

Le modèle est basé sur une approche microstructurale des forces d'interaction entre particules d'un sol granulaire modélisé à l'aide de sphères élastiques (Biarez et al. 1993 et 1994; Taibi 1994, Fleureau et al. 2003; Taibi et al. 2008 et 2011). Si on considère le cas régime pendulaire où la phase liquide est discontinue et la phase gazeuse continue, l'eau forme un ménisque aux points de contact entre les particules et la pression de l'eau est inférieure à la pression d'air (u_w <u a).

La force capillaire F_{cap} entre deux particules de diamètre d=2R est déduite des propriétés de l'interface solide-eau-air et de la géométrie du ménisque. Elle est définie comme la somme de la «force de succion», notée Fs, et de la «force de tension superficielle», notée F_{γ} , comme indiqué sur la Figure 1

$$F_{cap} = F_s + F_{\gamma} \tag{2}$$

Dans la cas de mouillabilité parfait des particules par l'eau, l'angle de raccordement du ménisque est nul (θ = 0). D'après la loi de Laplace, la force de succion F_s est égale à:

$$F_s = s.A = \gamma. \left(\frac{1}{r} - \frac{1}{l}\right) \cdot \pi. l^2$$
(3)

et la force de tension superficielle:

$$F_{\gamma} = 2.\pi.l.\gamma \tag{4}$$

Avec s : succion [kPa]; A : section du ménisque [m²], γ : Tension superficielle [N/m]; r, l : rayons de courbure principaux du ménisque [m],

Le passage à un milieu continu équivalent nécessite la définition d'un volume élémentaire représentatif (VER), composé d'arrangements réguliers de particules d'indice des vides e variant de 0,35 à 1,95 décrit par une function K(e). Ces arrangements réguliers de particules supposent la présence de ménisques au niveau de tous les points de contact entre particules. Cette hypothèse permet de définir un milieu idéalisé où règne une "contrainte capillaire" isotrope, notée σ_{cap} , définie comme le rapport entre la somme des forces capillaires et la section du VER dans une direction donnée:

$$\sigma_{cap} = \frac{\sum F_{cap}}{S_{VER}} \tag{5}$$

Avec
$$S_{REV} = K(e) \frac{d^2}{4}$$
 et $K(e) = 0.32e^2 + 4.06e + 0.11$ (6) et (7)

La contrainte capillaire s'exprime alors sous la forme analytique suivante:

$$\sigma_{cap}(s) = \frac{2\pi\gamma}{K(e)d^2} \left[2d + \frac{3\gamma - \sqrt{4\cdot\gamma \cdot d \cdot s + 9\gamma^2}}{s} \right]$$
(8)

Lorsque la succion tend vers l'infini, la contrainte capillaire tend vers une valeur maximale définie par:

$$\sigma_{cap_max} = \frac{4\pi\gamma}{K(e)d} \tag{9}$$





Figure 1 : Force capillaire entre deux

particules

En réalité, le problème est plus complexe car il existe bien des directions privilégiées où les ménisques sont supposés exister, notamment lors d'un chargement mécanique [5].

Lorsque le sol est saturé et la succion non nulle (succion inférieure à la succion d'entrée d'air), la contrainte capillaire est égale dans ce cas à la succion : $\sigma_{cap}(s) = s$. La figure 2 synthétise la variation de la contrainte capillaire en fonction de la succion depuis l'état saturé jusqu'à l'état quasi-sec.



Figure 2 : Evolution de la contrainte capillaire avec la succion

Le calcul de la contrainte capillaire nécessite la détermination du diamètre des particules à prendre en compte. Une méthode rationnelle consiste à définir ce paramètre à partir des courbes de drainage ou d'humidification définies dans les plans (e, s) et (s, w). Une valeur donnée de succion s₀ correspond à une teneur en eau donnée w₀ et un indice des vides e₀ (figure 3). A partir de ce triplet de valeurs, le modèle permet de calculer le diamètre caractéristique d_{c0} des particules assurant l'équilibre de cet état. Par conséquent, chaque point de la courbe conduit à une valeur spécifique du diamètre caractéristique d_c.





2.3.Modèle de Lu (2014)

Lu adopte le modèle de Bishop (1959)[2], qui généralise le principe de Terzaghi pour les sols non saturés, en prenant en compte la pression d'air interstitielle u_a , la pression d'eau interstitielle u_w négative et la portion de surface totale χ sur laquelle l'eau est appliquée, en proposant l'expression (10) :

$$\sigma' = \sigma - u_a + \chi (u_a - u_w) \tag{10}$$

Lu et Likos (2004) repartent de (10) et introduisent la contrainte capillaire pour aboutir à la formule (11) :

$$\sigma' = \sigma - u_a + \sigma_{cap} \tag{11}$$

Lu et al. (2014) [7] généralisent les travaux de Van Genuchten (1980) et Mualem (1976), en proposant de calculer la contrainte capillaire (3) à partir de la courbe de rétention capillaire, fixant (u_a-u_w) en fonction du degré de saturation effectif Se (4), lui-même défini à partir du degré de saturation S_r et du degré de saturation résiduel S_{res}

$$\sigma_{cap} = S_e \cdot (u_a - u_w) = \frac{S_e}{\alpha} \left[S_e^{\frac{n}{1-n}} - 1 \right]^{\frac{1}{n}}$$
(12)
$$S_e = \frac{S_r - S_{res}}{1 - S_{res}}$$
(13)

La Figure 4 présente les courbes de la contrainte capillaire en fonction du degré de saturation effectif, calculées par le modèle de Lu, pour quelques matériaux.



Figure 4 : Contrainte capillaire en fonction du degré de saturation effectif [7]

2.4. Modèle Terredurable (2019)

Le modèle de calcul à la rupture « TerreDurable », côté sec, conduit à la détermination de la cohésion capillaire C_{cap} induite par la succion d'un sol fin naturel au cours de son drainage, le sol étant initialement compacté à un optimum de compactage. Ce modèle s'attache à établir une correspondance entre le coefficient χ de Bishop, la succion s, le degré de saturation S_r et la compacité C du sol (volume solide sur volume total). L'angle de frottement interne ϕ' est supposé constant. La cohésion capillaire a ainsi pour expression : C_{cap} = χ s tan ϕ' . Sur le fond, le modèle repose sur la définition d'une teneur en eau volumique dite effective. Pour un exposé détaillé, on se reportera au guide ANR Terredurable (Boutonnier et al., partie 4, 2019) [8].

On porte sur la Figure 5 les relations pratiques qui en découlent. Dans un souci de simplicité et de calcul sécuritaire, seul le cas du sol fin sans retrait résiduel en drainage est ici présenté. Pour les sols fins compactés, l'expérience montre que l'entrée d'air, en présence d'air occlus, se situe à l'optimum de compactage (point O) associé au degré de saturation $S_{r air}$ et à la compacité C_{air} , avec n_{air} la porosité associée ($n_{air}+C_{air}=1$). $\theta_{air}=n_{air}S_{r air}$ est la teneur en eau volumique. De $S_{r air}$ à la saturation complète, χ vaut l'unité et la perméabilité à l'air y est nulle.



Figure 5 : Coefficient χ , en fonction du degré de saturation Sr et succion s dans un sol compacté, sans retrait.

Les courbes reportées sur la gauche de la Figure 5 rendent compte du comportement probable des trois sols fins : l'argile (< 2 μ m), le limon (2 μ m à 63 μ m) et le sable (63 μ m à 0,2 mm) (cf. NF EN ISO 17892-4). Le modèle introduit un exposant morphologique ω dans la relation qui lie le coefficient χ de Bishop et le degré de saturation normalisé par le degré de saturation S_{rair} à l'entrée d'air. Cet exposant se retrouve aussi dans l'expression de la succion en fonction de la teneur en eau volumique θ . L'exposant ω est de l'ordre de ½ pour le sable, 1 pour le limon et 2 pour l'argile. On pourra caler plus précisément cet exposant ω sur la courbe expérimentale de rétention s(S_r) du sol, après le premier coude correspondant à l'entrée d'air.

Sur la droite de la Figure 5, la relation entre χ et la succion normalisée par la succion d'entrée d'air s_{air} est unique pour ces trois sols, pourvu qu'ils aient la même compacité C_{air} à l'entrée d'air. Ces relations ont été validées sur de nombreux essais expérimentaux de la littérature rapportés dans le guide précité, essais réalisés sur des éprouvettes de laboratoire.



Figure 6: Cohésion capillaire réduite en fonction de la teneur en eau massique réduite selon la nature du sol, depuis l'entrée d'air à l'optimum de compactage, <u>sans retrait résiduel</u>.

La Figure 6 illustre l'augmentation de la cohésion capillaire avec le drainage pour le sable, le limon et l'argile, depuis l'entrée d'air à l'optimum de compactage, caractérisé par la teneur en eau massique w_{air}, la compacité C_{air}, la succion s_{air} et l'angle de frottement interne ϕ' . L'expression de la cohésion capillaire C_{cap} en fonction de la teneur en eau massique w, sans retrait résiduel du sol, s'écrit, puisque w = e.Sr.(γ_w/γ_s):

$$C_{\operatorname{cap}(0 < W \le W_{\operatorname{air}})} = \left(1 + C_{\operatorname{air}}\left(\left(\frac{W_{\operatorname{air}}}{W}\right)^{\omega} - 1\right)\right). \ s_{\operatorname{air}} \cdot \tan\phi'$$
(14)

$$C_{\operatorname{cap}(W_{\operatorname{air}} \le W \le W_{\operatorname{sat}})} = s \cdot \tan \phi' \tag{15}$$

où w_{sat} est la teneur en eau à l'état saturé. L'augmentation de la cohésion capillaire est d'autant plus rapide en drainage que le sol est argileux. Le modèle TerreDurable montre par ailleurs qu'un retrait résiduel du limon ou de l'argile entraîne une légère augmentation de χ à degré de saturation fixé, mais une augmentation significative de χ à succion fixée, et, de fait, une augmentation plus rapide de la cohésion capillaire en fonction de la teneur en eau massique. On se reportera au guide précité pour plus d'informations. La succion effective χ s sans retrait résiduel du sol constitue bien ici une borne inférieure.

3. ETUDE DE CAS

3.1. Matériau étudié

Les modèles précédemment développés sont appliqués à un remblai en marnes compactées, de classification GTR A1/A2 et LCPC argiles limoneuses ou limons argileux. Le fuseau granulométrique est donné dans le tableau 1.

diamètre	%< 2 μ	%< 20 μ	%< 80 μ	%< 2 mm	%<20mm
max	38	73	87	96	100
min	15	33	41	55	90

Identification/argilosité	WL	Wp	lp	lc	VBS	ρ_{s}	$\gamma_s = \rho_s.g$
	%	%	%	-	g/100g	t/m³	kN/m³
Valeurs moyennes	31,6	19	12,6	1,6	2,1	2,71	26,59

Tableau 1 : fuseau granulométrique du matériau étudié

Tableau 2 : paramètres d'identification – valeurs moyennes

γh	γd	W	Cair	n _{air}	e _{air}	Sr	φ'
kN/m³	kN/m³	%	-	-	-	%	٥
21,4	19,3	10,8	0,726	0,274	0,377	76,1	26,0

Tableau 3 : point de fonctionnnement moyen actuel (M)

OPN	ρd opn	Wopn	γd opn	Taux de	C _{opn}	n _{opn}	e _{opn}	Sr opn	Sopn
	t/m³	%	kN/m ³	compactage	-	-	-	%	kPa
OPN Moyen	1,87	12,8	18,34	1,05	0,690	0,310	0,449	75,8	110

Tableau 4 : optimum de référence moyen dans le diagramme Proctor

Référence : OPN Moven	n	ω	s _{air} kPa	α kPa⁻¹
, -	1,67	1,21	148	0,0067

Tableau 5 : paramètres des expressions de la succion selon Van Genuchten et Terredurable au point M, avec la référence OPNmoyen

3.2. Application du modèle de Taibi/Fleureau

Le modèle est appliqué en utilisant la relation de relation de Van Genuchten (1980), avec les paramètres du paragraphe 3.1, avec e = 0,377, et la courbe de rétention moyenne :

$$s = \frac{1}{\alpha} \left(\left(\frac{S_{r} - S_{r r \acute{e}s}}{1 - S_{r r \acute{e}s}} \right)^{\left(\frac{n}{1 - n} \right)} - 1 \right)^{\frac{1}{n}} \qquad \text{avec} \quad \alpha = 0,0067 \text{ et n} = 1.67 \tag{16}$$

Les résultats sont présentés ci-dessous. Une comparaison est proposée avec le modèle de Terredurable.

Il existe une différence importante entre les courbes des deux modèles, dont l'origine provient de l'évaluation de la succion à l'optimum. Pour réduire cette différence, des mesures d'abord en laboratoire sur des échantillons intacts et ensuite in situ sont conseillées.



Figure 7: Estimation de la cohésion capillaire selon le modèle Tabi et Fleureau

3.3. Application du modèle de Lu

L'application du modèle de Lu, avec les paramètres du paragraphe 3.1 est présentée sur la Figure 13 (courbe moyenne).

3.4. Application du modèle Terredurable

Sur la figure ci-dessous, on fait l'hypothèse simplificatrice que la ligne de compactage optimal est confondue avec la ligne d'isosaturation passant par OPN_{moyen}. L'experience montre que cette ligne est aussi la ligne d'entrée d'air. Or, dans le cas étudié, le point M se situe dans le voisinage immédiat de cette ligne de compactage optimal : il est confondu avec le point O du modèle.

Par sécurité, le calcul ne prendra pas en compte un retrait résiduel du sol depuis le point M.



Figure 8 : Référence Proctor moyen (OPN_{moy}) et point moyen actuel (M)

Par suite, si l'on ne dispose pas d'une courbe de rétention expérimentale, on part de la relation théorique de Van Genuchten (1980) pour la succion :

$$S = \frac{1}{\alpha} \left(\left(\frac{S_r - S_{r r \acute{e}s}}{1 - S_{r r \acute{e}s}} \right)^{\left(\frac{n}{1 - n} \right)} - 1 \right)^{\frac{1}{n}}$$
(17)

A n fixé, l'entrée d'air étant caractérisée par s = $s_{air} = 1/\alpha$, le degré de saturation associé vaut :

$$S_{r air} = 2^{\left(\frac{1-n}{n}\right)}$$
(18)

en retenant ici un degré de saturation résiduel nul : Sr résiduel = 0, par simplification. Lu (2014) a calculé effectivement des valeurs de l'ordre du pourcent pour nombre de limons.

Inversement, si le degré de saturation en O vaut : Sr air fixé, le paramètre n ajusté vaut :

$$n = \frac{Ln(2)}{Ln(S_{rair}) + Ln(2)}$$
(19)

d'où l'expression simplifiée de la succion de Van Genuchten asservie à l'entrée d'air Proctor au point O (n_{air} ; S_{rair} ; s_{air} =1/ α)

$$S_{\text{(Van Genuchten)}} = \frac{1}{\alpha} \left(S_r^{\left(\frac{n}{1-n}\right)} - 1 \right)^{\frac{1}{n}}$$
(20)

Prenons le cas de la référence Proctor moyen pour illustrer l'enchaînement des calculs. Si le degré de saturation en OPN_{moyen} vaut : $S_{r air} \approx S_{r opn moyen} = 0,758$, le paramètre n ajusté vaut :

$$n = \ln(2) / (\ln(0.758) + \ln(2)) = 1.67$$
(21)

La courbe représentative de la succion réduite s/s_{air} en fonction de S_r est représentée sur la figure suivante :



Figure 9 : Courbe de rétention de Van Genuchten au point M - Succion réduite en fonction du degré de saturation Or la succion en drainage depuis le point M s'écrit selon le modèle Terredurable, à compacité constante :

$$s = s_{air} \left(\frac{S_{r air}}{S_r}\right)^{2\omega}$$
(22)

Par identification (Figure 9), on déduit l'exposant morphologique ω par calage sur la courbe de tendance :

$$\omega = \frac{2,42}{2} = 1,21 \tag{23}$$

La succion à l'entrée d'air à l'Optimum Proctor Normal moyen (OPN_{moy}) d'après la corrélation reposant sur la limite de liquidité W_L (Fleureau, 2002) vaut:

$$s_{opn} = 0,118 W_L^{1,98} = 0,118(31,6)^{1,98} = 110 \text{ kPa}$$
 (24)

Selon le modèle Terredurable, la succion d'entrée d'air au point M=O peut être déduite de celle en OPN_{moy}. par :

$$s_{air} = s_{opn} \left(\frac{\theta_{opn}}{\theta_{air}}\right)^{2\omega} = s_{opn} \left(\frac{n_{opn}}{n_{air}}\right)^{2\omega}$$
, car ici $S_{r air} \approx S_{r opn}$

Et Le calcul conduit à :

$$s_{air} = 110 \left(\frac{0.31}{0.274}\right)^{2x1,21} = 148 \text{ kPa}$$
 (25)

D'où le paramètre α de Van Genuchten : $\alpha_{(nair)} = 1/148 = 0,0067$ et l'expression complète de la courbe de rétention passant par M :

$$s = \frac{1}{0,0067} \left(S_r^{\left(\frac{1,67}{1-1,67}\right)} - 1 \right)^{\frac{1}{1,67}}$$
(26)

4. **REFLEXION SUR LA VARIABILITE**

Les trois modèles détaillés précédemment ont été appliqués avec les propriétés moyennes du matériau. Cela permet de comparer ces approches et de vérifier leur cohérence. Mais le matériau constitutif de l'ouvrage a une variabilité qui a une énorme influence sur les résultats, que ce chapitre veut illustrer. La variabilité est abordée par une étude de sensibilité, en considérant les valeurs extrêmes des propriétés. Ainsi la plage de w_L est d'abord recherchée, l'IP et les optima Proctor associés à ces limites sont ensuite déterminés. Enfin la plage de teneur en eau est prise en considération.



Figure 10 : Plages de variation des teneurs en eau et des références Proctor de compactage

Identification/argilosité	WL	Wp	Ip	lc	VBS	ρs	$\gamma_s = \rho_s.g$
	%	%	%		g/100g	t/m³	kN/m ³
w∟ basse	25		8				
w∟ moyenne	31,6	19	12	1,6	2,1	2,71	26,59
w∟ haute	38		16				

Tableau 6 : paramètres d'identification : valeurs extrêmes et moyennes

OPN	$ ho_{d opn}$	W_{opn}	γd opn	Taux actuel de	Copp	Nonn	Popp	
	t/m³	%	% kN/m ³ compa		Copin	rioph	Сорн	
OPN max	1,93	11,5	18,93	1,02	0,712	0,288	0,404	
OPN Moyen	1,87	12,8	18,34	1,05	0,690	0,310	0,449	
OPN min	1,76	16,5	17,27	1,12	0,649	0,351	0,540	

Tableau 7 : coordonnées des 3 optima de référence dans le diagramme Proctor

	$S_{ropn} = S_{rair}$	Sopn	n	w	Sair	α
	%	kPa			kPa	kPa⁻¹
OPN max	75,6	69	1,67	1,21	78	0,0128
OPN Moyen	75,8	110	1,67	1,21	148	0,0067
OPN min	81,3	158	1,43	1,73	371	0,0027

Tableau 8 : paramètres des expressions de la succion selon Van Genuchten et Terredurable

Enfin, la plage de valeur de teneur en eau probable est prise comme la moyenne mesurée par les reconnaissances w = 10,8%, plus ou moins un écart type de 2%. Ce qui donne : $w_{min} = 8,8\%$ et $w_{max} = 12,8\%$.

4.1. Modèle Terredurable

La porosité est supposée constante jusqu'à la teneur en eau massique saturée $w_{at} = 14,2 \%$ (Point Q, figure ci-dessus) dans le domaine quasi saturé : $S_{r air} \le S_r \le 1$. On justifie cette hypothèse au vu des mesures expérimentales de Ferber (2006) portant sur les indices des vides avant et après humification sous contrainte, sur le limon de Goderville, depuis un état hydrique proche de l'OPN. L'étendue des limites de liquidité W_L indique que l'on a affaire à un sol limoneux. Cette hypothèse simplificatrice n'est plus vraie pour les argiles qui peuvent présenter des gonflements en humidification. Il vient par suite les caractéristiques des entrées d'air selon les trois références Proctor :

Entrées d'air	Omin	Omoyen	O _{max}
Sr air	0,813	0,758	0,756
S/Sair	1	1	1
s _{air} (kPa)	371	148	78
C _{cap air} (kPa)	181	72	38
W _{air} (%)	11,5	10,8	10,7

Tableau 9 : Caractéristiques des entrées d'air selon les trois références Proctor

Dans le cas de la référence Proctor moyenne (OPN_{moy}), les expressions numériques de la cohésion capillaire C_{cap} s'écrivent dans l'intervalle : 0 < W=e.Sr.(γ_w/γ_s) \leq W_{sat} :



Figure 11 : courbes de rétention selon les trois références Proctor

$$C_{\text{cap}(O_{\text{moyen}})(0 < W \le 10,8\%)} = \left(1 + 0.726\left(\left(\frac{10,8}{W}\right)^{1,21} - 1\right)\right) \cdot 148 \cdot \tan(26^\circ) \quad (kPa)$$
(27)

$$C_{\text{cap}(O_{\text{moyen}})(10,8\% \le W \le 14,2\%)} = \frac{1}{0,0067} \left(\left(\frac{2,65}{0,377}, \frac{W}{100}\right)^{\left(\frac{1,67}{1-1,67}\right)} - 1 \right)^{\overline{1,67}} \cdot \tan(26^{\circ}) \quad (kPa)$$
(28)

D'où les courbes représentatives C_{cap}(W) pour les trois références Proctor (Figure 12). La surface orange représentée sur les figures 10 et 11 est la plage de variation des cohésions capillaires locales dans le remblai. La valeur moyenne de cette cohésion dans le remblai correspond au point M de la courbe moyenne.





Figure 12 : Cohésion capillaire en fonction de la teneur en eau massique et ses variations possibles – modèle Terredurable

Figure 13 : Cohésion capillaire en fonction de la teneur en eau massique et ses variations possibles - modèle de Lu

4.2.Modèle de Lu

Le modèle de Lu est appliqué avec les mêmes jeux de paramètre. Le point de fonctionnement M présente une valeur plus faible que celle du modèle Terredurable, et le domaine possible estimé de la cohésion capillaire est légèrement différent (Figure 13).

4.3. Impact de la variabilité sur le choix de la valeur caractéristique de la cohésion caractéristique

La plage de variation de la cohésion est très étalée : sa valeur varie d'un ordre de grandeur. La valeur caractéristique ne peut être la moyenne pour trois raisons :

la surface de glissement va d'une part passer par les éléments les plus faibles et d'autre part, les éléments les plus forts peuvent casser si des déformations croissantes leurs sont imposées.

l'influence des conditions climatiques affecte les valeurs en surface et les mesures de teneurs en eau doivent être faites au cours de la saison humide et réitérées pour vérifer l'absence d'évolution.

les ouvrages sont parfois tellement longs qu'il est non seulement nécessaire de les représenter par des tronçons homogènes, mais aussi de débusquer les profils les plus humides. Une reconnaissance géophysique au pas de 40 m est conseillée.

L'importance de la variabilité est telle qu'à l'heure actuelle il est prudent de choisir la valeur caractéristique en dessous de la moyenne moins deux écarts-types et proche de la valeur minimale trouvée par l'étude de sensibilité. Dans l'étude de cas, la valeur caractéristique serait entre 12 kPa et 20 kPa suivant les modèles.

5. CONCLUSION

Cette étude montre qu'il existe un cadre théorique pour déterminer la cohésion capillaire des remblais. Ce cadre peut être appliqué à la détermination de la cohésion caractéristique en place d'un remblai. Il complète les essais triaxiaux drainés non saturés et explique la variabilité de leurs résultats. Le choix de la valeur caractéristique reste délicat, exige actuellement de la prudence et demandera de l'expérience. Dans l'attente de ce retour d'expérience, les approches présentées sont les préalables à une étude de sensibilité de la stabilité générale en condition normale.

RÉFÉRENCES ET CITATIONS

- [1] Fredlund, D.G., Morgenstern, N.R. (1977). Stress state variables for unsaturated soils. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 103
- [2] Bishop, A.W. (1959). The principle of effective stress. Teknisk Ukeblad I Samarbeide Med Teknik
- [3] Scholtès, L., Chareyre, B., Nicot, F., Darve, F. (2009). Micromechanics of granular materials with capillary effect. International Journal of Engineering Science 47, 64–75
- [4] Biarez, J., Fleureau, J.M. & Taibi, S.(1994) Critère de résistance maximale des sols non saturés : Approche expérimentale et modélisation. Proc. 13th Int. Conf. on Soil Mech. And Found. Eng., New-Delhi, Oxford & I.B.H. Pub. co. 385-388.
- [5] Duriez, J., Eghbalian, M., Wan, R., Darve, F. (2017). The micromechanical nature of stresses in triphasic granular media with interfaces. Journal of the Mechanics and Physics of Solids. Volume 99, Pages 495-511
- [6] Lu, N., and Likos, W. J. (2004). Unsaturated soil mechanics, Wiley, New York
- [7] Lu, N., Kaya, M., and Godt J W (2014) "Interrelations among the Soil-Water Retention, Hydraulic Conductivity, and Suction-Stress Characteristic Curves" J. Geotech. Geoenviron. Eng., ASCE
- [8] Boutonnier et al. (2019), Conception et construction en sols fins, Enseignements du projet ANR TerreDurable et retour d'expériences, Presses des Ponts, ISBN :978-2-85978-522-2, 512 pages.

ANALYSE DES MONTEES DE PRESSION D'EAU DES BARRAGES EN TERRE AVEC PRISE EN COMPTE DE LA NON SATURATION

Analysis of pore-pressure build-up of embankment dams including unsaturated soil behavior

Luc BOUTONNIER, Dino MAHMUTOVIC

Egis, 3, rue du Docteur Schweitzer, 38180 Seyssins luc.boutonnier@egis.fr; dino.mahmutovic@egis.fr

Marc KHAM, Vinicius ALVES FERNANDES EDF R&D, 7 bd Gaspard Monge, 91120 Palaiseau marc.kham@edf.fr; vinicius.alves-fernandes@edf.fr

Philippe KOLMAYER, Jean-Jacques FRY EDF Hydro CIH 4 Allée de Tignes La Motte Servolex 73 290 philippe.kolmayer@edf.fr ; jean-jacques.fry@edf.fr

MOTS CLEFS

Barrage en terre, terres, sol non saturé, pression interstitielle, construction, vidange rapide, séisme, sollicitations cycliques

KEY WORDS

Embankment dams, earth, unsaturated soil, pore pressure, construction, quick drawdown, earthquake, seismic loading

RÉSUMÉ

L'ANR a financé le projet Terredurable pour développer un cadre d'analyse des sols fins afin d'approfondir et améliorer leur mise en place. Les recherches s'appuient sur un modèle prenant en compte l'air occlus après compactage pour estimer la compressibilité du fluide interstitiel équivalent [5]. Ce modèle permet d'estimer le coefficient r_u pendant la construction, les cas de vidanges rapides et le comportement des barrages en sols fins sous sollicitations sismiques. Cette communication rapporte une synthèse des exercices de validation effectués par Egis et EDF sous chargement statique avec la modélisation de la construction du barrage de Mirgenbach et sous chargement dynamique avec la modélisation dynamique du barrage d'Aratozawa. Le cas de la vidange rapide est évoqué sans être traité. Ces différents exemples permettent de discuter l'intérêt de la méthode sur différents types de sollicitations.

Pour les ouvrages en construction, la méthodologie pour estimer r_u dans la fondation ou le corps du barrage se base sur des essais de mécanique des sols classiques (mesures de B à l'oedomètre et au triaxial) qui peuvent être dépouillés avec la théorie des sols quasi-saturés. Il faut néanmoins veiller à la représentativité des éprouvettes, en particulier pour les sols compactés où la préparation en laboratoire peut ne pas être représentative de la structure et du degré de saturation initial en place après compactage : en conséquence le prélèvement et l'écrasement d'éprouvettes sur planche d'essai est recommandé pour justifier les hypothèses de projet.

Pour les ouvrages en service, les paramètres du modèle quasi-saturé peuvent évoluer au fil de l'exploitation, conduisant à une réduction progressive de la teneur en air. Des travaux théoriques existent [11] pour calculer la compressibilité effective de l'eau, mais il reste surtout à développer une méthode in situ pour la mesurer.

ABSTRACT

The ANR funded the Terredurable project to develop a framework for the analysis of fine soils in order to deepen and improve their use in earth works. The research is based on a model that takes into account trapped air after compaction to estimate the compressibility of the equivalent interstitial fluid [5]. This model makes it possible to estimate the coefficient r_u during construction, the cases of rapid emptying and the behaviour of embankments clayey dams under seismic loading. This paper summarises the validation exercises carried out by Egis and EDF under static loading with the modelling of the construction of the Mirgenbach dam and under dynamic loading with the dynamic modelling of the Aratozawa dam. The case of rapid emptying is mentioned without being treated. These different examples allow the interest of the method to be discussed on different types of loads.

For structures under construction, the methodology for estimating r_u in the foundation or body of the dam is based on conventional soil mechanics tests (B measurements during oedometer and triaxial tests) that can be analysed using the theory of near-saturated soils. However, care must be taken to ensure the representativity of the specimens, especially for compacted soils where the laboratory preparation may not be representative of the structure and initial saturation level in place after site compaction: therefore, sampling and shearing of specimens from field compaction trial tests is recommended to justify the project assumptions.

For structures in service, the parameters of the quasi-saturated model may change as the operation progresses, leading to a gradual reduction in air content. Theoretical work exists [11] to calculate the effective compressibility of water, but above all it remains to develop an in situ method for measuring it.

1. INTRODUCTION

L'évolution des pressions interstitielles dans les barrages en terre est une problématique récurrente dans l'analyse de stabilité pendant la construction, en vidange rapide ou en cours de séisme.

Les recherches du projet Terredurable s'appuient sur un modèle prenant en compte la non saturation et l'air occlus pour estimer la compressibilité du fluide interstitiel équivalent. Le modèle a déjà été présenté et appliqué à la génération de pression dans les fondations argileuses de barrages [5]. Cette communication rapporte une synthèse des exercices de validation effectués par Egis et EDF sous chargement statique avec la modélisation de la construction du barrage de Mirgenbach et sous chargement dynamique avec la modélisation dynamique du barrage d'Aratozawa. Le cas de la vidange rapide est évoqué sans être traité. Ces différents exemples permettent de discuter l'intérêt de la méthode sur différents types de sollicitations.

2. RAPPEL DU MODELE DE SOL QUASI SATURE

Le modèle a été développé initialement par[2],[3] sur une sollicitation oedométrique ou isotrope. Dans le cadre du projet ANR Terredurable, la méthode a été généralisée par [12]. Elle est décrite en détail dans l'ouvrage de synthèse « conception et construction des ouvrages en sols fins » [4]. Ce chapitre en fait une brève synthèse.

Le modèle quasi-saturé s'applique lorsque l'air est occlus. L'air est considéré occlus à partir de l'optimum de compactage (woPN), pour toute teneur en eau à droite de la ligne optimale de compactage dans le plan teneur en eau et densité de Proctor (le domaine à gauche de la ligne optimale de compactage est appelé D1, il est peu pratiqué dans le compactage des barrages). Le modèle permet de prévoir la réponse non drainée du sol sous chargement ou déchargement monotone ou sous sollicitation cyclique, pour tout état initial au delà de woPN, quelle que soit la pression d'eau uw ini plus petite que la pression d'air (succion s dans le domaine D2) ou positive (domaine D3).



Figure 1 : position des domaines D1, D2 et D3 dans le diagramme Proctor. Le domaine D1 (air libre) est séparé du domaine D2 (air occlus avec succion) par la ligne optimale de compactage. Cette ligne correspond à l'entrée d'air. Les pressions interstitielles positives avec air occlus (domaine D3) apparaissant sous un certain niveau de chargement.

Le calcul est basé sur le principe des contraintes effectives de Terzaghi, valable dans le domaine où l'air reste occlus. La loi de comportement du squelette peut être quelconque : elle doit être adaptée au type de sollicitation (chargement monotone, chargement ou déchargement avec écrouissage, sollicitation cyclique, etc.).

Dans le domaine de l'air occlus où la succion est présente (domaine D2), on suppose la linéarité entre degré de saturation et pression d'eau :

$$S_{r}(u_{w}) = S_{re} - \frac{u_{w}}{u_{w air}}(S_{re} - S_{r air})$$

Avec :

 S_{re} : degré de saturation pour une pression d'eau nulle

 S_{rair} : degré de saturation à l'entrée d'air (< 1 du fait de la présence d'air occlus), c'est-à-dire à l'optimum de compactage S_{rOPN}

 u_{wair} : pression d'eau à l'entrée d'air (pression à l'optimum de compactage u_{wOPN})

Dans le domaine D2, la pression d'air est supposée constante et proche de la pression atmosphérique. Dans ces conditions, on peut écrire :

 $s_{air} = -u_{wair}$

Dans le domaine de l'air occlus où les pressions interstitielles sont positives (domaine D3), le degré de saturation est calculé en fonction de la pression d'eau en considérant les hypothèses suivantes :

- loi des gaz parfaits dans l'air ;
- dissolution de l'air dans l'eau (loi de Henry) ;
- pression de vapeur saturante de l'eau dans l'air occlus ;
- rayon capillaire constant rbm dans les poches d'air occlus.

C2.07 – Analyse des montées de pression d'eau des barrages en terre avec prise en compte de la non saturation page 388

EQ.2

EQ.1



Figure 2 : Courbe représentant la relation degré de saturation Sr fonction de pression d'eau u_w dans les domaines D2 et D3. Les principaux paramètres à caler sont S_{re} , r_{bm} , S_{rair} et u_{wair} . Les paramètres (S_{rair} et u_{wair}) peuvent être déduits de la pente de la droite α (voir sections 3.2 et 3.3).

L'expression obtenue pour le degré de saturation en fonction de la pression d'eau est donné ci-dessous :

$$S_{r} = \frac{1}{1 - h + \left(\frac{1 - S_{re} + h.S_{re}}{S_{re}}\right) \left(\frac{s_{bm} + P_{atm} - u_{wg}}{u_{w} + s_{bm} + P_{atm} - u_{wg}}\right)}$$

Avec :

h : constante de Henry (0,02 pour l'air à 20°C)

 $s_{bm} = u_a - u_w = 2.T_c/r_{bm}$: différence entre pression d'air u_a et pression d'eau u_w

tension superficielle eau-air T_c = 73,5.10⁻³ N/m à 20°C (loi de Jurin)

Patm: pression atmosphérique (100 kPa environ à une altitude nulle)

uwg: pression de vapeur saturante en eau dans les bulles d'air (2,3 kPa à 20°C)

La pression d'eau de saturation u_{wsat} séparant les domaines D3 (air occlus avec pression d'eau positive) et D4 (saturé) peut aussi être calculée :

$$u_{wsat} = \left(\frac{2T_c}{r_{bm}} + P_{atm} - u_{wg}\right) \frac{(1-S_{re})}{hS_{re}}$$

Les principaux paramètres du modèle et les limites des quatre domaines de comportement sont résumés sur la Figure 2. Le modèle a fait l'objet de nombreux tests sur des essais de laboratoire et des ouvrages in-situ dans le cadre du projet ANR Terredurable [4].

Le coefficient de compressibilité du fluide interstitielle équivalent c_f est intégré dans les modèles numériques pour une prise en compte correcte du coefficient B de Skempton (mesuré par rapport à la contrainte initiale de confinement) sur un chemin oedométrique selon l'équation suivante :

$B_{tangent} = \frac{1}{1 + n.E_{oedo}.c_f}$	EQ.5
avec n porosité et E _{oedo} module oedométrique tangent	
Le coefficient de compressibilité du fluide interstitielle équivalent peut être obtenu en partant de la relation suiv	ante :
$c_f = \frac{1}{S_r} \cdot \frac{dS_r}{du_w} + c_w$	EQ.6
avec $c_w = 4,2.10^{-7} \text{ kPa}^{-1}$ coefficient de compressibilité de l'eau pure.	
Ce qui conduit aux équations suivantes dans les domaines D2 et D3 :	
Domaine D2 (u _w < 0)	
$c_{\rm f} = -\frac{1}{{\rm S}_{\rm r}} \cdot \frac{1}{{\rm u}_{\rm w air}} \left({\rm S}_{\rm re} - {\rm S}_{\rm r air} \right) + c_{\rm w}$	EQ.7
Domaine D3 ($u_w \ge 0$)	
$c_{f} = \frac{(1 - S_{r} + hS_{r})}{(u_{w} + s_{bm} + P_{a} - u_{wg})} + c_{w}$	EQ.8

EQ.3

EQ.4

3. MODELISATION D'OUVRAGES EN CONSTRUCTION

Dans le cas de barrages en construction, le paramètre utile et pratique pour surveiller la montée des pressions interstitielles des terres est le coefficient r_u :

$$r_u = \frac{\Delta u_w}{\Delta \gamma h}$$

EQ.9

Il est calculé aussi bien dans les sols fins de fondation que barrages que dans les matériaux étanches des corps de barrages. Le barrage de Mirgenbach en est un exemple.

3.1 Présentation du barrage de Mirgenbach

Le barrage de Mirgenbach est un barrage homogène en argile d'altération de 22m de hauteur. Un glissement quasisymétrique a interrompu sa construction au moment où il atteignait une hauteur de 18m. La cause de ce glissement réside principalement dans le non respect du critère de teneur en eau des spécifications et dans une erreur d'implantation et d'interprétation d'une cellule de pression interstitielle (Fry et Lejeune, 2019, dans partie 2 de référence [4]). La coupe type de l'ouvrage lors de la première construction est donnée Figure 3. Le barrage est fondé sur un substratum de marnes saines en profondeur, dont l'altération définit une couche de marnes fissurées et perméables recouverte par une couche d'argile avec inclusion de limons argileux (Figure 4). L'argile a été utilisée pour construire l'ouvrage (Figure 3).



Figure 4: Profil en long géologique et géotechnique de la fondation du barrage de Mirgenbach

Les paramètres géotechniques de la fondation du barrage sont donnés dans le Tableau 1. Les caractéristiques de l'argile compactée du barrage sont présentées dans le Tableau 2.

Tableau 1 : Caractéristiques	aéotechniques des couche	es de la fondatio	on du barraae de	Miraenhach
		.s ac na jonnaatie	m aa banage ac	. will genbuch

Couche	Υ _d	Υ _s	Υ _h	Υ _{sat}	Wsat	IP [%]	е	Cu	σ'ρ	Cc	Cs
	[kN/m ³]	[kN/m ³]	[kN/m ³]	[kN/m ³]	[%]	1. 1		[kPa]	[kPa]		
Limon argileux	16,2	27	20,3	20,3	25%	20	0,67	40	240	0,136	0,005
Argile altération	16,6	27,4	20,4	20,5	24%	29	0,65	120	310	0,155	0,06
Marne altérée	18,6	26,5	21,5	21,8	16%	-	0,42	-	1000	0,15	0,04
Marne compacte	20,3	26,5	22,5	22,8	12%	-	0,31	-	-	-	-

Tableau 2 : Caractéristiques géotechniques moyennes de l'argile du remblai du barrage de Mirgenbach

Couche	Υ _s kN/m ³	Υ _{d OPN} ĸN/m ³	W OPN [%]	IP [%]	W L [%]	φ' [°]	Cc	Cs
Argile remblai	26,9	16,1	22,5	30	50	21	0,205	0,06

Les mesures réalisées pendant la construction montrent une moyenne de la teneur en eau de référence Proctor $w_{OPN} = 22,5\%$ alors que les mesures post construction (échantillons prelevés après rupture) conduisent à $w_{OPN} = 21,3\%$. Les mesures de contrôle sont centrées sur une teneur en eau à $w_{OPN}+1,6\%$ hors zone de rupture alors qu'au droit de la couche hors spécification, à l'origine de la rupture, la teneur en eau moyenne est de l'ordre de $w_{OPN}+4,2\%$.

Application du modèle quasi-saturé à la prédiction des pressions interstitielles de fondation

Les paramètres quasi-saturés de la fondation peuvent être assez facilement déterminés à partir d'essais oedométriques (chargement et déchargement par paliers avec pierres poreuses saturées). La déformation instantanée mesurée sur les paliers de chargement ou de déchargement de l'oedomètre est exploitée pour déterminer les paramètres du modèle quasisaturé selon la méthodologie initialement mise au point par Boutonnier (2007). Lorsqu'aucun essai n'est disponible, il est possible d'utiliser une base de données d'essais, qui pourra être enrichie et fiabilisée dans le futur. Cette base de données conduit aux paramètres donnés dans le Tableau 3 (pour plus de détails, consulter la partie 3 de la référence [4]).

sbiedd 5 . parametres moyens pour le modele quasi-sature dans des sois de jondations en sois jins								
S _{re}	r _{bm} [μm]	$\alpha = \frac{S_{re} - S_{rair}}{S_{air}} [1/KPa]$						
0,96	2	5,00E-05						
0,91	1	1,80E-05						
0,99	5	9,00E-05						
18	18	20						
	S _{re} 0,96 0,91 0,99 18	Sre rbm [μm] 0,96 2 0,91 1 0,99 5 18 18						

Tableau 3 : paramètres moyens pour le modèle quasi-saturé dans des sols de fondations en sols fins.

En l'absence des procès verbaux détaillés des essais oedométriques de la fondation du barrage de Mirgenbach, les paramètres moyens ont été considérés ($S_{re} = 0.96$, $r_{bm} = 2\mu m$ et $1/\alpha = 20$ MPa) puis une étude de sensibilité [5] a été réalisée pour vérifier l'aptitude du modèle à reproduire les montées de pression dans la fondation.

La même démarche a permis d'obtenir de bons résultats sur la prévision des tassements instantanés de la fondation de plusieurs digues de Beaucaire [13].

Les limites de la méthode : Le calage sur les bases d'essais oedométriques avec des pierres poreuses saturées est adapté pour les sols présentant peu ou pas de succion initiale. Sinon, il est conseillé d'adopter les mesures du coefficient B de Skempton comme pour les matériaux constitutifs de remblai (voir ci-après).

3.3 Application du modèle quasi-saturé à la prédiction des pressions interstitielles du remblai

La génération de pression interstitielle en cours de construction est principalement évaluée à partir d'essais triaxiaux non drainés de compression isotrope. De tels essais n'ont été réalisés que sur les éprouvettes prélevées après la rupture du barrage. Ces éprouvettes permettent de disposer de la montée de pression interstitielle sous charge isotrope pour différentes teneurs en eau (Figure 5).

Les teneurs en eau initiales côté humide du Proctor ont les mêmes paramètres d'entrée d'air : le degré de saturation à l'optimum, $S_{r air} = 93,5\%$, et la pression d'eau négative à l'entrée d'air $u_{w air} = -s_{air}$ qui est inconnue. Pour une teneur en eau initiale donnée sur la branche humide, le degré de saturation initial $S_{r ini}$ est connu et la seule inconnue est la pression d'eau négative initiale $u_{w ini}$. Cette inconnue est calée pour reproduire la montée de pression observée sur les essais (Figure 5). Le degré de saturation S_{re} se déduit de l'équation 10 qui conduit à :

$$S_{\rm re} = \frac{\frac{S_{rini} - \frac{u_{wini}}{u_{wair}} S_{rair}}{1 - \frac{u_{wini}}{u_{wair}}}$$

EQ.10

Le calcul nécessite d'estimer aussi le rayon capillaire r_{bm} des poches d'air occlus dans le domaine D3. En général, ce rayon est compris entre 1 et 10µm. Dans le cas présent, on a retenu $r_{bm} = 4µm$. Les pressions d'eau obtenues sont données dans le Tableau 4.

Tableau 4 : pressions d'eau initiales obtenues pour différentes teneurs en eau à partir des essais triaxiaux isotrope de mesure du

Teneur en eau w (%)	21,3	22,3	23,3	24,3	25,3	26,3	27,3
Ecart : w - w _{OPN} (%)	0	+1%	+2%	+3%	+4%	+5%	+6%
Pression d'eau (kPa)	-65	-46	-35	-29	-25	-18	-11

Les valeurs de S_{re} en fonction de la teneur en eau sont données sur la Figure 6. Dans le calage, un autre paramètre clé est l'estimation de la contrainte de préconsolidation isotrope (non développé ici, voir ref [4]) : cette dernière a été estimée en regroupant les différents éléments permettant de recaler l'ellipse de Cam Clay (oedomètres, essais triaxiaux UU, essais R_c).





Figure 5 : Résultats du calage des pressions d'eau négative initiale u_{w ini} et u_{w air} sur des essais triaxiaux de compression isotrope.



Deux modélisations numériques de la rupture du barrage, non présentées ici en détail, ont été effectuées. La première est une modélisation non drainée réalisée par Egis sur Flac et la seconde est une modélisation couplée hydraulique-mécanique réalisée par EDF sur code_aster [8].

Ces modélisations montrent la capacité à reproduire la montée des pressions interstitielles différente entre les cellules B2 et B6 comme illustré sur la Figure 7. Dans la modélisation, la montée brutale des pressions interstitielles au droit de la cellule B2 est provoquée par la rupture locale et le radoucissement qui suit le pic (phénomène lié au décompactage par dilatance, réduction de la pression de consolidation et de la surface d'écrouissage, Figure 8 et Figure 9). Les déplacements calculés montrent bien l'apparition d'une rupture locale fin juin (mois 8) et d'une rupture globale (mois 10) fin aout (Figure 9). Le modèle quasi-saturé permet de retrouver le comportement différent entre les cellules B2 et B6 (d'après [4]). Pour la cellule

B2, différents calculs sont présentés pour évaluer l'incertitude sur la contrainte verticale : calcul de la contrainte verticale à partir d'une colonne de sol ou bien prise en compte de la contrainte verticale issue du calcul numérique, évaluation de l'incertitude liée au positionnement de la cellule B2.



Figure 7 : Position des cellules de pressions interstitielles B2 et B6 et comparaison mesures des montées de pression avec la modélisation FLAC. Les « B théorique » sont les B calculés en testant deux positions de cellule (B2 et B2 bis, incertitude de positionnement) et deux contraintes verticales (celle de la colonne de sol, ou celle calculée dans FLAC)



Figure 8 : Modélisation du chemin de contraintes effectives et de la montée de pression de la cellule B2 avec Flac



Figure 9: Modélisation du chemin de contraintes effectives et de la montée de pression de la cellule B2 (gauche) et de l'accroissement pathologique des déplacements horizontaux (droite) avec code_aster

3.4 Bilan et domaine d'application

Le modèle quasi-saturé est un bon outil pour exploiter de manière fine les mesures de B en laboratoire. L'application aux remblais en construction est confirmée sur l'exemple du glissement du barrage de Mirgenbach.

Cependant, il est important de noter que les essais Proctor de Mirgenbach effectués sur les prélèvements en carrière ont en moyenne un degré de saturation à l'optimum inférieur à 90%. Ces mesures prévoient un comportement moins critique que ceux utilisés pour caler le modèle, effectués sur des prélèvements intacts après la rupture du barrage. Ainsi, au niveau des projets, les éprouvettes préparées en laboratoire ont une structure et un degré de saturation initial qui ne seront pas ceux des sols compactés sur le chantier. Ceci peut être source d'écarts entre résultats en laboratoire et mesures in-situ. En conclusion, la réalisation de planches de compactage au début du chantier et des prélèvements intacts sont recommandés pour contrôler la génération de pression interstitielle et adapter si besoin la conception (ajout de couches ou bretelles drainantes par exemple pour dissiper les pressions). Le modèle quasi-saturé est un outil d'analyse qui permet de vérifier la cohérence d'ensemble des données et donne l'opportunité de faire une prédiction plus fiable du comportement. Le test sur d'autres ouvrages compactés dans le futur permettra d'améliorer la démarche avec de nouveaux retours d'expérience.

4. UTILISATION DU MODELE QUASI-SATURE POUR LES OUVRAGES EN SERVICE

4.1 Utilisation du modèle quasi-saturé pour la vidange rapide

Du point de vue théorique le cas de vidange rapide peut être modélisé en utilisant les mêmes outils. Néanmoins, si les écoulements d'eau permanents sont établis dans le corps du barrage, il peut y avoir infiltration d'eau moins chargée en air côté amont, conduisant à la dissolution progressive de l'air emprisonné dans les plus gros pores côté amont : les paramètres Sre et Srair peuvent donc augmenter dans ces zones avec le temps. Ce type de comportement a été observé sur des barrages à noyau [11]. Le cas de vidange du barrage de Mirgenbach reste à analyser sur la base de la synthèse des données effectuées dans le cadre du projet Terredurable.

EQ.12

4.2 Utilisation du modèle quasi-saturé pour analyses sismiques

La compressibilité du fluide interstitiel peut-être prise en compte dans les méthodes simplifiées et dans les modélisations numériques.

Méthodes simplifiées

La méthode de Byrne [7] permet de calculer, dans un sol saturé, la montée de pression d'eau en fonction du nombre de cycles et du niveau de distorsion sur un cycle. Initialement utilisée pour la liquéfaction dans les sables, elle a été utilisée avec succès pour réanalyser la génération de pression interstitielle de la grave argileuse du noyau d'Aratozawa et des sables siltoargileux de Fujinuma en prenant en compte la compressibilité du fluide [14].

Pour un sol saturé, Byrne calcule l'augmentation de pression sur un cycle u_w avec un fluide incompressible par : $u_w = K_s \Delta \varepsilon_v^p$ EQ.11

K_s : module de déchargement isotrope sécant dans la gamme de variation de contrainte liée au séisme

 $\Delta \varepsilon_v^p$: déformation volumique plastique isotrope

Avec un fluide compressible, il faut adapter l'expression de Skempton en remplaçant K_s par K :

 $\mathsf{K} = \frac{1}{\frac{n}{\mathsf{K}_{\mathrm{f}}} + \frac{1}{\mathsf{K}_{\mathrm{S}}}}$

Avec :

 K_f : module de compression isotrope sécant du fluide entre la pression interstitielle initiale et la pression interstitielle finale. Le module de compression K_f peut aisément être calculé à partir du module de compressibilité tangent donné par les équations 6 et 7.

n : porosité du sol

Dans le cas des barrages japonais, les calculs à rebours sur les accélérogrammes réels par la méthode Fr-Jp [9] ont permis de caler K puis connaissant K_s d'estimer K_f. Pour le barrage d'Aratozawa par exemple, le module obtenu est de l'ordre de 80MPa ce qui est cohérent avec S_{re} compris entre 96 et 99%.

Méthodes numériques

Le barrage d'Aratozawa a été modélisé en dynamique avec un calcul couplé en contraintes effectives dans le noyau et un fluide interstitiel compressible. Cet ouvrage a subi un séisme réel (1 g à sa base) et l'instrumentation fournit à la fois les accélérogrammes temporels et les montées de pression d'eau dans le noyau suite au séisme.

Une première modélisation a été effectuée avec code_aster (loi de Hujeux pour le squelette [10]) et une deuxième avec le logiciel FLAC (loi de Mohr Coulomb avec élasticité non linéaire hystérétique et « cap » sur sollicitation volumique [6]). La compressibilité du fluide, qui dépend de la valeur de la pression interstitielle, a été prise en compte de deux manières différentes.

Dans code_aster, la compressibilité du fluide interstitiel est programmée décroissante avec la profondeur et constante en cours de séisme (programmation de la relation de la compressibilité dépendant de la pression).

Dans la modélisation FLAC, elle dépend de la pression interstitielle en fonction du temps conformément aux équations données dans la section 388. Les paramètres du modèle quasi-saturé ont fait l'objet d'une étude de sensibilité autour d'une valeur moyenne S_{re} = 96%. Cette étude de sensibilité suggère que, à la base du noyau, S_{re} serait plutôt autour de 99% alors qu'en crête il serait plus proche de 93%. Ce phénomène est logique compte tenu des travaux de [11] déjà évoqués dans la section 4.

4.3 Résultats et synthèse

Les résultats discutés lors des colloques JCOLD-CFBR justifient l'intérêt de prendre en compte la compressibilité du fluide dans les ouvrages en service. Les paramètres du modèle quasi-saturé peuvent évoluer compte tenu de la durée des cycles de remplissage-vidange. Une caractérisation de ces paramètres est donc nécessaire et reste à finaliser in situ, par exemple par l'emploi de méthodes "sismiques".
5. CONCLUSION

Le modèle quasi-saturé présenté permet de prendre en compte la non saturation des sols fins de manière simplifiée dans le domaine de l'air occlus. Ce modèle permet d'estimer le coefficient r_u pendant la construction, les cas de vidanges rapides et le comportement des barrages en sols fins sous sollicitations sismiques. Les exemples présentés ici montrent l'intérêt de la démarche.

Pour les ouvrages en construction, la méthodologie pour estimer r_u dans la fondation ou le corps du barrage se base sur des essais de mécanique des sols classiques (mesures de B à l'oedomètre et au triaxial) qui peuvent être dépouillés avec la théorie des sols quasi-saturés. Il faut néanmoins veiller à la représentativité des éprouvettes, en particulier pour les sols compactés où la préparation en laboratoire peut ne pas être représentative de la structure et du degré de saturation initial en place après compactage : en conséquence le prélèvement et l'écrasement d'éprouvettes sur planche d'essai est recommandé pour justifier les hypothèses de projet. En plus, la variabilité naturelle des sols sur la zone d'emprunt est susceptible d'entrainer une variabilité des caractéristiques de l'OPN. Un contrôle de compactage en méthode de Hilf [1] permet de contrôler dans un délai compatible avec la cadence du chantier la compacité et le degré de saturation du matériau compacté.

Pour les ouvrages en service, les paramètres du modèle quasi-saturé peuvent évoluer lorsque le régime d'écoulement permanent se met en place, conduisant à une réduction progressive de la teneur en air. Des travaux théoriques existent [11]. Il reste à développer une méthode simplifiée pour évaluer l'évolution du coefficient de compressibilité du fluide interstitiel en fonction du temps ou bien peut-être une méthode pour la mesurer in-situ.

REMERCIEMENTS

Nous remercions l'ANR pour avoir financé le Projet TerreDurable. Ce projet a été l'opportunité de relancer la réflexion sur la construction et le suivi des barrages en argile.

RÉFÉRENCES ET CITATIONS

- [1] ASTM D 5080: Standard test method for rapid determination of percent compaction.
- [2] Boutonnier L. (2007). Comportement hydromécanique des sols fins proches de la saturation. Cas des ouvrages en terre : coefficient B, déformations instantanées et différées, retrait/gonflement. Thèse INPG Grenoble soutenue le 23 octobre 2007. http://geotecluc.blogspot.com/
- [3] Boutonnier L. (2010). Mechanics of unsaturated geomaterials, Chap.14: Coefficient B, Consolidation and swelling in Fine Soils near saturation in Engineering Practice. Ed. L. Laloui, J. Wiley.
- [4] Boutonnier L., Bufalo M., Dubreucq T., Fry J-J, Lejeune J.-M., Mahmutovic D. (2019). Conception et construction des ouvrages en sols fins. Sous la coordination de L. Boutonnier. 512 pages. Presses des Ponts (ISBN : 9782859785222).
- [5] Boutonnier L., Mahmutovic D., Fry JJ (2015). Génération de pression interstitielle dans les fondations argileuses des barrages en remblai : retour d'expérience et méthodes d'analyse. Colloque technique CFBR Fondations des barrages. 8 avril 2015 à Chambéry.
- [6] Boutonnier L., Mahmutovic (2016). Dynamic analysis of Aratozawa dam including the effect of occluded air and pore fluid compressibility. Validation of Dynamic Analyses of Dams and Their Equipment: Edited Contributions to the International Symposium on the Qualification of Dynamic Analyses of Dams and their Equipments, 31 August-2 September 2016, Saint-Malo, France.
- [7] Byrne P.M. 1991. A cyclic shear-volume coupling and pore pressure model for sand. Proceedings: Second International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil, 1991. p.47–55.
- [8] Code_Aster, 2001. General public licensed structural mechanics finite element software, included in the Salomé-Méca simulation platform. Website http://www.code-aster.org
- [9] Jellouli M., Fry J.-J., Lefebvre A., Maaloul H., Matsumoto N., Tatsuta T. (2015). Barrages en remblai : première évaluation d'une nouvelle approche dynamique simplifiée. 9ème Colloque National AFPS, Marne-la-Vallée, 30/11 au 02/12/2015, France.
- [10] Kham, M., Kolmayer, P., Matsumoto, N. Advanced numerical modeling of Aratozawa dam response under Miyagi 2008 strong earthquake, 7th International Conference on Earthquake Geotechnical Engoneering, Rome, 2019
- [11] LeBihan J.-P., Leroueil S. (2002). A model for gas and water flow through the core of earth dams. Revue Canadienne de géotechnique. Vol. 39, p. 90-102.
- [12] Mahmutovic D. (2016). Etude du comportement des sols proches de la saturation validation numérique sur essais de laboratoire et ouvrages en terre. Thèse de doctorat. Université de Grenoble.
- [13] Mahmutovic D., Boutonnier L., Frezet J.-F., Normand M., Skotarczak A. (2018). Remblai expérimental vers une meilleure prévision des tassements instantanés et différés. Journées nationales de géotechnique et de géologie de l'ingénieur – Champs-sur-Marne 2018.
- [14] Veylon G., Jellouli M., Fry J-J., Boutonnier L., Kteich Z., Durand C., Carvajal C., Labbe P., Luu L-H. (2018). Nouvelles approches simplifiées pour l'évaluation de la performance sismique des barrages en remblai. Commission International des Grand Barrages, 26ème congrès des grands barrages, Vienne, juillet 2018.

JUSTIFICATION DE LA STABILITE D'UNE RECHARGE GRANULAIRE AVAL SUR LES DIGUES DE CANAUX : DEVELOPPEMENT D'UN CRITERE DE RUPTURE PAR CLAQUAGE

Justification of the stability of downstream granular shell on fluvial dikes: development of a hydraulic uplift failure criterion

Christophe PICAULT

Compagnie Nationale du Rhône – CACOH – 4, rue de Chalon sur Saône, 69007 LYON

c.picault@cnr.tm.fr

Jean-Robert COURIVAUD EDF – CIH – 73373 BOURGET-DU-LAC jean-robert.courivaud@edf.fr

Rémi BEGUIN GEOPHYCONSULT – 73000 CHAMBERY <u>remi.beguin@geophyconsult.com</u>

Pierre PHILIPPE IRSTEA – 13100 AIX-EN-PROVENCE pierre.philippe@irstea.fr

MOTS CLEFS

Digue, érosion, stabilité, recharge, claquage

KEY WORDS

Dike, erosion, stability, shell, uplift

RÉSUMÉ

La recharge granulaire mise en œuvre en parement aval du noyau des digues de canaux est généralement une disposition constructive qui participe à la stabilité de l'ouvrage à la fois vis-à-vis du glissement et de l'érosion interne. Cette recharge multifonction assure le drainage, la filtration et participe à la stabilité mécanique par son poids propre.

Cette disposition constructive essentielle a fait l'objet d'un important programme d'étude lancé en 2012 à l'instigation de CNR et EDF. Notamment, les conditions de maintien de l'intégrité de la recharge en situation dégradée, lorsqu'un phénomène d'érosion interne de type érosion de conduit s'est développé dans le noyau, ont été analysées.

Des essais sur modèle physique en vraie grandeur ont été menés au CACOH (Centre d'analyse comportementale des ouvrages hydrauliques - CNR) et ont permis d'identifier les conditions hydrauliques d'initiation du glissement et du claquage de la recharge dans cette situation. Les résultats obtenus ont été confrontés aux critères paraissant les plus pertinents. En ce qui concerne le claquage, le critère correspondant le mieux aux conditions expérimentales limites consistait à calculer l'équilibre entre le poids du sol soulevé et la pression hydraulique à sa base, en faisant l'hypothèse du soulèvement d'un tronçon de cône. Cependant, ce critère ne reproduit pas quantitativement les résultats expérimentaux et néglige la géométrie réelle des écoulements au débouché du conduit.

Une seconde étape a donc consisté à collecter les résultats expérimentaux de la littérature concernant cette configuration. Les modèles analytiques représentant fidèlement le phénomène et permettant une prédiction satisfaisante de la rupture par claquage ont été sélectionnés. Ces expressions retiennent toutes une augmentation non linéaire de la charge limite avec l'épaisseur de recharge, généralement en H² (avec H l'épaisseur de recharge). Ceci signifie que la résistance d'une recharge à ce type de sollicitation augmente très rapidement avec l'épaisseur.

En synthèse, une expression simplifiée est ici proposée, permettant d'estimer une charge maximale admissible correspondant à la borne inférieure de la charge de rupture observée lors des essais expérimentaux de la littérature et lors des essais sur modèle physique menés au CACOH.

ABSTRACT

The granular shell usually located at the downstream slope of the core of a canal dike has a role in the stability of the structure both with respect to sliding and internal erosion. This multifunctional shell ensures drainage, filtration and contributes by its own weight to the mechanical stability.

The role of the granular shell in the stability was the subject of a major study program launched in 2012 by CNR and EDF. In particular, the way the granular shell remains stable in a degraded situation, when internal erosion has developed a pipe in the whole core, has been analyzed.

Large scale tests on physical model were carried at the CNR's laboratory and identified the hydraulic conditions for initiation of slip or heave of the shell in this situation. The results of the tests were compared with the existing criteria that seemed most relevant. Concerning the heave, the criterion that closely fit the experimental results consisted of balancing the weight of the raised soil and the hydraulic pressure at its base, by assuming that the geometry of the raised volume of soil is a cone. However, this criterion does not exactly fit the experimental results and neglects the real geometry of the flows at the outlet of the pipe.

Therefore, a second step consisted of collecting the experimental results of the literature concerning this configuration. The analytical models that correctly represent the phenomenon and allow a good prediction of the heave were selected. All the relevant analytical expressions retain a nonlinear increase of the maximum hydraulic load related to the thickness of the shell, (generally hydraulic laod increase according to the square of the thickness of the shell). This means that the resistance of a granular shell to this type of stress increases very rapidly with the thickness.

As a conclusion, a simplified analytical expression is proposed here, that allows an estimation of the maximum hydraulic load corresponding to the lower limit of the failure load observed during the experimental tests and drawn from the experiments reported in the literature.

1. INTRODUCTION

Des travaux menés durant le projet de recherche national français ERINOH (thèse de R. Béguin cf. [1]) ont montré que l'érosion de contact sur des ouvrages en remblai, généralement considérée comme un phénomène d'érosion interne à dynamique lente, peut, dans certaines conditions, mener à l'apparition d'un renard hydraulique au niveau de l'interface érodée, et, par suite, potentiellement conduire à la rupture de l'ouvrage.

Dans ce contexte, la CNR et EDF-CIH ont lancé des investigations supplémentaires afin de préciser le gain, en terme de résistance à la rupture, apporté par la recharge aval lorsque l'ouvrage est affecté par un phénomène d'érosion de contact. Les travaux ont consisté successivement en la réalisation d'essais sur modèle physique d'une digue soumise à l'érosion de contact, puis le calage d'un modèle numérique reproduisant le comportement hydraulique de l'ouvrage, et enfin la recherche d'un critère de rupture susceptible de prédire les ruptures par claquage observées.

2. ESSAIS SUR MODELE PHYSIQUE

2.1.Essais d'érosion du noyau d'une digue avec recharge aval

2.1.1. Objectifs

Les essais avaient pour objectifs de reproduire un phénomène d'une érosion de contact dans le corps de digue, et de laisser le processus se poursuivre afin d'observer le comportement de la recharge aval dans ce contexte.

2.1.2. Géométrie du modèle

Cette campagne de 3 essais sur modèle physique à grande échelle a été menée en 2012 (essais numérotés 10, 11 et 12 dans ce qui suit). Ces essais ont été réalisés dans une enceinte en béton armé de 8 m de longueur, 2,25 m de hauteur et 4 m de largeur, ouverte en partie haute et sur la face avant. Un réservoir à l'amont et un réservoir à l'aval permettent de réguler les niveaux d'eau à l'entrée et à la sortie du modèle. Le schéma de la digue expérimentale est identique pour les trois essais (Figure 1). Un noyau en limon de 2 m de hauteur est construit sur une fondation en gravier (graviers 20/40 mm). Une recharge de 1,3 m d'épaisseur en matériaux alluvionnaires vient ensuite recouvrir le parement.



Figure 1 Schéma de la digue expérimentale construite pour les essais 10 à 12

C2.08– Justification de la stabilité d'une recharge granulaire aval sur les digues de canaux : développement d'un critère de rupture par claquage page 398

2.1.3. Caractéristiques des matériaux constitutifs de la digue et instrumentation

Les caractéristiques moyennes des matériaux utilisés sont répertoriées en Figure 2. Il est notable que les matériaux constituant le noyau et la recharge sont potentiellement sensibles à la suffusion (d'après le critère de stabilité interne proposé par Li and Fannin, cf. [14]).

	d ₁₀ (mm)	d15 (mm)	d50 (mm)	d ₈₅ (mm)	d _H (mm)	Cu	Cc	K (m/s)	Méthode	Stabilité interne ¹
Limon Bourg-Lès- Valence	0,008	0,012	0,142	0,276	0,065	24,4	84,1	3,40 × 10 ⁻⁷	Sédim. + Tamis	NON
Gravier 20/40 mm	21,2	22,2	28,3	37,2	27,9	1,5	1,8	1,3	Tamis	OUI
Recharge en sable et graviers de Chavanay livrée	0,294	0,416	11,6	35,1	1,17	55,1	1,5		Sédim. + Tamis	NON

Figure 2 Caractéristia	wes aranulométri	nues des s	nls utilisés
rigule z culucielistig	jues grunulonieth	yues ues s	UIS ULIIISES

L'instrumentation du modèle permet :

- la mesure des niveaux amont et aval,
- la mesure des débits entrant et sortant,
- le suivi des pressions, au moyen de 45 capteurs répartis dans le noyau, la recharge et le gravier de fondation,
- la mesure des températures et des déformations par fibre optique au cœur de l'ouvrage,
- la mesure de la topogaphie par photogrammétrie,
- la mesure de la turbidité en sortie de modèle.
 - 2.1.4. Résultats et conclusion

Cette campagne d'essai a permis d'observer qu'une érosion intense se développait dans le noyau jusqu'à ce qu'un état a priori stable soit atteint. Comparativement, des ruptures rapides de la recharge ont été observées lors de quatre essais d'érosion sur modèle physique réalisés avec une recharge fine (< 50 cm) dans le cadre du projet ERINOH, tandis que durant les essais 10, 11 et 12, réalisés avec une recharge épaisse (130 cm) possédant une granulométrie étendue, aucune rupture n'a été observée malgré la forte érosion du noyau. Le type de recharge semble donc être un facteur permettant d'éviter la rupture rapide d'un ouvrage lorsque le noyau subit une érosion de contact.

Une première méthode de dimensionnement a donc été proposée à l'issue de ces essais en faisant l'hypothèse d'une rupture par claquage hydraulique de la recharge, provoquée par une contrainte effective devenant nulle suite à l'augmentation des pressions interstitielles lorsqu'un conduit s'est formé dans le noyau et débouche dans une recharge granulaire colmatée : $\sigma' = \sigma_r - u = 0$

La direction de la contrainte retenue pour l'analyse est la contrainte normale au parement, correspondant à un soulèvement de la recharge normal au parement :

$$ep_r. \rho_r. g. \cos^2(\alpha) = (H_{max} - z_{base}). \rho_w. g$$
$$ep_r = \frac{(H_{max} - z_{base}). \rho_w}{\rho_r. \cos^2(\beta)}$$

avec :

- epr (m) l'épaisseur de la recharge,
 pr et pw (kg×m-3) masses volumiques de la recharge et de l'eau,
 g (m×s-2) la gravité,
 Hmax (m) la charge hydraulique maximum sous la recharge,
- $-\beta$ (°) la pente du talus, -zbase (m) l'altitude de la base de la recharge au point de rupture supposé.

2.2. Essais de rupture de recharges aval en présence d'un renard au sein du noyau

2.2.1. Objectifs

Une nouvelle campagne de 10 essais a été réalisée en 2013 et 2014 pour valider et affiner, en termes de charge hydraulique menant à la rupture, le critère de stabilité proposé à la section 2.1.4. et élargir son domaine de validité en termes d'épaisseur et de matériau.

Cette campagne avait pour objectifs secondaires de réaliser des essais de rupture dans une géométrie 2D facilitant l'étude numérique des expérimentations, et de mesurer la perméabilité des matériaux de recharge testés, via la comparaison d'une modélisation numérique avec le champ de pression mesuré.

2.2.2. Géométrie du modèle et instrumentation

Le dispositif expérimental utilisé pour la précédente campagne d'essais a été conservé (Figure 3). Au sein de ce dispositif, un noyau non érodable a été construit en matériaux « stabilisés » constitué de sable à granulométrie étendue avec une faible dose de ciment.

L'instrumentation de l'ouvrage a été reconduite à l'identique, à l'exception du monitoring par fibre optique, qui servait dans les précédents essais au suivi de l'érosion du noyau et devenait donc sans objet dans notre cas de figure.



Figure 3 Schéma de la digue expérimentale construite pour les essais 3-1 à 3-10-6



Figure 4 Vue des conduits permettant un écoulement « 3D » (conduit central seul ouvert) ou « 2D » (5 conduits ouverts)

2.2.3. Caractéristiques des matériaux constitutifs de la recharge

Deux types de matériaux ont été testés en recharge aval :

- Le mélange sable et gravier de Chavanay, typiques des alluvions du Rhône, dont les caratéristiques ont été présentées à la section 2.1.4,
- Un gravier cru de type 4/50 mm, dont la granulométrie est présentée sur la Figure 5.



Figure 5 Fuseau et courbe moyenne du gravier 4/50 mm utilisé lors des essais

2.2.4. Programme d'essais réalisé

Le programme d'essais (essais numérotés 3-1 à 3-10 dans ce qui suit) a compris 10 essais qui ont permis de faire varier pour chacun des 2 matériaux testés :

- l'épaisseur de la recharge, entre 50 et 150 cm,
- l'alimentation, générant un écoulement « 2D » avec 5 tuyaux ou un écoulement « 3D » avec le seul tuyau central,
- la pente du talus (fruit de 3H/1V à 1,5H/1V).

2.2.5. Synthèse sur le comportement hydraulique des ouvrages

Il a été constaté :

- 3 ruptures par claquage hydraulique (illustration Fig. 7) constatées sur les 10 essais réalisés. Les autres ruptures sont intervenues par glissement (certains essais n'ont pas atteint la rupture au débit maximum disponible pour l'experience).
- de très fortes pertes de charges (de l'ordre du mètre) localisées dans les premiers centimètres parcourus par l'écoulement à la sortie du tuyau central pour les essais « 3D » avec le mélange de gravier, et ceci probablement à cause des vitesses élevées (jusqu'à 0,4 m/s) engendrant des fortes pertes de charges inertielles.

Le Tableau ci-dessous rassemble les conditions hydrauliques conduisant à l'initiation des différents processus de dégradation identifiés durant les essais.

Essai	Sol testé	Epaisseur	Ecoulement	Débit claquage	H amont claquage
3-4	Sables et graviers de Chavanay	50 cm	3D	1.4 l/s	1.15 m
3-7	Graviers 4/50 mm	50 cm	3D	26 l/s	3.05 m
3-8	Sables et graviers de Chavanay	65 cm	3D	0.90 l/s	1.60 m



Figure 6 Identification des seuils d'initiation du claquage hydraulique de la recharge

Figure 7 Rupture par claquage hydraulique lors de l'essai 3-4

En intégrant les essais réalisés dans le cadre de la thèse de R. Beguin, parmi les 22 essais réalisés au total, 7 ont été menés à une rupture par claquage hydraulique. Nous nous focaliserons dans la suite sur ce mécanisme en laissant de côté les autres types de ruptures.

3. MODELISATION NUMERIQUE HYDRAULIQUE

3.1.Objectif

Dans un objectif de dimensionnement ou de vérification d'une recharge granulaire, les conditions hydrauliques entraînant la rupture doivent pouvoir être calculées a priori. Afin de réaliser une analyse quantitative, des modélisations numériques hydrauliques ont été établies afin de reproduire le comportement de l'écoulement au sein des ouvrages expérimentaux présentés au chapitre 2.

Pour ce faire, des modélisations numériques 2D ont été menées pour reproduire les essais sur modèle physique avec 5 tuyaux, et des modélisations numériques 3D pour reproduire les essais physiques menés avec le seul tuyau central ouvert.

3.2. Description du modèle numérique utilisé

Le modèle numérique doit permettre de reproduire les transferts de fluide au sein d'un sol saturé ou partiellement saturé. Ces transferts sont modélisés par l'équation de Richards [16]. La courbe de rétention du sol est représentée par une loi de Van Genuchten [15] en prenant en compte la relation proposée par Mualem [17].

$$\left[C\frac{C}{\rho_f g} + SeS\right]\frac{\partial p}{\partial t} + \nabla \left[-\frac{K_s}{\eta}K_r(\nabla p + \rho_f g \nabla D)\right] = Q_s$$

Où la pression du fluide p (Pa) est l'inconnue, C représente la capacité spécifique, Se la saturation effective, S (m⁻¹) la compressibilité de stockage, K_s (m²) la perméabilité du milieu saturé, η (Pa.s) la viscosité dynamique du fluide, Kr la perméabilité relative, ρ_f (kg.m⁻³) la masse volumique du fluide, g (m.s⁻²) l'accélération gravitationnelle, D (m) représente la coordonnée verticale, et enfin Q_s (s⁻¹) le terme source (positif) ou puits (négatif) du fluide.

Cette équation a été résolue par modélisation aux éléments finis avec le logiciel COMSOI Multiphysics.

Un maillage contenant 151761 éléments a été utilisé pour les essais 3D (recharge de 0,5 m d'épaisseur).

Les conditions aux limites utilisées sont présentées sur la Figure 8 :



Figure 8 Conditions aux limites utilisées pour les simulations hydrauliques 2D et 3D

3.3. Résultats de la modélisation numérique

Les mesures réalisées sur le modèle physique ont permis de vérifier le calage et la représentativité du modèle numérique. Ont été analysées la relation débit/charge amont, les mesures de pression interstitielles au sein du modèle physique et les observations visuelles telles que la cote de la zone de suintement. Les résultats sont cohérents.

Seuls les modèles numériques 2D des essais physiques réalisés sur les graviers 4/50 mm avec 5 tuyaux ouverts ont présentés des écarts significatifs entre résultats numériques et expérimentaux. Dans ces matériaux très perméables, le flux sortant des 5 tuyaux ne peut pas être assimilé à un écoulement homogène dans la largeur, modélisable en 2D. Une modélisation 3D, prenant en compte la diffusion des 5 tuyaux et les pertes de charge associées a donc été établi et a permis de retrouver une bonne correspondance entre résultats numériques et expérimentaux, avec des écarts inférieurs à 5%.

Notons également que pour les modèles physiques réalisés sur les graviers 4/50 mm avec un écoulement au travers d'un seul tuyau central, des pertes de charge inertielles importantes en sortie de tuyau ont conduit à recaler le paramètre B de l'équation de Forchheimer i=A.u+B.u². Ce paramètre a été calé à 580 s²/m² pour disposer d'une bonne reproduction des essais sur modèle physique.

3.3.1. Perméabilités déduites du calage des modèles

La perméabilité des matériaux a été ajustée dans la simulation numérique de manière à obtenir une bonne concordance entre les données de débits totaux mesurés et ceux modélisés (Figure 9).

Les valeurs obtenues pour le mélange de gravier 4/50 mm varient entre 1,2 et 1,5x10⁻¹ m/s alors que les valeurs obtenues pour le mélange sable et gravier de Chavanay varient entre 0,44 et 3,4x10⁻³ m/s (plus grande dispersion avec le matériau de Chavanay qui est sensible à la ségrégation). L'anisotropie du sol a été fixée à 1 pour le mélange de gravier 4/50 mm et à 10 pour le mélange sable et gravier de Chavanay (calage sur les pressions mesurées).



Figure 9 Comparaison des relations charge/débit modélisées et mesurées pour l'essai 3-4 (50cm d'épaisseur)

4. CRITERES HYDRAULIQUES D'INITIATION DU CLAQUAGE

Les ruptures par claquage hydraulique sont bien prédites par le critère de stabilité proposé à la section 2.1.4. basé sur l'équilibre entre la pression hydraulique à la base et le poids de la couche de sol, à condition de prendre en compte les pressions mesurées à la base de la recharge, intégrant les pertes de charges dans le tuyau et dans les premières couches de gravier. La Figure 10 présente les résultats obtenus en prenant les charges mesurées par l'enregistreur situé en sortie de tuyau.



Figure 10 Charge hydraulique mesurée en sortie de tuyau au moment de la rupture (m) en fonction de l'épaisseur de la recharge et critère de rupture théorique supposant un cylindre de sol soulevé (les flèches vers le haut indiquent que la rupture n'a pas été atteinte)

On constate cependant sur le graphique que lorsque l'épaisseur de la recharge devient importante (>0,65 m) la charge de rupture prédite par ce critère sous-estime la charge de rupture réelle. En prenant en compte, pour les essais 3D, l'équilibre d'un tronçon de cône au lieu d'une colonne verticale dans le calcul du critère, la relation entre épaisseur et charge de rupture devient non-linéaire. Un angle de seulement 3° d'ouverture du côté du cône modifie significativement le critère (Figure 11) et apporte une bonne concordance avec les résultats obtenus pour les essais 3-6 et 3-9, les charges menant à la rupture étant prédites à 10% près.



Figure 11 Charge hydraulique mesurée en sortie de tuyau au moment de la rupture (m) en fonction de l'épaisseur de la recharge et critère de rupture théorique supposant un cône de sol soulevé d'ouverture 3°

Ce calage de 3° modifie l'équation du 2.1.4 pour obtenir une concordance satisfaisante mais il n'a a priori pas de fondement physique. Notamment, il ne correspond pas à un angle de butée ou de poussée ($\pi/4\pm\phi/2$, avec ϕ l'angle de frottement de l'ordre de 40-45°). Une recherche bibliographique sur le phénomène de soulèvement d'un massif granulaire par un écoulement sortant d'un orifice a donc été entreprise pour tenter de comprendre les phénomènes mis en jeu.

5. ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE

La revue bibliographique a conduit à sélectionner et analyser huit publications récentes traitant de la fluidisation localisée (références [5] à [13]).

Toutes les publications proposent une modélisation analogique ou numérique d'un milieu granulaire de granulométrie uniforme (sable propre, billes de différents matériaux) placé dans un réservoir de dimension pluri-décimétrique, avec une arrivée de fluide par une fente (analyse 2D) ou un trou (analyse 3D) à la base.

Ces études permettent de comprendre le comportement du matériau au cours de la fluidisation et présentent des modèles analytiques pour exprimer le seuil de rupture en fonction des différents paramètres de l'expérience en jeu : d'une part les caractéristiques du milieu (hauteur de la couche de sol, granulométrie, densité, rugosité des grains, état des contraintes), d'autre part la circulation de fluide (débit/vitesse/pression, diamètre du trou d'injection, densité et viscosité du fluide).

Trois grandes familles de formulation de l'équilibre sont retenues par les auteurs pour décrire la rupture par claquage :

- Le gradient critique de Terzaghi, qui décrit l'équilibre local **en surface** entre la force ascendante induite par le gradient hydraulique et le poids volumique déjaugé du matériau.
- L'équilibre pour un cône complet de sol soulevé, entre le poids et la force hydraulique appliquée sur celui-ci (hypothèse d'une source ponctuelle à la pointe du cône). Cette formulation est décrite par He et al. (2017).
- Enfin, pour prendre en compte la taille de l'orifice (source non pas ponctuelle mais de taille finie), il est également possible de calculer l'équilibre entre le poids et la force hydraulique au niveau d'un cône tronqué (hypothèse d'une source ponctuelle décalée par rapport à la couche granulaire).

Les publications expriment toutes un débit critique entraînant la fluidisation, et non directement une charge critique. Or, dans le cas des digues, il est plus simple de se rapporter à la charge qui est maintenue à l'amont. Le débit est fonction de cette charge, des caractéristiques de la recharge (hauteur de la recharge, perméabilité), ainsi que de la sous-pression (orifice); il reste donc possible de relier les expressions analytiques proposées (qui sont fonction du débit) à la charge appliquée.

6. ANALYSE DES DIFFERENTES SOLUTIONS ANALYTIQUES

Il s'agit ensuite de comparer ces différents modèles analytiques et de les confronter aux résultats expérimentaux de la littérature et aux essais sur modèle physique présentés à la section 2. Tous les travaux de la littérature analysés ayant étudié des cas de sols granulaires saturés à surface horizontale, l'objectif dans un premier temps est d'obtenir un critère de rupture dans ce cas spécifique. Des études complémentaires pourront éventuellement être réalisées par la suite pour étendre le domaine d'application.

6.1. Établissement des solutions analytiques issues de la littérature

La mise en équation de la rupture d'une recharge granulaire saturée à surface horizontale soumise à une arrivée d'eau localisée à sa base dépend des caractéristiques géométriques et hydrauliques de la zone étudiée, ainsi que du critère de rupture retenu.

La recharge granulaire est constituée d'un empilement de grains de diamètre représentatif noté D (m) et de densité ρ_s (kg/m³). On note également n la porosité moyenne du matériau et k (m/s) sa perméabilité hydraulique supposée homogène et isotrope. La densité du fluide est ρ_f (kg/m³) et sa viscosité cinématique ν_f (m²/s).

Les paragraphes ci-dessous donnent les équations à utiliser pour chacun des cas suivants :

- cône complet,
- cône tronqué.

Les équations déterminées pour le gradient critique de Therzaghi ne sont pas présentées ici.

La géométrie de l'écoulement considéré est 3D sphérique, centrée sur l'orifice.

Les équations ont été établies pour des écoulements entrant dans le cadre de la loi de Darcy et également en prenant en compte un écoulement de type Forchheimer. Seules les équations établies en écoulement de type Darcy sont présentées ciaprès.

Les équations sont exprimées en termes de débit critique puis de charge critique (qui peut plus facilement être utilisée par l'ingénieur).

6.1.1. Equilibre d'un cône pointu

Certaines expérimentations réalisées en débit contrôlé montrent que l'initiation de la cheminée de fluidisation est précédée du soulèvement d'un cône (He et al. 2017 par exemple). L'hypothèse a donc été faite d'un soulèvement d'un cône de sol entraînant la rupture. Ce cône sera dans la suite caractérisé par l'angle Φ , complémentaire à son angle d'ouverture et définie sur la Figure 12.

La mise en équation résumée ci-dessous correspond au modèle de He et al. 2017, au détail près que l'on considère ici un cône de révolution complète, et non un demi-cône comme dans le cas de leur expérience. Cette mise en équation consiste à écrire l'égalité entre le poids du cône et l'intégrale des forces volumiques de l'écoulement sphérique 3D sortant de l'orifice. La différence par rapport au cône d'angle «3° » présenté au §4 est que l'on prend en compte les forces d'écoulement de façon volumique et non pas en tant que force externe à la base.



Figure 12 Définition de l'angle φ du cône soulevé

Cet équilibre est présenté ci-après pour un régime Darcy :

$$Q_c = \frac{2\pi H^2 k i_c (1 - \cos \alpha_0)}{6(\tan \phi)^2 (1 - \sin \phi)}$$
Pression
critique
$$P_c = \frac{\rho_f g H^2 i_c}{6(\tan \phi)^2 (1 - \sin \phi)} \left(\frac{1}{\lambda} - \frac{1}{H + \lambda}\right)$$

Avec Qc (m3/s) le débit critique, H (m) l'épaisseur du milieu, k (m/s) sa perméabilité hydraulique, α_0 un coefficient de correction lié aux effets de bords, ϕ l'angle du cône soulevé, ρ_f (kg/m³) la masse volumique du fluide, i_c le gradient critique de Terzaghi et λ (m) un paramètre permettant de passer d'une source de pression ponctuelle à la source de pression réelle, de dimension non nulle.

6.1.2. Equilibre d'un cône tronqué

L'hypothèse d'une source ponctuelle n'est valide que pour des ratios r_{in}/H très faibles. Sinon, il est nécessaire de prendre en compte explicitement la taille de l'orifice à la fois pour le volume du cône soulevé et pour l'orientation et l'intensité des vitesses d'écoulement. Pour cela, nous proposons de considérer un cône tronqué, de co-angle Φ et dont la pointe est décalée d'une distance virtuelle l vers le bas comme représenté sur la Figure 13 ci-dessous :



Figure 13 Définition de l'angle φ et du décalage l du cône tronqué soulevé

Les débits et pression critiques sont alors dépendants de la hauteur *H* de la recharge, de l'angle Φ et de la pointe *I*, et incluent un coefficient de correction pour tenir compte des effets de bord. Une valeur de Φ =69° a été identifiée expérimentalement par He et al. [12] lors d'essais avec du sable. En l'absence de données, une valeur de 90°, conservative, peut-être retenue.

Les relations approchées, avec une source ponctuelle confondue avec la pointe du cône, donnent :

Débit critique

$$Q_c = \frac{2\pi H^2 k i_c (1 - \cos \alpha_0)}{6(\tan \Phi)^2 (1 - \sin \Phi)} \left(1 + 3\frac{l}{H} + 3\left(\frac{l}{H}\right)^2\right)$$

Pression critique

Source ponctuelle : divergence Source de petite taille : $P_{c} = \frac{\rho_{f}gH^{2}i_{c}}{6(\tan\Phi)^{2}(1-\sin\Phi)} \left(1+3\frac{l}{H}+3\left(\frac{l}{H}\right)^{2}\right) \left(\frac{1}{\lambda}-\frac{1}{H+\lambda}\right)$

6.2. Confrontation des critères aux résultats de la littérature et aux essais sur modèle physique

6.2.1. Confrontation des critères analytiques aux résultats présentés dans la littérature

Dans les paragraphes suivants, les débits de rupture calculés avec les différentes équations analytiques sont confrontés aux données expérimentales de Zoueshtiagh et Merlen (2007), He et al. (2017) et Mena et al. (2017).

Les pressions de rupture n'étant pas indiquées dans ces publications (a priori non mesurées), les confrontations n'ont pu être réalisées qu'au niveau du débit critique.

Comme présentée à la Figure 14, la confrontation avec la relation 3D Darcy Cône tronqué conclue à des débits prédits relativement corrects ou légèrement sous-estimés pour Zoueshtiagh et al. (2007) et He et al. (2017) à l'exception des données de Mena et al. (2017) pour lesquelles la sous-estimation est beaucoup plus marquée (facteur 2 à 3).

Les incertitudes sur les perméabilités des matériaux, sur l'angle Φ ou sur le facteur de correction lié aux effets de bords pourraient expliquer une partie de ces écarts.



Figure 14 Confrontation des débits critiques observés experimentalement avec ceux prédits par la relation « 3D Darcy-Cône tronqué »

6.2.2. Confrontation des critères analytiques aux essais de la CNR

On notera tout d'abord que les effets de bords étaient très limités lors des essais CNR (*H*/*R* au maximum de 0,4) en comparaison des effets de bords sur les expérimentations à plus petite échelle.

Les types de matériaux utilisés diffèrent également : billes ou sables de 0,2 à 1 mm de diamètre pour Zouestiagh et al. (2007) et He et al. (2017); billes de 3 à 10 mm pour Mena et al. (2017) et mélanges de sable et gravier de 0,1-40 mm pour les expérimentations CNR. Les tailles de particules restent finalement assez similaires mais c'est surtout la granulométrie étalée des matériaux utilisés à la CNR qui apporte une différence. Enfin, les critères analytiques sont établis pour un massif granulaire horizontal alors que les expérimentations CNR ont été réalisés avec un fruit de 3H/1V (pente ~18°).

La confrontation des charges de rupture constatées montre que la relation basée sur l'équilibre d'un cône pointu semble adaptée mais il est difficile de tirer des conclusions fermes sur cette confrontation.

7. PROPOSITION D'UN CRITERE

A ce stade des analyses, les limites sur la comparaison aux expérimentations ne permettent pas de conclure pleinement sur le choix du critère le plus pertinent en toute situation.

Toutefois, l'expression proposée pour le débit et la pression critique « 3D - Cône pointu – Darcy » apparaît comme le meilleur critère donnant des résultats relativement corrects et majoritairement conservatifs par rapport aux observations expérimentales. D'autre part, il reste d'expression et d'utilisation relativement simple. Il est donc le critère recommandé à ce stade des investigations. Les conditions d'application proposées sont les suivantes :

- effets de bords limités : *H*/*R*<0,6 ce qui est généralement le cas pour un ouvrage hydraulique ;
- taille de l'orifice petite devant l'épaisseur de la recharge : au premier ordre din/H<0,5 ;
- régime de Darcy ou pertes de charges inertielles restant limitées, i.e. *Re_D*<~2. A noter que si ce critère n'est pas respecté (en présence de pertes de charges inertielles) le critère en débit reste conservatif.
- en prenant pour le facteur 1/(6(tanΦ)²(1-sinΦ)=1+sinΦ*6(sinΦ)², caractérisant l'influence de l'ouverture du cône, la valeur conservative minimale de 1/3, vers lequel le facteur tend pour Φ=90°, et λ=0,26*d_{in}, et en indiquant la pression en perte de charge critique en mCE, on obtient :

Débit critique
$$Q_c = \frac{2}{3}\pi H^2 k i_c$$

Pression
critique (mCE) $\Delta H_c = \frac{1}{3}H^2 i_c \left(\frac{1}{0,26d_{in}} - \frac{1}{H+0,26d_{in}}\right)$

La confrontation de ce critère avec l'ensemble des expérimentations est présentée Figure 15. Il permet une prédiction du débit expérimental avec une incertitude d'un facteur 0,6 à 5. Pour l'ensemble des autres essais, les débits critiques expérimentaux sont supérieurs ou égaux au débit théorique. C'est donc une estimation d'une borne basse du débit critique, ceci englobant à la fois les essais CNR (avec pente, pertes inertielles et matériau à granulométrie étendue) et les essais à petites échelles des différents auteurs.



Figure 15 Confrontation du critère « Cône pointu-Darcy » avec l'ensemble des expérimentations

RÉFÉRENCES ET CITATIONS

- [1] Béguin Rémi, « Étude multi-échelle de l'érosion de contact au sein des ouvrages hydrauliques en terre, Thèse de doctorat », Université de Grenoble, 2011.
- [2] geophyConsult, « Synthèse des essais d'érosion de contact à grande échelle dédiés à l'influence de la recharge granulaire », 2012.
- [3] geophyConsult, « Etude expérimentale du comportement de la recharge granulaire d'un ouvrage dégradé par une érosion interne », 2014
- [4] geophyConsult, « Modélisation et valorisation des essais sur la stabilité d'une recharge granulaire », rapport geophy000218BPE01, 2017.
- [5] Kouamé, Zoueshtiag et Merlen, 2007 : Fluidisation d'un lit granulaire étendu par une source localisée, 18ème congrès Français de Mécanique, Grenoble, 27-31 aout 2007.
- [6] Zoueshtiag et Merlen, 2007: Effect of a vertically flowing water jet underneath a granular bed, Physical Review E, 75, 056313.
- [7] Cui, Li, Chan et Chapman, 2012: A 2D-DEM-LBM study on soil behaviour due to locally injected fluid, Particuology, v10, p242-252.
- [8] Alsaydalani et Clayton, 2013: Internal fluidization in granular soils, Journal of Geotechnical and Geoennvironmental Engineering, 04013024.
- [9] Philippe et Badiane, 2013: Localized fluidization in a granular medium, Physical Review E, 87, 042206.
- [10] Philippe, Cuéllar, Luu, Mena et Curtis, 2016: Localized fluidization in a granular medium: Parametric study with a model of « sand boiling », Scour and Erosion, Harris, Whitehouse and Moxon (Eds), Taylor and Francis Group, London, ISBN 978-1-138-02979-8.
- [11] Mena, Luu, Cuéllar, Philippe et Curtis, 2017: Parameters affecting the localized fluidization in a particle medium, American Institute of Chemical Engineers Journal, v63 - 5, p1529-1542.
- [12] He, Zhu, Zhang, Shao et Yu, 2017: Experimental observations on the initiation of sand-bed erosion by an upward water jet, Journal of Hydraulic Engineering, 06017007.
- [13] Bear, J. (1972) Dynamics of fluids in Porous Media. New York: Dover Publications
- [14] Li, M., Fannin, R. J. Comparison of two criteria for internal stability of granular soil, Canadian Geotechnical Journal, Vol 45(9), pp. 1303-1309, 2008
- [15] van Genuchten, M.Th., "A closed-form equation for predicting the hydraulic", 1980.
- [16] Zga, Salah, Rapport de stage, « Modélisation numérique : Etude du comportement thermo-hydraulique d'ouvrages en remblais », 2010.
- [17] Mualem, Y., "A new model for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated porous media". Water Resources Research, 1976.

JUSTIFICATION DE LA STABILITE DES DIGUES ET BARRAGES EN SOLS TRAITES

Stability assessment of treated soils dikes and dams

Pierre AGRESTI, Jean-Rémi LHERBIER

ARTELIA, 6 rue de Lorraine, 38130 Echirolles pierre.agresti@arteliagroup.com ; jean-remi.lherbier@arteliagroup.com

> Nicolas NERINCX, Cédrine ALLEON ISL, 13 rue Berthelot, 59000 LILLE

nerincx@isl.fr ; alleon@isl.fr

Stephane BONELLI

Irstea et Aix-Marseille Université, 3275 route de Cézanne, 13182 Aix-en-Provence stephane.bonelli@irstea.fr

Jean-Jacques FRY

EDF – CIH- Savoie Technolac -73373 LE BOURGET-DU-LAC jean-jacques.fry@edf.fr

Pierre COCHET PC Consultant, 11 allée de la Duatière, 38640 CLAIX <u>pierre.a.cochet@orange.fr</u>

MOTS CLEFS

Barrages en remblai, digue, sols traités, analyse de la stabilité, méthode des éléments-finis, différences finies, sols non saturés

KEY WORDS

Embankment dams, dikes, treated soils, stability analysis, finite elements method, finite difference, unsaturated soils

RÉSUMÉ

Le traitement des sols par des liants (chaux et ciment) est une technique très répandue dans le domaine des terrassements routiers et ferroviaires. La mise en œuvre de traitement des sols pour les barrages et les digues est, encore à ce jour, assez marginale.

Le groupe de travail du CFBR sur les barrages (et digues) en remblai dur et sols traités (groupe miroir du comité technique P de la CIGB – Comité des barrages en remblai cimenté) travaille depuis plusieurs années sur la mise au point de ces techniques pour les barrages et les digues, en considérant les améliorations mécaniques apportées par le traitement dès le stade de la conception.

Dans ce but, l'un des objectifs du GT est d'établir des critères de conception et de justification pour ces ouvrages d'un nouveau type. A cette fin, un travail de recherche a été entrepris afin de mieux comprendre le comportement mécanique des matériaux traités mis en œuvre en grande masse.

A partir d'une base de résultats d'essais en laboratoire et in-situ pour des limons læssiques traités à la chaux, deux approches par modélisation numérique de complexité graduellement croissante ont été menées en parallèle afin de définir les conditions de stabilité à plusieurs échéances de cure, et notamment au jeune âge, d'un barrage type de 30 m de hauteur construit avec ce type de matériau.

Au moyen des logiciels de modélisation numérique PLAXIS et FLAC, le comportement mécanique de l'ouvrage a été simulé en considérant notamment :

- les effets de construction par couches ;

- les variations de propriétés mécaniques et rhéologiques avec le temps de cure ;

- diverses lois de comportement élasto-plastiques (Mohr-Coulomb, Cam-Clay Modifié, Plastic Soil Hardening Model et Hardening Soil Model) ;

- l'influence de la génération et de la dissipation des pressions interstitielles.

L'article présente les études réalisées ainsi que les verrous techniques rencontrés. Il expose et compare les résultats obtenus par les méthodes de modélisation considérées et leurs limites. En conclusion, l'article synthétise les avancées de l'état de l'art permises par le travail exposé, ainsi que les enseignements généraux de ce travail de modélisation à ce jour inédit.

ABSTRACT

The treatment of soils with binders (lime and cement) is common practice in the field of road and railway earthworks. So far the use of treated soils for dams and dikes is unusual.

The CFBR working group on dams (and dikes) in hard backfill and treated soils (mirror group of Icold Technical Committee P - Committee on cemented embankment dams) has been working for several years on the development of these techniques applied to dams and dikes, considering the mechanical improvements made by the treatment at the design stage.

For this purpose, one of the objectives of the WG is to define design and justification criteria for these new types of structures. To this end, research work has been undertaken to better understand the mechanical behavior of the treated materials used on a large scale.

From a database of laboratory and in-situ test results for lime treated loess, two numerical modeling approaches of gradually increasing complexity were conducted in parallel in order to define the stability conditions depending on cure time, particularly at the young age, of a typical 30 m height dam built with this type of material.

Using PLAXIS and FLAC numerical modelling software, the mechanical behavior of the structure was simulated by considering:

- layered construction effects;

- the variations of mechanical and rheological properties with the cure time;

- various types of elasto-plastic behavior (Mohr-Coulomb, Modified Cam-Clay, Plastic Soil Hardening model and Hardening Soil Model);

- the generation and dissipation of pore pressures.

This article presents the studies carried out as well as the technical locks encountered. The results obtained by the modelling methods, and their limits, are exposed and compared. As a conclusion, the communication summarizes the progress of the knowledge following the work described before, as well as the general lessons learned from this unprecedented modelling work.

1. CONTEXTE ET OBJECTIFS

L'utilisation du traitement des sols dans les ouvrages hydrauliques n'est pas nouvelle, mais bénéficie actuellement d'un regain d'intérêt de la part des concepteurs et des gestionnaires. La connaissance fine du comportement des matériaux traités et de leurs applications est en plein développement et profite à la fois d'efforts de recherche récents et en cours, ainsi que du retour d'expérience d'un nombre croissant de réalisations [1][2][3].

Le traitement à la chaux d'un sol permet, sous l'action des réactions pouzzolaniques entre les particules argileuses du sol et celles de la chaux, d'augmenter progressivement cohésion et rigidité du matériau traité, que le traitement soit réalisé en place, sur plateforme dédiée ou en centrale.

Ainsi, les sols traités acquièrent avec la cure un comportement que l'on peut situer au sens rhéologique entre les sols raides surconsolidés et les roches tendres avec cimentation faible (pression limite d'un essai pressiométrique comprise entre 1 et 10 MPa). Ils sont assimilables à des sols cimentés et ont donc un rapport de résistance à la compression simple (Rc) sur résistance à la traction simple (Rt), Rc/Rt = 8 à 12. Ces résistances sont quantifiées directement par des essais de laboratoire (essai de compression simple, essai de traction indirecte ou essai brésilien). Elles ne sont pas considérées en mécanique des sols par le critère de Mohr-Coulomb.

La cinétique des réactions pouzzolaniques est fonction des caractéristiques du matériau naturel, de sa minéralogie, et en conséquence, de sa propension à réagir avec la chaux. Seuls des essais de laboratoire à plusieurs échéances de cure peuvent permettre de caractériser finement l'évolution des propriétés du mélange sol-chaux dans le temps, et de définir le plus fidèlement possible son comportement hydro-mécanique pendant les épisodes de construction et d'exploitation de l'ouvrage.

L'un des objectifs majeurs de l'emploi de matériaux traités à la chaux est de permettre une optimisation du profil des barrages avec une augmentation de la pente des talus. Or ces profils plus raides induisent de facto des sollicitations plus importantes de l'ouvrage. La présente étude s'attache donc à étudier la stabilité d'ensemble d'un barrage en sols traités dans le temps, puisque les propriétés mécaniques de ce type de matériau évoluent avec la cure. En particulier, l'accent est mis sur l'étude de la stabilité de l'ouvrage avant que le matériau n'ait atteint ses propriétés mécaniques à long terme, notamment pendant les phases de construction. La prise en compte de l'évolution de l'état de cure du matériau dans les calculs de stabilité d'un remblai en cours de construction est donc nécessaire pour permettre des estimations fiables des états de contraintes et de déformations atteints par l'ouvrage.

2. METHODOLOGIE D'ANALYSE

L'étude de la stabilité d'un barrage en sol traité à la chaux a été réalisée sur un ouvrage type d'une hauteur de 30 m et de 6 m de largeur en crête et de pente amont et aval identiques, fondé sur un substratum rigide (typiquement, marnes).

En première approche, la stabilité de l'ouvrage au grand glissement a été étudiée suivant la méthode de tranches (§4). Des études de sensibilité ont été menées pour évaluer l'influence de la géométrie de l'ouvrage et des conditions de mises en œuvre sur sa stabilité d'ensemble. Elles ont porté sur les facteurs suivants :

- La géométrie de l'ouvrage et notamment les pentes amont et aval du remblai de 1,5H/1V à 1H/1V, ainsi que sur la hauteur totale de l'ouvrage ;
- Les cadences de mise en œuvre de 3000 à 5000 m³/jour pour une longueur de 300 m, soit une vitesse de montée du remblai variant entre 0,1 (soit 1 couche de 30 cm, à la base) et 2 m/jour (au sommet).

Ces études de sensibilité ont permis de choisir un profil et une cadence unique sur laquelle l'analyse a été approfondie. Sur cette base, une analyse en contraintes et déformations par le biais de modélisations numériques a alors été réalisée (§5 et 6). Une étude de sensibilité a été menée sur le choix et le paramétrage des lois de comportement des matériaux, ainsi que sur l'influence de l'état de pression interstitielle des matériaux traités.

Il est à noter que les défauts de portance du sol de fondation n'ont pas été considérés afin d'établir l'influence des paramètres étudiés sur la stabilité intrinsèque du remblai. L'étude de stabilité d'un ouvrage projeté sur un sol de fondation réel reste une étape fondamentale de la justification de l'ouvrage qui n'a pas été considérée ici.

Par ailleurs, dans des conditions normales d'exploitation d'un barrage de cette hauteur, dites situations permanentes ou quasi-permanentes, l'étanchéité des grands ouvrages devrait être assurée par un dispositif type masque amont. Ainsi les études ont été menées sur la construction de l'ouvrage puis sa mise en eau. Une étude a été menée quant à la saturation progressive du corps du remblai en cas d'absence de masque ou de sa défaillance. Les autres conditions accidentelles pouvant être subies par l'ouvrage n'ont pas été étudiées à ce stade.

3. CARACTERISTIQUES MECANIQUES

Les valeurs importantes de cohésion d'un sol traité après quelques mois de temps de cure (supérieures à 100 kPa) imposent une réflexion sur la rhéologie. En mécanique des sols, la droite de Mohr-Coulomb est identifiée sur des essais de cisaillement triaxiaux à plusieurs pressions de confinement (le plus souvent 3 ou 4 essais, avec des pressions de confinement comprises entre 50 kPa et 400 kPa). La « cohésion effective », c', est quantifiée indirectement par extrapolation de la droite de Mohr-Coulomb à une contrainte moyenne effective p' nulle : ce n'est ni une mesure directe (comme R_c), ni une grandeur intrinsèque au matériau. Par conséquent, c' ne représente pas la résistance du sol à un cisaillement à faibles contraintes, et il n'est pas pertinent de déduire directement R_c ou R_t de c' (on ne peut utiliser que des corrélations empiriques).

Par ailleurs, la droite de Mohr-Coulomb n'est valide que pour le domaine de pressions de confinement qui a permis de l'établir, et il n'est pas rigoureux de l'utiliser en dehors de ce domaine, que ce soit pour de faibles contraintes voire des contraintes de traction, ou pour des contraintes principales de compression supérieures à la plus forte contrainte de confinement de l'essai triaxial. En particulier, la résistance à la traction du sol n'est en aucun cas donnée par $c'/tan(\phi')$. Cette remarque concerne notamment l'analyse de l'occurrence de fissures de traction. De même, la résistance au cisaillement du sol ne peut pas être analysée avec la droite de Mohr-Coulomb pour des contraintes supérieures à la plus forte pression de confinement de l'essai triaxial qui a permis de l'établir. Cette remarque est capitale pour l'étude de stabilité d'un grand remblai.

Lors d'une modélisation avec un modèle avec écrouissage volumique isotrope (hardening plasticity model) de type Cam-Clay modifié ou cap-model, la variable d'écrouissage isotrope est appelée « pression de consolidation ». En pratique, elle correspond à la contrainte de compactage par couche, de l'ordre de 300 kPa [4]. Cette contrainte de consolidation augmente avec le temps de cure.

La contrainte effective principale de compression d'un remblai de 15 m de hauteur, due au poids du sol, est de l'ordre de 300 kPa. Par conséquent, les remblais de moins de 15 m de hauteur ont un état de contrainte inférieure à la contrainte de compactage : on peut dire qu'ils sont dans un état surconsolidé car le poids des terres à la construction n'augmente pas la contrainte de consolidation. Dans ce domaine, la résistance au cisaillement peut être analysée avec la droite de Mohr-Coulomb fonction de la cohésion effective c' identifiée sur des pressions de confinement du même ordre de grandeur. Un modèle de type Cam-Clay structuré SCC (avec cohésion) peut être utilisé [5][6].

Un remblai homogène de plus de 15 à 20 m de hauteur comporte deux zones : la zone haute de 15 m d'épaisseur, qui est surconsolidée, et la zone basse. Dans la zone basse, les contraintes effectives principales de compression sont supérieures à la contrainte de compactage : on peut dire que cette zone est dans un état normalement consolidé car le poids des terres à la construction a augmenté la valeur de contrainte de consolidation. En supposant que ni la cohésion ni la contrainte de consolidation n'augmentent avec le temps de cure, la théorie de l'état critique précise que la droite de Mohr-Coulomb est définie avec une cohésion nulle. Un modèle de type Cam-Clay avec cohésion nulle doit donc être utilisé.

Ces remarques sont cohérentes avec la pratique : la cohésion est dimensionnante pour les petits remblais, tandis que l'angle de frottement interne gouverne le dimensionnement des grands remblais. Cette analyse montre que la transition entre petit remblai et grand remblai se trouve entre 15 et 20 m de hauteur.

Les modèles de type Cam-Clay Cimentés CCC [7] permettent de considérer ces deux situations et devraient en toute rigueur être utilisés pour une modélisation numérique d'un remblai de plus de 15 à 20 m de hauteur. Ceci est illustré ci-après. Toutefois, la contrainte de consolidation d'un sol traité augmente avec le temps de cure et ces ordres de grandeur peuvent être revus à la hausse en fonction des résultats des essais de laboratoire. C'est la raison pour laquelle il est pertinent de considérer un modèle de type Cam-Clay structuré SCC (avec cohésion) pour un remblai de 30 m de hauteur. Les modèles Plastic hardening (FLAC) et Hardening Soil Model (PLAXIS) sont de ce type.



Figure 1 : Surface limite d'un sol cimenté (en rouge), surface limite d'un sol structuré (en noir).

Ayant fait l'objet d'essais de laboratoire et in situ redondants à plusieurs échéances de cure, les propriétés mécaniques du limon argileux dit « de Marche-les-Dames », en Belgique, traité à 2% de chaux, ont été exploitées pour les études de stabilité. En effet, pour assurer la fiabilité des comportements des sols que l'on souhaite simuler, des essais triaxiaux et œdométriques à plusieurs échéances de cure, en particulier au jeune âge (0 jour de cure, 1, 7, 14, 30, et 75 jours) sont essentiels. La disparité des résultats sur différents types de sols traités disponibles dans la littérature imposent des essais redondants à chaque temps de cure sur un même matériau pour assurer la robustesse d'un paramétrage de modèle.

En plus de permettre de caractériser la cinétique d'évolution de la résistance mécanique du sol-chaux, ils permettent également d'établir les relations entre élasticité et compressibilité des matériaux, éléments nécessaires au paramétrage des modèles et à la comparaison des résultats entre eux.

Par ailleurs, les essais de laboratoire réalisés sur des échantillons non saturés ont confirmé que la génération de pression interstitielle est en général très faible pour trois raisons : le degré de saturation en place est en grande majorité des cas inférieur à 90% (entre 75 et 93%, 85% en moyenne sur19 essais Proctor), les essais CU ont une résistance identique aux essais CD après 4 semaines de cure et enfin les mesures de pression interstitielle sur essais œdométriques donnent une valeur maximale de r_u =0,05 pour une contrainte maximale de 1,2MPa).

A partir des essais réalisés, les paramètres retenus du matériau sont détaillés dans le Tableau 1 suivant. Le modèle a fait l'objet d'une validation numérique par simulation des essais de laboratoire, comme visible en Figure 3 :

	•								
		Sol-chaux sans cure (0 jour)	Sol-chaux 7 jours de cure	Sol-chaux 14 jours de cure	Sol-chaux 30 jours de cure	Sol-chaux 75 jours de cure	Sol-chaux > 390 jours		
Poids volumi	que sec / humide [kN/m³]	17,3 / 20,4							
Perméabilité	isotrope k [m/s]		1.10 ⁻⁹						
Rupture	Cohésion c' [kPa]	20	25	29	40	70	110		
	Angle de frottement interne Φ [°]	36	36	36	37	39	39		
Elasticité	Coefficient de Poisson v	0,20							
	Module sécant de référence ¹ E ₅₀ ^{REF} [MPa]	5	7	9	13	26	30		
	Indice de gonflement Cs	0,033	0,016	0,011	0,006	0,003	0,003		
Ecrouissage	Indice de compressibilité Cc	0,18	0,15	0,13	0,09	0,05	0,05		
Coefficient de Skempton B ou ru (selon modèle utilisé) 5 %									

Tableau 1 : Propriétés mécaniques du sol chaux en phase de cure – paramétrage des modèles

¹ Module sécant à 50 % pour une pression de confinement de 100 kPa (non-linéarité de l'élasticité) :



Figure 2 : Modules d'élasticité sous PLAXIS (source : PLAXIS Material Model Manual).

Un exemple de calage des coefficients de retrait et gonflement par simulation des essais de laboratoire sous PLAXIS (module SoilTEST) est présenté en figure suivante.



Figure 3 : Essai ædométrique à 2,5 mois de temps de cure, résultats d'essai et modèle Hardening Soil (PLAXIS).

4. STABILITE AU GRAND GLISSEMENT

La stabilité au grand glissement est généralement étudiée par la méthode de l'équilibre limite à l'aide de logiciels du type SLOPE ou TALREN, et à partir de critères de rupture simplifiés tels que Mohr-Coulomb, adaptés à ce type d'analyse sans prise en compte des tassements et des effets de la consolidation du matériau sur la stabilité.

Des hauteurs intermédiaires ont été modélisées afin d'évaluer la stabilité d'ensemble à plusieurs niveaux de remblai pendant les phases de construction. De façon similaire aux sols denses ou surconsolidés, les courbes résultantes des essais triaxiaux sur le sol traité présentent des pics et des valeurs résiduelles inférieures. Les valeurs au pic, avec des coefficients partiels adéquats, ont été retenues dans le cadre de cette étude, du fait qu'elles caractérisent l'état du matériau avant la rupture et qu'elles soient représentatives du comportement stable que l'on cherche à démontrer. Le CFBR recommande leur utilisation si et seulement si la qualité du compactage est prouvée et si la déformabilité de la fondation est moindre que celle du remblai [8], conditions qui sont cohérentesavec les hypothèses de calcul émises précédemment

Pour les analyses de stabilité, les recommandations CFBR [8] préconisent l'utilisation de coefficients partiels à appliquer aux différents cas de charge et aux propriétés mécaniques des matériaux. Ici, une approche en coefficient global a permis de simplifier l'analyse de stabilité par l'interprétation purement déterministe des résultats des études de stabilité. Par adaptation des recommandations du CFBR, les coefficients suivants ont été retenus :

- Construction et situations transitoires : F= 1,32 équivalent à 1,1 (sur c' et tan ϕ ') x 1,2 (coefficient de modèle)
- Exploitation et situations durables : F= 1,5 équivalent à 1,25 (sur c' et tan ϕ') x 1,2 (coefficient de modèle).

L'effet du temps est pris en compte en affectant un état de cure variable (et donc des propriétés variables) aux différentes couches de sol-chaux sur la hauteur du remblai. Ces états de cure sont évalués en fonction de la géométrie de l'ouvrage et de la cadence de mise en œuvre considérée.

Sur l'ensemble des simulations réalisées, la tendance des résultats est homogène :

- La stabilité s'accroit avec l'avancement de la cure, puisqu'il en résulte une amélioration de la résistance au cisaillement du matériau ;
- De façon similaire à l'ensemble des ouvrages en remblai, la sensibilité à d'éventuelles surpressions interstitielles, paramétrée par le coefficient ru est forte, notamment pour les géométries les plus économiques (pentes raides) associés à des états de cure jeunes du sol-chaux;
 - Le choix de la cadence de mise en œuvre est important puisqu'une cadence élevée :
 - diminue la résistance au cisaillement et à la compression des matériaux à une hauteur donnée, du fait de la cinétique de cure,
 - favorise la génération des pressions interstitielles du fait de la compressibilité du matériau, et en limitant le temps nécessaire à leur dissipation.

L'évolution des pressions interstitielles dans l'ouvrage a été étudiée dans un second temps, et les analyses détaillées dans le chapitre suivant.

Des facteurs de sécurité satisfaisants ont été obtenus pour plusieurs jeux de paramètres. Notamment pour des pentes à 1H/1V, on obtient un facteur de sécurité de 1,32 en fin de construction pour un r_u= 0,2 et une cadence de 3000 m³/j (Figure 4).



Figure 4 : Facteur de sécurité de 1,32 en fin de construction (pentes $1V/1H - r_u=0,2$ avec SLOPE/W). Temps de cure illustrés par des couleurs différentes croissant avec la profondeur des couches dans le remblai.

Vis-à-vis du risque de grand glissement, les résultats confirment la possibilité d'envisager des pentes plus raides que pour les barrages en remblai courants, par traitement des sols à la chaux. Ceci est possible grâce à l'amélioration de la résistance au cisaillement du matériau dans le temps. De façon similaire aux remblais standards, ces conclusions sont émises sous réserve de maîtriser les cadences de mise en œuvre vis-à-vis du développement de surpressions interstitielles, limité par ailleurs par le traitement à la chaux.

Pour rappel, seuls les barrages d'une hauteur inférieure ou égale à 30 mètres sont considérés ici.

Dans la suite de cet article, les paramètres suivants sont retenus :

- Hauteur du barrage de 30 m et longueur de rive à rive de 300 m ;
- Pentes amont et aval et 1,25H / 1V. Il est à noter que des pentes de 1H / 1V apparaissent comme étant acceptables pour des barrages de plus faible hauteur ;
- Cadence de mise en œuvre de 3000 m³/jour.

Pour cette configuration, le facteur de sécurité en fin de construction est supérieur à 1,7, ce qui donne une marge de sécurité supplémentaire compte tenu des approximations liées aux lois et paramètres utilisés.

5. TASSEMENTS, CONSOLIDATION ET STABILITE EN PHASE DE CONSTRUCTION

5.1.Paramétrage du modèle

Afin d'approfondir l'étude de la stabilité des barrages traités à la chaux, la construction du remblai a été simulée à l'aide du logiciel aux différences finies FLAC ainsi que du logiciel aux éléments finis PLAXIS 2016. Ces deux logiciels présentent les avantages suivants :

- Prise en compte de lois de comportements plus complexes que celle de Mohr-Coulomb, en particulier en tenant compte des phénomènes d'écrouissage
- Modélisation des étapes de construction de l'ouvrage par couche (Figure 5) ;
- Possibilité d'intégrer l'évolution des propriétés mécaniques du matériau traité avec son temps de cure, selon les cadences considérées (Figure 6).



Figure 5 : Etat de cure variable sur la hauteur du remblai en fin de construction (1,25 H/1 V) sous PLAXIS



Figure 6 : Variations des paramètres de la loi Plastic Hardening en fonction du temps de construction (FLAC)

En premier lieu, un test de sensibilité des résultats de tassement aux lois de comportement intégrées au modèle a été réalisé avec le logiciel FLAC. Ces simulations ont permis de comparer trois modèles de comportement généralement employés en bureau d'études pour la modélisation du comportement des sols-chaux : Mohr-Coulomb (module constant), Cam-Clay modifié avec cohésion et Plastic Hardening avec ou sans écrouissage volumique.

Les résultats de déplacements en fin de construction du barrage pour un état de saturation des matériaux défini tel que $r_u=0.1$ sont détaillés dans le tableau ci-après.

Tableau 2 : Tassement maximum calculé en fonction de la loi de comportement utiliséeLoi de comportement	Tassements maximum (cm)	Déplacements amont ou aval (symétriques) maximum (cm)	Module d'élasticité maximum (MPa)
Mohr Coulomb	22,9	4,7	24
Cam Clay modifié	7,2	1,5	129
Plastic Hardening avec écrouissage volumique	18	11,9	133

Il est à noter que le module d'élasticité affiché ci-dessus correspond au module de Young pour le modèle Mohr Coulomb et au module de déchargement pour les 2 autres lois de comportement. Un ratio de 3 est considéré entre le module de Young et le module de chargement-déchargement.

Des différences notables sont observées entre les résultats obtenus, notamment dans le cas de l'utilisation d'une loi de comportement de Mohr Coulomb. Dans le cas d'une loi de type Plastic Hardening, le module augmente avec le temps et les couches inférieures sont donc peu compressibles : le tassement maximum est situé dans le tiers supérieur comme illustré ci-dessous.



Figure 7 : Tassements (m) en fin de construction du barrage suivant une loi de comportement de Mohr Coulomb (à g.) et Plastic Hardening (à dr.)

L'implémentation de la loi Plastic Hardening permet de prendre en compte l'écrouissage et présente également l'intérêt d'intégrer le facteur temporel avec des étapes de consolidation dans les simulations, élément essentiel à l'étude d'un matériau aux caractéristiques évolutives obtenues par des essais de laboratoire. Cette loi de comportement a été retenue pour la suite de l'étude.

Par ailleurs, une étude de sensibilité a été menée quant à l'influence de la pression de consolidation et sa variation avec le temps de cure sur la modélisation. Quatre hypothèses d'évolution ont été testées : croissance continue extrapolée des essais de laboratoire (1), pression constante de 180 kPa (2) et 250 kPa(3) ou augmentation plafonnée à 290 kPa (valeur à 30 jours) (3), présentées en Figure 8 ci-après. Dans les cas présentés (hypothèse 1 ou 3, en particulier) la plastification engendrée par dépassement de cette pression de consolidation n'affecte que peu les résultats obtenus.



Figure 8 : Comparaison des contraintes principales de compression et de différentes hypothèses de pression de consolidation à la base du barrage

5.2. Conclusions sur les études de tassement

De même que pour les calculs de stabilité au grand glissement, les résultats obtenus ont témoigné de la stabilité d'ensemble de l'ouvrage avec les hypothèses de construction et les paramètres mécaniques retenus, dans des conditions de mise en œuvre réalistes (pentes de parements de 1,25H/1V, cadence de mise en œuvre 10 m³/ml/jour). La stabilité a été analysée en termes de déplacements et déformations maximaux, de surpressions interstitielles développées dans le corps de l'ouvrage en phase de construction, ainsi qu'avec les coefficients de sécurité en fin de construction (sous PLAXIS uniquement).

Les modèles ont attesté de la sensibilité des résultats à différents paramètres mécaniques tels que la résistance au cisaillement des matériaux, leur état de saturation initial ainsi que ses paramètres de compressibilité œdométriques. En particulier, l'influence de ce dernier paramètre sur la stabilité d'ensemble a été étudiée :

- Avec une valeur de ru constante sous FLAC
- Avec un coefficient de Skempton constant sous PLAXIS, en simulant la dissipation des pressions interstitielles et l'évolution du ru pendant la construction.

En fin de construction, les valeurs des déplacements obtenues sous FLAC et sous PLAXIS sont du même ordre de grandeur, entre 0.2 et 2 % de la hauteur du barrage, suivant les hypothèses de modélisation des pressions interstitielles.

La prise en compte du facteur temporel dans la modélisation semble déterminante pour vérifier la stabilité d'un ouvrage en construction pendant sa cure. En effet, associé à la cadence de mise en œuvre, l'effet du temps favorise doublement la stabilité de l'ouvrage :

- Il influe sur l'état de cure des matériaux pendant la durée de la construction, et ainsi leur résistance au cisaillement, mais également à la compression ;
- Il permet de prendre en compte de façon plus réaliste le temps de dissipation des pressions interstitielles à la montée du remblai dans le cas du modèle PLAXIS, comparativement au modèle FLAC (ru fixe), malgré les écarts possibles entre le ru calculé et mesuré (hétérogénéité des sols, effets 3D, etc.), avec l'intégration d'étapes de consolidation temporisées. Un exemple de valeurs du coefficient r_u obtenu par simulation est illustré Figure 9.



Figure 9 : Coefficient r_u en fonction du temps à plusieurs niveaux dans le remblai (PLAXIS).

L'analyse des déplacements verticaux dans l'ouvrage après les étapes de construction (Figure 10) a permis de mettre en avant plusieurs spécificités de l'ouvrage en sol chaux, notamment

- Tassement maximal observé dans le tiers supérieur de l'ouvrage en fin de construction contre un déplacement maximal habituellement observé à mi-hauteur de barrage pour un remblai « classique » ;
- Développement limité de surpressions interstitielles, tel qu'observé avec les essais de laboratoires sur des sols non saturés initialement et confirmé en simulant l'évolution des surpressions dans le modèle.



Figure 10 : Déplacements verticaux en fin de construction du barrage en sol-chaux (PLAXIS).

Il est nécessaire de vérifier ce type de résultat pour la justification d'un barrage d'une hauteur de plus de 30 m, ici étudié, voire de plus de 20 m pour les raisons évoquées en chapitre 2.

A titre de comparaison, les tassements ont été évalués sur un barrage de même géométrie mais en matériau non traité. Les propriétés mécaniques du sol-chaux avant le début de sa cure ont été appliquées.

Les tassements obtenus à mi-hauteur de montée de l'ouvrage avec le matériau non traité atteignent 49 cm, soit l'ordre de grandeur des tassements en fin de construction avec un sol-chaux.



Figure 11 : Déplacements verticaux à mi-hauteur de remblai d'un barrage en sol non traité (PLAXIS).

Sans prise en compte de l'amélioration des propriétés mécaniques du matériau avec la cure, la stabilité de l'ouvrage n'est plus assurée à partir 28 mètres sur 30, et la modélisation diverge. A cette étape, les déplacements verticaux atteignent 1,42 m et s'inscrivent sur des cercles de glissement (rupture).



Figure 12 : Déplacements verticaux à 28 mètres de hauteur du barrage en sol non traité, divergence du calcul (PLAXIS).

6. STABILITE SOUS CHARGEMENT HYDROSTATIQUE

La simulation de la mise en eau du barrage a été réalisée sous FLAC. Une étude de sensibilité sur les conditions de mise en eau a été réalisée :

- Mise en eau après la fin de la construction sans cure des matériaux pendant le remplissage (hypothèse fictive conservative) ;
- Mise en eau 30 jours après la fin de la construction, avec cure des matériaux et remplissage à 1 m / jour ;
- Mise en eau 90 jours après la fin de la construction, avec cure des matériaux et remplissage à 1 m / jour ;

Ces situations considèrent l'existence d'un masque amont empêchant le développement d'écoulement au sein du barrage. Plusieurs hypothèses de pressions interstitielles liées à l'état de saturation des matériaux lors de leur mise en œuvre ont été considérées. Les résultats après remplissage sont illustrés ci-après pour r_u=0.1 et une loi de comportement de type Plastic Hardening.

Temps entre fin de construction et début du remplissage	Tassements maximum (cm)	Déplacements vers l'aval maximum (cm)	Module (MPa) élastique maximum	Facteur de sécurité
0 jour	2.2	3.4	140	1.71
30 jours	1.5	2.4	141	2.08
90 jours	1.4	2.2	139	2.32

Tableau 3 : Principaux résultats en fonction de l'état de cure à la mise en eau (déplacements réinitialisés à la fin de la construction).

On observe une amélioration du facteur de sécurité en retardant le remplissage, signe de l'influence de la cure des matériaux. Néanmoins, y compris dans le cas le plus conservatif, la stabilité de l'ouvrage est assurée en présence d'un masque amont.

En l'absence de masque (ou de perte de l'étanchéité amont), une ligne piézométrique s'établit très haut sur le talus aval. Bien que la stabilité soit assurée par le calcul pour cette situation de défaillance accidentelle du masque (FS > 1.10), ce comportement n'est pas acceptable en situation durable pour laquelle on recherche un contrôle des écoulements par le rabattement de la ligne piézométrique vers le pied du talus aval (maîtrise du gradient hydraulique de sortie, ruissellement, érosion, etc.).



Figure 13 : Niveaux piézométriques en l'absence de masque amont (SEEP)

7. REFLEXIONS GENERALES SUR LA CONDUITE DES ETUDES

Les calculs réalisés ont démontré la sensibilité des résultats à de nombreux paramètres mécaniques, externes et numériques, au-delà des critères purement géométriques considérés dans le cadre de cette étude.

- **Modèle rhéologique**. Les modèles restent tous imparfaits, mais en lien avec le type de calcul et selon le logiciel employé, il a été possible de procéder à des tests de sensibilité pour plusieurs d'entre eux et selon les cas considérés. La robustesse du paramétrage et l'adéquation avec le comportement réel du matériau ont été recherchés avant tout.
- Valeurs au pic des essais triaxiaux. Il s'agit ici de la résistance au cisaillement du matériau fonction des jeux de paramètres considérés (pics ou résiduels). Les calculs réalisés cherchaient à justifier la stabilité du remblai, et donc en restant en deçà des valeurs de pic pour les coefficients de modèle globaux recherchés. Ainsi, les valeurs de pic pour la résistance au cisaillement ont été retenues ; cette hypothèse doit être réévaluée selon les situations de calculs considérées, mais sont conformes aux recommandations du CFBR [8],.
- Exhaustivité et cohérence des essais de laboratoire à plusieurs états de cure sur un matériau traité à la chaux donné ; importance des caractéristiques à court terme. La bibliographie disponible relative aux sols traités à la chaux témoigne de la variabilité des caractéristiques mécaniques de ces matériaux. En cohérence avec les points précédents, ces essais doivent être redondants pour assurer la robustesse des paramètres retenus et pour justifier la stabilité du remblai. Les conditions d'essais doivent correspondre aux conditions attendues de mise en œuvre (contrainte de confinement, saturation, ...).
- Adéquation des données d'entrée avec les modèles de comportement utilisés et les phénomènes physiques étudiés. La sensibilité des résultats au paramétrage, selon les modèles rhéologiques et les outils de calculs employés, a confirmé l'importance d'une bonne représentativité des comportements des modèles numériques et des matériaux étudiés en laboratoire et in situ.
- Prise en compte des pressions interstitielles en phase de construction. L'évolution des pressions interstitielles des matériaux traités à la chaux au fur et à mesure de la construction de l'ouvrage peut être modélisée de différentes manières (coefficient r_u constant, compressibilité de l'eau variable, écoulement triphasique). Sachant que la génération est faible, l'option la plus simple suffit. La simplification par l'intégration du facteur r_u dans le modèle de calcul à l'équilibre limite a suffi à justifier la stabilité de l'ouvrage. Compte tenu des cadences usuelles de construction (généralement très inférieures à 5 m / jour), la recherche d'une solution plus précise n'apparait pas comme critique et l'on peut se satisfaire de cette solution approchée.

8. CONCLUSION

L'état de l'art évolue rapidement dans le domaine des sols traités à la chaux (et/ou au ciment) pour les ouvrages hydrauliques. Cependant, jusqu'à présent, peu d'études s'intéressaient au traitement en grande masse de remblais de plus de 15 à 20 m de hauteur.

Le travail présenté ici a permis de poser un cadre pour de futures études de stabilité d'ouvrage en sol traité, tout en démontrant la pertinence technique et économique (en première approche, via les volumes de matériaux à mettre en œuvre) du traitement pour ce type d'ouvrage. Ce travail a également permis de pointer le caractère essentiel de certains choix et hypothèses de modélisation dont en particulier modèle rhéologique, en lien avec les objectifs de la modélisation et les données disponibles. Une attention particulière doit donc être portée à la modélisation de tels ouvrages – et à l'acquisition des données nécessaires à celle-ci.

L'analyse présentée dans cet article montre l'importance du temps de cure sur les propriétés mécaniques des matériaux et par extension sur la stabilité du barrage. La construction apparaît dès lors comme l'une des phases critiques de la vie de l'ouvrage. A ce stade pour le limon lœssique traité étudié, des pentes de 1.25H / 1V, voire plus raides pour des ouvrages de plus faibles hauteurs et des cadences de l'ordre de 1 000 a 5 000 m³/jour satisfont les critères de stabilité.

Enfin, la justification d'un tel ouvrage doit logiquement s'intéresser aux différents cas de charge au cours de la vie de celuici (ouvrage en eau, vidange, séisme...) ainsi qu'aux problématiques de fondation, ce qui sort du cadre du travail présenté ici. Les auteurs s'attendent néanmoins à ce que ces cas de charge ne soient pas dimensionnant, étant donné l'évolution dans le temps des caractéristiques géomécaniques. Quant aux considérations relatives aux fondations, elles doivent être étudiées soigneusement, comme pour tout barrage, en tenant compte d'un ouvrage semi-rigide, à mi-chemin entre un ouvrage en remblai « conventionnel » et un ouvrage en remblai dur.

REMERCIEMENTS

Les auteurs remercient Gontran Herrier et Lhoist R&D qui ont réalisé les essais laboratoires complémentaires nécessaires au calage des modèles.

RÉFÉRENCES ET CITATIONS

- Agresti P., Bonelli S., Cochet P., Fry J.-J., Herrier G., Lino M., Mouy V., Nerincx N., Puiatti D., Touileb B., Petits barrages et digues en sols traités : matériaux, concepts, comportement, retours d'expérience et innovation, Q.103-R.27, 26^{ème} Congrès des Grands Barrages, Vienne, Juillet 2018.
- [2] Nerincx N., Bonelli S., Mercier F., Cornacchioli F., Fry J.-J., Herrier G., Richard J.-M., Puiatti D., Tachker P., DigueElite overflow resistant lime treated soils for dikes and earth dams, Q.103-R.27, 26th International Congress on Large Dam, Vienna, Austria, July 2018.
- [3] N. Nerincx, S. Bonelli, G. Herrier, P. Tachker, D. Puiatti, F. Cornacchioli, S. Nicaise, D. Lesueur, The DigueELITE project: lessons learned and impact on the design of levees with lime treated soils, *International Journal on Hydropower and Dams*, 2019.
- [4] Modaressi A., Fry J.-J., Chapitre 8. Barrages et remblais, in *Mécanique des Sols Non Saturés* (Eds Olivier Coussy et Jean-Marie Fleureau), Hermes Sciences, 2002.
- [5] Horpibulsuk S., Liu M.D., Liyanapathirana D.S., Suebsuk J., Behaviour of cemented clay simulated via the theoretical framework of the Structured Cam Clay model, *Computers and Geotechnics*, Vol. 37, pp. 1-9, 2010.
- [6] Robin V., Javadi A.A., Cuisinier O., Masrouri F., An effective constitutive model for lime treated soils, *Computers and Geotechnics*, Vol. 66, pp. 189-202, 2015.
- [7] Nguyen L.D., Fatahi B., Khabbaz H., A constitutive model for cemented clay capturing cementation degradation, *Int. J. Plasticity*, Vol. 56, pp. 1-18, 2014.
- [8] CFBR, Recommandations pour la justification des barrages et des digues en remblai, Edition CFBR, oct . 2015.

THEME D – JUSTIFICATIONS AU SEISME

<u>Communication D.01</u> METHODE DE CALCUL DYNAMIQUE SIMPLIFIEE FR-JP – DEVELOPPEMENT ET QUALIFICATION S CAS - Moez JELLOULI, Antoine des GARETS (ISL), Jean-Jacques FRY (EDF CIH)	page UR ETU	425 DES DE
Communication D.02 METHODOLOGIE SIMPLIFIEE POUR LA JUSTIFICATION AU SEISME D'UNE DIGUE SUR FONDA Capucine DURAND, Emmanuel CHALJUB, Pierre-Yves BARD (ISTERRE, UGA/CNRS/USMB/IRD/IFSTTAR), Je Philippe KOLMAYER, Pierre TACHKER (EDF CIH), Romain GRANJON (CNR), Florence RENALIER (GEOPHYCONS)	page N TION N Can-Jacqu ULT)	437 AEUBLE ues FRY,
<u>Communication D.03</u> MODELISATION DU COMPORTEMENT AU SEISME DES REMBLAIS SATURES AVEC CODE-ASTER <i>Philippe KOLMAYER, Astrid MONDOLONI (EDF CIH), Marc KHAM, Vinicius ALVES FERNANDES (EDF R&D)</i>	page	451
<u>Communication D.04</u> MODELISATION NUMERIQUE DE LA STABILITE DU BARRAGE DE MOREAU EN CONDITIONS DYNA BILLAUX, Rima GHAZAL (ITASCA), Patrick SOULAT, Stephen BONNET, Mathieu LE FLOCH (SUEZ CONSULTING)	page MIQUE	461 S Daniel
<u>Communication D.05</u> APPORTS DE LA PRISE EN COMPTE DES INTERACTIONS DYNAMIQUES AVANCEES DANS LA JUST SEISME DES BARRAGES RIGIDES - Jean-Rémi LHERBIER, Frédéric ANDRIAN, Pierre AGRESTI (ARTELIA)	page FIFICAT	467 ION AU
<u>Communication D.06</u> CARACTERISATION EN LABORATOIRE DU COMPORTEMENT DE SOLS RESIDUELS TROPICAUX CON SOLLICITATIONS DYNAMIQUES Lila MOUALI, Daniel DIAS, Christophe POINCLOU, Eric ANTOINET (ANTEA DURIEZ, Guillaume VEYLON, Claudio CARVAJAL, Laurent PEYRAS (IRSTEA)	page /IPACTE GROUP <u>)</u>	479 S SOUS , Jérôme
Communication D.07 COMPARAISON DE METHODES LINEAIRES ET NON LINEAIRES POUR LA JUSTIFICATION AU SEISMI DE CHANCY-POUGNY - Mathieu FERRIERE, Jean-Pierre PERSON (CNR), Hazem CHARIF (SOLLERTIA), Sta	page E DU B A éphane	485 ARRAGE ROSSIER

(SCIA), Pierino LESTUZZI (EPFL-ENAC-IIC-IMAC)

METHODE DE CALCUL DYNAMIQUE SIMPLIFIEE FR-JP – DEVELOPPEMENT ET QUALIFICATION SUR ETUDES DE CAS

Fr-Jp simplified dynamic analysis analysis – development and validation on case studies

Moez JELLOULI, Antoine des GARETS ISL Ingénierie – 75 boulevard Mac Donald, Paris jellouli@isl.fr, desgarets@isl.fr

Jean-Jacques FRY EDF Hydro-CIH 4 Allée de Tignes La Motte Servolex73 290 jean-jacques.fry@wanadoo.fr

MOTS CLEFS

Barrage en remblai, digue, séisme, calcul dynamique simplifié, liquéfaction, déplacements irréversibles, validation,

KEY WORDS

Embankment dam, dike, earthquake, simplified dynamic analysis, liquefaction, permanent deformations, validation

RÉSUMÉ

La collaboration entre les deux comités nationaux des grands barrages JCOLD et CFBR de 2014 à 2016 a apporté une meilleure connaissance du comportement sismique des barrages en remblai, en particulier sous chargement sismique extrême. La comparaison du comportement observé et du comportement prédit par les méthodes de calcul dynamique simplifiées a montré des écarts. Ces écarts provenaient de phénomènes non pris en compte par ces méthodes. Pour intégrer ces phénomènes, une nouvelle méthode de calcul simplifiée appelée Fr-Jp a été développée. Son intérêt est d'intégrer quatre phénomènes jusqu'ici oubliés : (1) la montée des pressions interstitielles et son impact sur la rigidité au cisaillement des remblais, (2) l'effet de la géométrie 3D sur les modes de vibration du remblai, (3) la perte de résistance avec la localisation du cisaillement et (4) le calcul automatique du tassement. La procédure de validation a étalonné la méthode sur 31 enregistrements extraits de la base de données JCOLD. Elle a permis un retour d'expérience sur l'évaluation du module de cisaillement initial et du taux d'amortissement et des effets 3D des barrages étudiés.

ABSTRACT

The collaboration between the two national committees of large dams JCOLD and CFBR from 2014 to 2016 provided a better understanding of the seismic behaviour of embankment dams, particularly under extreme seismic loading. Comparison of the observed behaviour with the behaviour predicted by the simplified dynamic analyses showed discrepancies. These differences were due to phenomena not taken into account by these methods. To integrate these phenomena, a new simplified dynamic analysis called Fr-Jp has been developed. Its interest is to integrate four phenomena that have so far been forgotten: (1) the rise in pore pressures and its impact on embankment shear stiffness, (2) the effect of 3D geometry on embankment vibration modes, (3) the loss of strength with shear localization and (4) the automatic settlement calculation. The validation procedure calibrated the method to 31 records from the JCOLD database. It provided feedback on the evaluation of the initial shear modulus, damping rate and 3D effects of the studied dams.

1. INTRODUCTION

Suite à la parution du décret 2010 et au séisme du grand Tohoku au Japon, les Comités Français et Japonais des Grands Barrages (CFBR et JCOLD) ont décidé d'échanger ensemble et ont signé une convention en 2013. L'objectif premier de cette collaboration est la comparaison entre les règlementations nationales et l'évaluation des méthodes actuelles de calcul par comparaison aux observations faites sur les grands barrages en remblai du Japon. Ces derniers sont pour la majorité d'entre eux des barrages zonés avec noyau en argile et recharge en enrochements fondés au rocher. Comme ils subissent des séismes d'intensités très élevées, ces barrages sont suivis avec une grande attention par le Japan Dam Engineering Center (JDEC). L'analyse des accélérogrammes, généralement implantés dans l'axe du barrage au rocher, à mi-hauteur et en crête, renseignent sur le comportement sismique de ces barrages avec précision et constituent une source de données précieuses pour la qualification des méthodes d'analyse sismique.

Après ce premier chapitre d'introduction, le second chapitre décrit les écarts observés à partir de l'analyse des données du JCOLD et propose des explications. Le chapitre trois décrit la méthode proposée pour remédier aux écarts constatés. Le quatrième chapitre présente la procédure de validation déroulée sur les données japonaises les plus représentatives. Enfin le dernier chapitre n'a la place de détailler qu'une étude de cas de validation.

2. COMPARAISON ENTRE MODELISATION ET OBSERVATION SUR LES BARRAGES JAPONAIS

2.1.Les barrages japonais

Deux barrages zonés, à noyau argileux et recharges en enrochement fondés au rocher, ont été proposés par JCOLD pour être modélisés : Aratozawa et Takami.

Le barrage d'Aratozawa a une hauteur de 74 m, d'une crête de 414 m de longueur et de 10 m de largeur, construit en 1998. Le fruit amont est H/V= 2.7/1, et le fruit aval H/V=2.1/1. La coupe centrale contient 3 accélérographes à la base, en crête et au milieu du noyau (Fig.1).

Le séisme d'Iwate-Miyagi Nairiku (Mw 7.2) survient le 14 juin 2008 à 08:43, avec un épicentre à 15 km au Nord du barrage. Il secoue le barrage avec un pic d'accélération mesuré à 10.24m/s² dans la galerie de fond.

Il est spectaculaire qu'une accélération de 1g à la base n'ait pratiquement pas provoqué de dégâts, avec au maximum un déplacement amont-aval de 6 cm, un tassement des recharges en crête de 20 cm et de 40 cm du noyau et une atténuation de l'accélération en crête à 5.25m/s².



Figure 1 : Coupe-type du barrage d'Aratozawa

Deux autres barrages ont été pris en référence. Le barrage en enrochement d'ISHIBUCHI à masque amont en béton a 53m de hauteur. Il est frappé par un séisme de magnitude 7 en 2008 avec une accélération horizontale de 1,5g et verticale de 2,1g. Le tassement provoqué en crête atteint 50 cm, soit plus que les 41 cm accumulés après 50 ans d'exploitation. La sollicitation sismique considérée ici est celle qui a été mesurée lors du séisme de mars 2011 (station FKSH11 à proximité du barrage). Le barrage de Fujinuma est un barrage collinaire de hauteur de 18,5 m, en sables limoneux lâches, terminé après 1945 sans moyen de compactage adéquat. Secoué pendant plus de deux minutes par le séisme du Grand Tohoku du 11 mars 2011, il tasse, ce qui le conduit à la perte de la revanche puis à la surverse qui emporte le remblai principal [12]. L'accélération à la base est inconnue, mais cette rupture reste une opportunité de validation.

2.2. Amortissement de l'accélération en crête pour les très forts séismes

Le retour d'expérience sur le barrage d'Aratozawa, montre que le facteur d'amplification diminue lorsque l'accélération au rocher augmente [SODA et al, 2012, réf.[11]], au point qu'à partir d'une certaine accélération, la crête a une accélération inférieure à celle de la base. Cette réduction de l'accélération en crête résulte de l'augmentation de l'amortissement et de la période fondamentale du barrage qui s'éloigne du contenu fréquentiel de phase forte du séisme. Les méthodes simplifiées n'arrivent pas à reproduire une telle désamplification.

2.3. Augmentation de la pression interstitielle

L'augmentation de la période propre fondamentale traduit la diminution du module de cisaillement du corps du barrage avec la déformation au cours du séisme. Le retour d'expérience sur le barrage d'Aratozawa démontre que cette diminution est supérieure à celle expliquée par le comportement élasto-plastique du matériau. Pour expliquer la faiblesse du module, il faut ajouter la génération de surpressions interstitielles au sein du noyau. Il a par exemple été montré que le ratio G/Gmax a atteint 0,1 environ pour une déformation de 0,1 %, alors que les courbes G/Gmax classiquement utilisées prédisent une valeur comprise entre 0,2 et 0,4 [FRY et al, 2015, réf.[4]]. Enfin, le rapport G/Gmax était encore de l'ordre de 0,5 à la fin du séisme, alors qu'il aurait du revenir à 1 : la consolidation primaire des pressions interstitielles a duré quelques jours alors que la consolidation secondaire a pris près d'un an [OHMACHI & TAHARA, 2011, réf.[8]].

2.4.Importance des effets 3D

La comparaison entre les périodes propres calculées avec les formules analytiques 2D et celles estimées à partir de l'analyse du signal sismique mesuré en crête montre des écarts importants, en particulier pour les modes propres supérieurs. Ce phénomène est expliqué par les effets 3D en vallée étroite et a été vérifié à partir de calculs modaux 3D par éléments finis. Ces écarts influencent de façon significative la réponse dynamique des barrages, en particulier en vallée étroite [JELLOULI et al, 2015].

2.5.Importance et dégradation de la résistance au cisaillement non drainée

Une autre leçon de la bonne tenue des barrages japonais sous séismes extrêmes est que la forte résistance des matériaux constitutifs provient de la dilatance des matériaux bien compactés [TATSUOKA et al, 2016]. Cela apporte un double constat : (1) le compactage est le facteur principal de la résistance sismique des barrages et (2) cette évolution de la résistance au fur et à mesure des cycles doit être mesurée en laboratoire par des essais non drainés [12].

Cependant, l'effet de la dilatance des matériaux en grandes déformations tend vers une limite. Il existe un seuil de déformation au-delà duquel la résistance au cisaillement du matériau atteint sa valeur résiduelle. Certains auteurs proposent d'évaluer la largeur de la bande de cisaillement et le déplacement irréversible sur la surface de glissement pour atteindre la résistance résiduelle en fonction de la taille médiane des grains (environ 5 et 15 fois le D₅₀ du matériau) [OKUYAMA et al, 2003, réf. [9]].

2.6.Importance du tassement

Le comportement du barrage d'Ishibuchi, après le séisme de d'Iwate Miyagi de 2008 montre que le tassement par le compactage dynamique peut être supérieur au tassement accumulé depuis la construction.

Au cours du séisme du Grand Tohoku du 11 mars 2011, le barrage de Fujinuma a été sollicité pendant 2'30" à 4'. Cette durée inhabituelle a mis en évidence l'effet destructeur de l'accumulation des déformations au cours d'un grand nombre de cycles. Ainsi la rupture du barrage de Fujinuma est expliquée non seulement par la génération de pression interstitielle, qui n'a pas forcément abouti à une liquéfaction de la zone supérieure du barrage, mais aussi à une série de glissements combinés au tassement de la partie inférieure .

2.7.Synthèse du retour d'expérience

Le bilan de la comparaison sur deux barrages en terre et en enrochements japonais, en 2014, souligne plusieurs écarts : une sous-estimation de l'accélération en crête pour le faible séisme et une surestimation de l'accélération pour le fort séisme, un écart important entre les modes propres et leurs facteurs de participation des méthodes simplifiées et ceux déduits des mesures, un impact de la génération des pressions interstitielles nullement à négliger dans les forts séismes, une perte de rigidité causée par une montée de pressions interstitielles et une perte de résistance sur les surfaces de glissement. Les écarts constatés militent à proposer des modifications aux méthodes simplifiées utilisées à l'époque.

3. PRINCIPE DE LA NOUVELLE METHODE DE CALCUL FR-JP

3.1.Principe général

Les objectifs du développement de la méthode proviennent des lacunes des méthodes précédentes, mises en évidence dans le chapitre précédent. Le cahier des charges exigeait de :

- reproduire une réponse vibratoire validée par les mesures fournies dans la base JCOLD,
- calculer l'évolution de la pression interstitielle au cours du séisme,
- tenir compte de l'impact de cette augmentation de la pression sur le comportement dynamique de l'ouvrage : décroissance de la rigidité et de la résistance,
- tenir compte de la géométrie 3D du barrage,
- calculer de manière déterministe le tassement maximal (en plus du glissement maximal),
- prendre en compte la perte de résistance par dilatance dans les bandes de cisaillement,
- mener des calculs rapides (en quelques secondes).

Pour une meilleure précision et en vue d'une meilleure compréhension du comportement de l'ouvrage en cours de séisme, les calculs sont menés dans le domaine temporel. Un accélérogramme est appliqué à la base du barrage et la réponse du remblai est calculée par pas de temps constants. Les paramètres d'écrouissage ou de dégradation sont réajustés à chaque pas de calcul.

3.2. Données d'entrée

Les données d'entrée du calcul sont listées dans le tableau ci-dessous. A l'exception des coefficients de Byrne qui représentent le couplage hydro-mécanique nécessaire pour le calcul de la déformation volumique et l'augmentation de la pression interstitielle, les autres paramètres sont classiquement utilisés dans les calculs simplifiés de barrages en remblais.

Туре	Paramètre	Définition	unité					
Action sismique	a(t)	Accélérogramme à la base du barrage	m/s ²					
Propriétés	Go	Module de cisaillement initial	MPa					
du barrage	ρ	Densité du sol						
	Н	Hauteur du barrage						
	G/G₀ (γ)	Courbe d'évolution du module de cisaillement en fonction de la distorsion γ						
	ξ(γ)	Courbe d'évolution de l'amortissement en fonction de la distorsion $\boldsymbol{\gamma}$	%					
	ξr	Amortissement radiatif (optionnel)						
	Ai	Facteur de période pour le mode n°i (doit intégrer les eventuels effets 3D)						
	FPi	 Facteur de partitipation en crête du mode n°i (doit intégrer les eventuels effets 3D) 						
	C1, C2	Coefficients de Byrne pour la génération de la déformation volumique	-					
	М	Module de déchargement isotrope liant la déformation volumique à la génération de la pression interstielle (Byrne) si les sol est bien saturé (réf.[12])						
Cercles de	у/Н	Profondeur relative du cercle de glissement	-					
gissement	FP _{mass i}	Facteur de partitipation du mode n°i						
	k _c (R _u , u _{perm})	Accélération critique variant linéairement en fonction du taux de liquéfaction et du déplacement irréversible						

Tableau 1: Paramètres d'entrée

3.3.Etapes du calcul

Le calcul est mené dans le domaine temporel. A chaque pas de temps qui doit être inférieur à 1/10 la plus faible période propre considérée :

1 – Les périodes propres T_i sont calculés :

$$Ti = A_i H / [(G/\rho)^{0.5}]$$

(3)

(4)

(5)

2 – L'accélération en crête ou moyenne pour un cercle de glissement est calculée par projection modale :

$$a_{c} = \Sigma FP_{i} \times OSC(T_{i}, \xi)$$
(2)

avec OSC(T_i, ξ) la réponse d'un oscillateur simple de période Ti et d'amortissement ξ à l'accélérogramme en donnée d'entrée.

3 – La déformation volumique est calculée par la formule de Byrne (réf.[3]) :

$$\Delta \varepsilon_v = C1.\gamma.exp(-C2. \varepsilon_v/\gamma)$$

4 – L'augmentation de la pression de pore est calculée en fonction du module M et de la déformation volumique :

 Δu = M. $\Delta \epsilon_v$

5 – Le module de cisaillement et le taux de liquéfaction sont réajustés en fonction des résultats précédents avant de passer au pas de temps suivant :

$$G = G[\gamma].(1-\Delta u/\sigma'_0)^{0,5ur}$$

3.4.Perte d'équilibre du cercle critique et calcul du glissement

L'accélération critique de la masse, délimitée par un cercle et jugée la plus critique pour la tenue du barrage au séisme, est évaluée précédemment par la méthode pseudo-statique. L'accélération moyenne de la masse glissante est calculée à l'étape n°2 de chaque pas de temps. Elle est par la suite comparée à l'accélération critique qui peut varier en fonction du taux de liquéfaction et du glissement atteint. Les études japonaises montrent que ces deux mécanismes dégradent la résistance des remblais en fonction de leur état et de leur nature et en particulier de leur granulométrie (réf.[12]).

3.5.Evaluation du tassement

Le tassement en fin de séisme est calculé comme la somme de trois termes:

- 1- La composante verticale du glissement du cercle critique prédéfini,
- 2- le tassement lié à la déformation volumique des matériaux : H. $\Delta \epsilon_{v}$,
- 3- le tassement lié à la distorsion des matériaux (travaux encore en cours).

4. PROCEDURE DE VALIDATION

4.1. Description de la procédure

La base de données JCOLD (JCOLD 2015) fournit des accélérogrammes enregistrés sur de nombreux barrages au Japon. Les accélérations, mesurées généralement à la base et en crête de chaque barrage, reflètent le comportement dynamique de l'ouvrage. Pour la validation de la méthode de calcul dynamique, 31 enregistrements sur 15 barrages ont été sélectionnés dans cette base. Les principaux critères de choix ont été :

- une durée de phase forte d'au moins 5 s,
- un contenu fréquentiel relativement proche des premières fréquences propres des barrages en remblais (inférieur à 10 Hz),
- au moins deux accélérogrammes enregistrés pendant le séisme : un à la base du barrage et un en crête.

La validation consiste à comparer l'accélération en crête calculée à celle mesurée. Les critères d'Anderson (réf. [13]) ont été utilisés pour estimer la qualité de la comparaison, avec les classifications verbales proposées par Kristekova (réf.[14]). Il s'agit de 10 critères notés entre 0 et 10 avec la classification suivante :

C1: Arias Duration		
C2: Energy Duration		
C3: Arias Intensity	Score	Appréciation
C4: Energy Integral	JCOTE	verbale
C5: Peak Acceleration	8 - 10	Excellent
C6: Peak Velocity	<mark>6 - 8</mark>	Bon
C7: Peak Displacement	4 - 6	Moyen
C8: Response Spectra (f<10Hz)	< 4	Mauvais
C9: Fourier Spectra (f<10Hz)		
C10: Cross Correlation		

Figure 2 : Critères de validation d'Anderson (2003) et d'appréciation globale de Kristekova (2009) D.01 – Méthode de calcul dynamique simplifiée FR-JP – Développement et qualification sur études de cas

4.2. Résultats

Le tableau 2 donne les résultats de la comparaison entre les résultats du calcul et les mesures en crête. Le module de cisaillement initial G_0 et l'amortissement radiatif ont été calés pour chaque cas. Les résultats du calage sont discutés par la suite. Dans l'ensemble les résultats sont « bons » à « excellents » selon les critères prédéfinis.

Dam	N°	Score	Appréciati on verbale	C1 DIA	C2 DIE	C3 IA	C4 IE	C5 A _{max}	C6 V _{max}	C7 D _{max}	C8 SA	C9 FFT	C10 CC
INAMURA	1	8,7	Excellent	8,0	7,7	9,7	9,9	9,6	9,1	8,9	9,5	9,0	6,0
IWAYA	1	7,6	Good	6,3	7,2	5,5	7,9	9,2	9,7	10,0	6,8	6,8	6,3
	1	9,1	Excellent	7,4	7,6	10,0	9,9	9,9	10,0	10,0	9,5	9,4	7,3
KASSA	2	7,7	Good	5,4	5,6	6,1	8,8	8,8	10,0	9,6	7,8	7,7	6,7
	3	9,0	Excellent	7,8	7,8	9,9	8,9	9,5	10,0	10,0	9,5	9,0	7,1
міно	4	7,4	Good	7,0	7,9	8,9	4,7	10,0	8,6	6,7	7,4	8,1	4,5
SHICHIKA-	1	8,8	Excellent	7,7	7,5	9,2	9,1	10,0	9,9	9,7	9,7	9,5	6,1
зники	3	8,7	Excellent	8,2	7,3	9,7	10,0	7,4	10,0	10,0	8,8	9,0	6,7
	1	8,8	Excellent	7,4	8,5	9,8	9,9	10,0	10,0	9,9	8,8	8,3	5,4
TADAMI	2	8,4	Excellent	7,7	8,3	6,8	9,4	9,4	10,0	10,0	9,4	7,5	5,7
	3	8,4	Excellent	8,6	7,0	8,5	9,5	9,8	8,9	10,0	8,2	8,5	4,4
τακαμι	1	8,7	Excellent	8,3	8,6	8,3	10,0	9,8	10,0	10,0	8,1	7,3	6,6
	2	8,4	Excellent	7,3	7,2	9,5	10,0	7,9	9,7	10,0	8,1	7,9	6,7
SHIMOYU	1	9,2	Excellent	8,0	8,7	9,9	10,0	10,0	10,0	9,9	9,6	8,7	7,4
TOKUYAMA	1	8,2	Excellent	7,3	8,1	7,4	7,3	8,6	9,6	9,4	8,4	8,6	7,1
NISHOUNAI	1	8,9	Excellent	7,3	7,8	10,0	9,7	9,4	10,0	9,3	9,7	8,2	7,2
TATARAGI	3	9,0	Excellent	8,4	8,3	9,9	9,5	10,0	10,0	9,8	9,5	9,3	5,2
	4	8,8	Excellent	7,7	7,3	10,0	9,9	9,8	9,8	10,0	9,7	9,6	4,7
	1	8,9	Excellent	8,4	8,3	9,9	9,3	9,8	10,0	9,9	8,8	8,7	5,4
	2	9,0	Excellent	8,4	8,4	9,9	10,0	9,9	9,8	10,0	9,7	9,0	5,0
	3	8,1	Excellent	6,9	7,0	9,1	10,0	9,1	9,6	10,0	9,4	9,5	0,1
	4	9,0	Excellent	8,8	8,6	9,5	9,9	8,4	9,8	9,9	9,8	9,3	6,4
	5	7,9	Good	6,4	7,0	9,0	8,4	9,9	9,9	10,0	6,8	8,5	3,5
	9	7,2	Good	6,1	7,1	8,4	8,1	9,8	7,8	8,1	6,0	8,4	1,8
ARATOZAWA	10	6,7	Good	3,4	4,2	9,8	6,2	9,5	10,0	9,7	6,9	6,6	0,9
	14	8,1	Excellent	7,1	5,7	9,8	9,9	9,5	9,6	9,5	9,6	8,3	1,7
	15	8,6	Excellent	8,1	8,4	10,0	8,8	10,0	9,5	9,2	9,2	9,3	3,7
	16	8,4	Excellent	6,9	7,4	7,6	10,0	10,0	9,4	10,0	9,6	8,4	5,0
	17	8,5	Excellent	6,5	6,7	7,2	9,7	9,9	10,0	10,0	9,8	8,8	6,6
	18	9,2	Excellent	8,7	8,8	9,9	9,5	10,0	10,0	9,6	9,3	9,4	6,5
	19	8,8	Excellent	8,3	9,0	10,0	9,2	9,0	9,7	9,8	9,0	9,3	5,0

Tableau 2 : Tableau de validation de la méthode selon les critères d'Anderson (2003) et de Kristekova (2009)

Nota le N° correspond au numéro de l'accélérogramme dans la base JCOLD.




4.3. Calage des paramètres et enseignements

Les calculs menés pour la validation et présentés dans le tableau précédent ont été aussi l'occasion de caler le module de cisaillement initial G₀ et l'amortissement radiatif.



*Figure 6 : Module de cisaillement initial G*⁰ *après calage*



Figure 7 : Amortissement additionnel après calage D.01 – Méthode de calcul dynamique simplifiée FR-JP – Développement et qualification sur études de cas page 431

La figure 6 montre que le module de cisaillement global au niveau de l'ouvrage varie linéairement avec la hauteur du barrage. Ce constat reste à expliquer : Pourquoi la variation de module avec la racine carrée de la contrainte moyenne donc de la hauteur n'apparait pas? Existe-t-il un effet de vallée plus prononcé dans le cas des barrages de grande hauteur ou celui du couplage de la contrainte et de la déformation sur le module équivalent ?

La Figure 7 montre que l'amortissement additionnel nécessaire pour améliorer le calage reste proche de la valeur traditionnelle de 5%. Cette valeur, qui atteint 10% dans des cas très rares, reste à expliquer en fonction du contenu fréquentiel et de l'intensité du séisme (pour un même barrage), de la fondation (meuble) et de la géométrie (vallée et remblai).

5. EXEMPLE D'APPLICATION : BARRAGE D'ARATOZAWA, SEISME DE JUIN 2008

5.1.Paramètres d'entrée

L'étude d'Aratozawa est particulièrement intéressante, d'une part par la qualité des mesures disponibles et d'autre part par la complexité des phénomènes en jeu. Les paramètres d'entrée du calcul sont les suivants :

- G₀ = 750 MPa (valeur issue du calage précédent)
- ρ = 2100 kg/m³
- ξ_r = 5 %
- Paramètres de Byrne : C1 = 0,5, C2 = 0,8, M = 350 MPa correspondent au noyau
- Cohésion et angle de frottement de pic (estimés) : noyau c=50 kPa et ϕ = 30° et enrochements c=0 kPa et ϕ = 45°.
- Cohésion et angle de frottement résiduels (estimés) : noyau c=20 kPa et ϕ = 5° et enrochements c=0 kPa et ϕ = 40°.
- Les caractéristiques résiduelles sont atteintes pour un déplacement irréversible de 40 cm, soit 10 fois un D50 de l'ordre de 4 cm.
- L'accélération critique correspondante varie de k_c=5,5 m/s² (caractéristiques de pic et sans liquéfaction du noyau) à 4,0 m/s².

5.2.Calcul de l'accélération en crête

Le graphique ci-dessous montre l'accélération en crête calculée par la méthode Fr-Jp (en rouge) et celle mesurée (en bleu). On peut noter que l'accélération calculée est très proche de celle mesurée, à la fois en amplitude et en déphasage. Ceci montre que la méthode reproduit de manière satisfaisante l'évolution des paramètres (G, ξ) au cours du séisme. Un écart trop important sur les modules peut conduire à un calcul biaisé des fréquences propres et à un déphasage important dans la réponse dynamique de l'ouvrage.



Figure 8 : Comparaison de l'accélération mesurée et de celle calculée en crête du barrage

5.3. Génération de la pression interstitelle

Le graphique ci-dessous donne l'évolution du taux de liquéfaction dans le noyau calculé avec la méthode Fr-Jp. Ce taux atteint 70% à la fin du séisme. Ce résultats est très dépendant des paramètres de Byrne utilisés. Dans cet exemple, ces paramètres ont été calés pour reproduire l'accélération en crête mesurée. On peut cependant noter que l'on retrouve un ordre de grandeur cohérent avec les mesures des piézomètres les jours suivants le séisme.



Figure 9 : Evolution temporelle du taux de liquéfaction dans le noyau (calcul en secondes et mesures en jours)

5.4. Evolution du module de cisaillement

Le graphique ci-dessous montre l'évolution du module de cisaillement calculé par la méthode Fr-Jp au cours du séisme. Cette évolution est reportée en fonction de la distorsion moyenne pour montrer la réduction du module liée seulement à l'augmentation de la pression interstitielle. Si ce couplage n'était pas pris en compte, le ratio G/G_0 évoluerait de manière univoque au chargement et au déchargement. Il est à noter que cette évolution est cohérente avec la publication de Ohmachi-Tahara (réf.[8]) basée sur l'analyse du signal et qui montre une réduction de l'ordre de 40% du module de cisaillement à la fin du séisme.



Figure 10 : Evolution du ratio G/G_0 durant le séisme (calcul à gauche mesures à droite)



Figure 11 : Evolution des 3 premières périodes propres durant le séisme calculée par la méthode Fr-Jp

5.5.Calcul des déplacements irréversibles

Le graphique ci-dessous montre l'évolution de l'accélération moyenne dans un cercle de rupture qui fait toute la hauteur du barrage. Cette accélération est comparée à l'accélération critique (kc : 5,5 m/s² initialement réduit à 4,5 m/s² si liquéfaction totale du noyau et à 4 m/s² en cas de grands déplacements, non atteint ici).



Figure 12 : Evaluation de l'accélération moyenne du cercle de rupture et comparaison à l'accélération critique

La courbe précédente montre que l'accélération moyenne de la masse comprise dans le cercle de rupture est toujours inférieure à l'accélération critique et que cette masse reste à l'équilibre durant le séisme, ce qui est conforme aux observations.

En absence de glissement, le tassement total calculé correspond seulement à la partie liée à la déformation volumique des matériaux. Les calculs donnent 12 cm, ce qui est inférieur aux 20 cm mesurés sur les recharges. L'écart reste à réduire et les réflexions sont en cours sur la manière de l'améliorer.



Figure 13 : Tassement vertical total calculé par la méthode Fr-Jp

6. CONCLUSIONS

Les premières leçons que JDEC et JCOLD nous ont apporté est que les mesures sur site apparaissent incontournables pour caler les modèles numériques. La seconde leçon est qu'une méthode suffisamment réaliste pour être précise, et suffisamment conservative pour être du côté de la sécurité doit prendre en compte les phénomènes suivants : les effets 3D, la montée des pressions et la baisse de résistance non seulement par montée de pression mais aussi par radoucissement le long des surfaces de glissement. La méthode Fr-Jp intègre ces phénomènes. Sa simplicité encourage l'étude de sensibilité et ouvre la voie à l'étude probabiliste. La qualification exige de travailler encore sur le choix des paramètres et la justification du calcul du tassement, mais les résultats sont déjà suffisamment probants pour que la méthode soit utilisée dans les études sismiques des barrages en remblai et que le retour d'expérience soit consolidé.

REMERCIEMENTS

Nous tenons à remercier nos collègues de JCOLD et particulièrement Norihisa Matsumoto, sans lesquels cette méthode ne saurait exister. En mémoire de cette coopération, le titre rappelle qu'elle résulte d'un échange entre la France (Fr) et le Japon (Jp).

RÉFÉRENCES ET CITATIONS

- [1] VEYLON G., JELLOULI M., FRY J-J. BOUTONNIER L. KTEICH Z. DURAND C., CARVAJAL C. LABBE P. LUU L-H, « Nouvelles approches simplifiees pour l'evaluation de la performance sismique des barrages en remblai ». Q101. Congrès de la CIGB. Vienne.
 - [2] BOUTONNIER L., MAHMUTOVIC D., FRY J.J. (2015) "Génération de pression interstitielle dans les fondations argileuses des barrages en remblai : retour d'expérience et méthodes d'analyse", Colloque technique CFBR Fondations des barrages. 8 avril 2015 à Chambéry.
 - [3] BYRNE P.M. (1991) "A cyclic shear-volume coupling and pore pressure model for sand", Proceedings: Second International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil, 1991. p.47–55.
 - [4] FRY J.J., JELLOULI M., LEFEBVRE A., MAALOUL H., MATSUMOTO N., MEVEL S., TATSUTA T. (2015) "Barrages en remblai : efficacité et limites des approches dynamiques simplifiées", 9ème Colloque National AFPS, Marne-la-Vallée, 30/11 au 02/12/2015, France.
 - [5] JELLOULI M., FRY JJ., LEFEBVRE A., MAALOUL H., MATSUMOTO N., TATSUTA T. (2015). "Barrages en remblai : première évaluation d'une nouvelle approche dynamique simplifiée" 9ème Colloque National AFPS, Marne-la-Vallée, 30/11 au 02/12/2015, France.
 - [6] LEFEBVRE A., JELLOULI M., FRY JJ., MATSUMOTO N., MEVEL S., TATSUTA T. 2015. "Barrages en remblai : Une nouvelle méthode simplifiée", 9ème Colloque National AFPS, Marne-la-Vallée, 30/11 au 02/12/2015, France.
 - [7] MAKDISI F.I., SEED H.B. (1977) "A simplified procedure for estimating earthquake-induced deformations in dams and embankments", Technical Report UCB/EERC-77/19, University of California, Berkeley, USA, 62 p.
 - [8] OHMACHI T., TAHARA, T. (2011) "Nonlinear earthquake response characteristics of a central clay core rockfill dam", Soils and Foundations, 51(2), 227-238
 - [9] OKUYAMA Y., YOSHIDA T., TATSUOKA F., KOSEKI J., USHIMURA T., OIE M., SATO, N. (2003) "Shear banding characteristics of granular materials and particle size effect on seismic stability of earth structures", In : Deformation characteristics of Geomaterials, 607-6016.
 - [10] SINGH, R., ROY, D, DAS, D. (2007) "A correlation for permanent earthquake induced deformation of earth embankments", Engineering Geology, 90, 174-185.
 - [11] SODA H., HATANO K., SATO N. (2012) "Dynamic response evaluation and dynamic analysis of a rockfill dam on strong ground motion during the 2008 lwate-Miyagi Nairiju earthquake", ICOLD congress, Kyoto, Q95 R29, 614-630.
 - [12] TATSUOKA, F., TANAKA, T., UENO, K., DUTTINE, A., MOHRI, Y. (2016) "Soil properties and seismic stability of old and new Fujinuma dams", Proc. International Symposium on Qualification of Dynamic Analyses of Dams and their Equipments and of Probabilistic Assessment of Seismic Hazard in Europe, Saint-Malo, France
 - [13] ANDERSON, J.G., (2004) "Quantitative measure of the goodness-of-fit of synthetic seismograms", 13th World Conference on Earthquake Engineering Conference Proceedings, Vancouver, Canada, Paper 243.
 - [14] KRISTEKOVA, M., J. KRISTEK, and P. MOCZO (2009), "Time-frequency misfit and goodness-of-fit criteria for quantitative comparison of time signals", *Geophysical Journal International*, 178 (2), 813-825

METHODOLOGIE SIMPLIFIEE POUR LA JUSTIFICATION AU SEISME D'UNE DIGUE SUR FONDATION MEUBLE

A simplified approach for the seismic loading verification of embankments founded on soft soils

Capucine DURAND, Emmanuel CHALJUB, Pierre-Yves BARD

ISTerre, UGA/CNRS/USMB/IRD/IFSTTAR, CS 40700 - 38058 Grenoble Cedex 9

capucine.durand2539@gmail.com, emmanuel.chaljub@univ-grenoble-alpes.fr, pierre-yves.bard@univ-grenoble-alpes.fr

Jean-Jacques FRY, Philippe KOLMAYER, Pierre TACHKER

EDF-CIH, 4 allée du lac de Tignes, Savoie Technolac, 73 La Motte Servolex jean-jacques.fry@edf.fr, philippe.kolmayer@edf.fr, pierre.tachker@edf.fr

Romain GRANJON

CNR Ingénierie - 2 rue André Bonin - 69004 LYON r.granjon@cnr.tm.fr

Florence RENALIER

GéophyConsult, 159, quai des Allobroges – 73000 Chambéry

florence.renalier@geophyConsult.com

MOTS CLEFS

Barrage en terre, fondation meuble, séisme, stabilité au séisme, méthodologie simplifiée

KEY WORDS

Earth dam, embankment, soft foundation, earthquake, seismic stability, simplified approach

RÉSUMÉ

Les remblais de faible hauteur, généralement moins compactés que les ouvraqes de plus grande taille, se sont révélés vulnérables aux sollicitations sismiques.. Compte tenu de l'importante longueur cumulée des digues de canaux et de la diversité de leurs gestionnaires, il est rarement possible de réaliser des analyses détaillées impliquant des simulations numériques complexes, en particulier dans les zones de sismicité modérée. L'analyse de leur capacité à résister aux charges sismiques nécessite donc l'utilisation d'outils simples, basés sur quelques paramètres facilement disponibles. Cet article présente le principe du développement d'un outil simple permettant d'évaluer l'accélération maximale en crête de remblai et l'accélération maximale de blocs glissants potentiels. L'outil simplifié est basé sur une étude paramétrique numérique 2D combinant 135 configurations réalistes de remblais et de couches de sol naturelles et quatre niveaux de charge, caractérisés par une accélération maximale au rocher affleurant (0.01, 0.1, 0.3 et 0.5 g). Le comportement non-linéaire des sols est pris en compte via une approche linéaire équivalente. Les résultats des 540 simulations 2D sont ensuite représentés par des modèles simples obtenus avec une approche "réseau de neurones artificiels" et utilisant des paramètres de la digue et du sous-sol facilement accessibles. Une application à un ouvrage réel, comparée à une analyse par la méthode des éléments finis (Plaxis), permet de porter un premier jugement sur la simplicité et l'efficacité de la méthode. Cette comparaison s'avère satisfaisante compte tenu des hypothèses simplificatrices propres à chaque approche.

ABSTRACT

Small embankments are much more vulnerable than large ones to seismic loading. Given the very long cumulative length of channel dikes and the high diversity of their owners, it is rarely possible to carry out detailed analyses involving complex numerical simulations, particularly in areas of moderate seismicity. The analysis of their ability to resist seismic loads therefore requires the use of simple tools, based on a few easily available parameters. This article presents the development of a simple tool to evaluate the maximum peak acceleration of the dike and the maximum acceleration of potential sliding blocks. The simplified tool is based on a parametric, 2D numerical analysis combining 135 realistic configurations of small embankments over foundation soil layers and four seismic load levels, characterized by the peak acceleration at the outcropping rock (0.01, 0.1, 0.3 and 0.5 g). The non-linear behaviour of soils is taken into account using an equivalent linear approach. The results of the 540 2D simulations are then represented by simple models obtained with an "artificial neural network" approach and using easily accessible dike and subsoil parameters. An application to a real embankment, compared to an analysis by the finite element method (Plaxis), allows to make a first judgment on the simplicity and efficiency of the method. The Plaxis / simplified model comparison is satisfactory given the simplifying assumptions specific to each approach.

1. INTRODUCTION

La stabilité au séisme des digues le long des rivières ou des canaux ainsi que celle des barrages en terre de faible hauteur doit être vérifiée. Cependant, compte tenu de la longueur importante de ces structures, il est rarement possible de réaliser des modèles numériques complexes pour chaque tronçon représentatif dans des régions de sismicité modérée. Il est économiquement intéressant, voire obligatoire, de développer des outils simples permettant d'identifier les tronçons les plus faibles pour lesquels des simulations plus complexes sont nécessaires. Durand et al. (2017) [8] ont montré les limites des méthodes simplifiées existantes et, en particulier, la nécessité de fonder les outils simplifiés sur des modèles réalistes tenant compte de la présence des sols de fondation sous l'ouvrage, ainsi que des phénomènes de dissipation d'énergie (amortissements intrinsèque et radiatif). Un nouvel outil simplifié à base physique fournissant l'accélération maximale en crête de remblai et l'accélération maximale de blocs glissants potentiels en fonction de quelques paramètres d'entrée simples est présenté ci-après, ainsi que son évaluation sur un ouvrage réel, le barrage d'Arcizans (Hautes Pyrénées) par comparaison avec une modélisation Plaxis.

2. SIMULATIONS NUMERIQUES ET OUTIL SIMPLIFIE

L'outil simplifié, objet principal de la thèse de Durand (2018) [9], est basé sur une étude paramétrique numérique en 2D. Cette étude a été réalisée dans un premier temps dans le but d'évaluer les principaux mécanismes qui influencent le plus le mouvement de la digue. Ces calculs numériques conduisent également à la création de la base de données nécessaire au développement d'un outil de prédiction simple. Les modèles numériques doivent être à la fois réalistes (afin de prendre en compte les principaux phénomènes affectant le mouvement d'un remblai) et relativement simples (pouvant s'appliquer à de nombreuses situations en vue d'en déduire un outil simplifié).

2.1.Situations considérées

Une étude paramétrique numérique a été réalisée pour évaluer la réponse sismique d'un ensemble de digues réalistes couvrant un large éventail de propriétés géométriques et mécaniques. Comme l'illustre la Figure 1a, chaque modèle représente une digue de section trapézoïdale symétrique reposant sur une fondation constituée d'une couche de sol horizontale, surmontant un rocher élastique. La digue est homogène, alors que la couche de sol présente une augmentation du module de cisaillement avec la profondeur représentant l'effet de la pression de confinement sur les propriétés mécaniques. Cette évolution est renseignée dans les modèles sous la forme d'une augmentation de la vitesse des ondes de cisaillement avec la profondeur, selon la formule indiquée sur la Figure 1b, où V_a et V_b sont les vitesses des ondes S aux profondeurs $z_a = 0$ m et $z_b = 1000$ m, respectivement. Ce gradient de vitesse des ondes de cisaillement a été utilisé notamment par Boudghene-Stambouli et al. (2018) [2].

De plus, en chaque point de la couche de sol de fondation, l'effet de la pression de confinement supplémentaire liée à la présence du remblai a été convertie en augmentation de profondeur Δz , réinjectée ensuite dans l'équation de la Figure 1b pour obtenir une augmentation de V_s . Cet incrément Δz est déterminé à l'aide de la solution de Flamant (1892) [12] en fonction des masses volumiques de la digue et du sol, de la hauteur de la digue H_d et de l'angle délimité par le point où l'incrément est calculé et les deux extrémités de la base de la digue.

Dans la digue et la couche de sol, la vitesse des ondes P (qui peut affecter les effets 2D) est prise égale à trois fois la vitesse des ondes S et la masse volumique est égale à 2000 kg/m³. Dans le rocher, la vitesse des ondes S est prise égale à 800 m/s, celle des ondes P à 2300 m/s et la masse volumique à 2500 kg/m³.

Au total, 540 modèles numériques différents sont considérés, caractérisés par cinq paramètres (représentés en bleu sur la Figure 1a. Les valeurs prises par les paramètres sont listées dans le Tableau 1 : sont donc pris en compte dans cette étude 9 digues différentes (3 géométries et 3 vitesses d'onde S), 15 couches de sol de fondation (5 épaisseurs et 3 profils de vitesse), et 4 niveaux de chargement.

- Trois hauteurs de digue H_d (la largeur de la crête L_c , le fruit fr des pentes et la largeur à la base L_b sont adaptés en fonction H_d afin de prendre en compte des sections réalistes).
- Cinq valeurs d'épaisseur de la couche de sol de fondation H_c .
- Trois valeurs pour la vitesse des ondes S dans la digue V_d .
- Trois profils de vitesse $V_c(z)$ dans la couche de sol, correspondant à différentes valeurs de $V_{S_{30}}$, qui dépendent des valeurs de V_a et V_b dans l'équation de la Figure 1b.
- Quatre niveaux de chargement caractérisés par l'accélération maximale rocher affleurant, noté \widehat{PGA} dans cette étude.



 $V_{S_{20}}$ correspondantes

Figure 1 ·	Modèles	considérés	dans	l'étude	naramétric	шe
riguic 1.	moucies	consideres	uuns	rctuuc	purumenne	Juc

Leur réponse sismique a été calculée pour 8 formes d'onde différentes. Chacune d'entre elles est dérivée d'enregistrements horizontaux réels de la base de données RESORCE [1] obtenues sur des sites rocheux, ajustés aux spectres de dimensionnement de la réglementation française en utilisant une technique d'ajustement avec maintien de la phase [4]. Chaque accélérogramme est mis à l'échelle à la valeur souhaitée de \widehat{PGA} pour le modèle considéré.

		Nombre			Valeurs		
Géométrie	Digue H_d (m)/ L_c (m)/ fr/L_b (m)	3 4/4/1.5/16		10/6/2.5/56	56 20/10/3/130		
	Epaisseur Couche de sol H_c (m)	5 3 10		30	100	300	
	Digue V_d (m/s)	3	200	200			500
Vitesse ondes S	Couche de sol V _c (m/s) $(V_{S_{30}}/V_a/V_b)$	3	125 (125/80/480)		250 (250/160/950)	(5	500 500/434/1000)
Niveau de chargement	\widehat{PGA} (g)	4	0.01		0.1	0.3	0.5

Tableau 1: Valeurs des paramètres des modèles considérés dans l'étude paramétrique

2.2. Simulations viscoélastiques 2D

2.2.1. Approche numérique

La réponse sismique des 135 digues aux 8 signaux pour 4 niveaux de chargement a été calculée avec le code d'éléments spectraux SPECFEM2D [18]. Ce code implémente la méthode des éléments spectraux dans l'espace avec un ordre polynomial N = 4, et une méthode explicite aux différences finies du second ordre dans le temps. La Figure 2 présente un schéma illustrant les modèles numériques réalisés. La largeur totale du domaine de calcul est de 4000 m, avec le remblai au milieu et s'étend jusqu'à une profondeur de 1500 m. Le maillage spatial est constitué de quadrangles. La résolution du maillage est adaptée à la longueur d'onde de cisaillement afin de garantir l'acceptabilité des résultats jusqu'à 25 Hz. Dans tous les modèles, le mouvement d'entrée est introduit sous la forme d'une onde plane à incidence verticale, imposée à une profondeur de 1200 m. La polarisation du mouvement imposé coïncide avec la direction horizontale dans le plan (onde SV). Des conditions aux frontières absorbantes sont utilisées sur les bords latéraux et à la base des modèles. La réponse impulsionnelle des 540 modèles est calculée jusqu'à une fréquence de 25 Hz, puis convoluée avec les 8 accélérogrammes.



Figure 2 : Schéma illustrant les principales caractéristiques des modèles numériques (échelle non respectée)

2.2.2. Prise en compte de la non-linéarité

Il a été fait recours à une approche hybride linéaire équivalente, les propriétés mécaniques étant spécifiées à chaque point du maillage en fonction de la réponse 1D linéaire équivalente de la colonne de sol correspondante (incluant le cas échéant la hauteur de digue) pour le même niveau de chargement. Les modèles 2D ont été discrétisés en une succession de colonnes de sol verticales 1D pour lesquelles une réponse équivalente linéaire est effectuée. Ce sont ainsi 495 colonnes de sol dont la réponse a été calculée avec SHAKE91 [15] pour 8 accélérogrammes à chaque niveau de PGAr. L'évolution du module de cisaillement et de l'amortissement a été considérée selon les modèles de Darendeli (2001) [6] pour un indice de plasticité de 0% (maximum de non-linéarité) : ces courbes permettent la prise en compte d'une dépendance de la dégradation avec la pression de confinement (c'est-à-dire la profondeur) qui est vraiment significative pour les colonnes de sol de grande profondeur. Pour chaque colonne, le profil de module d'amortissement et de cisaillement équivalent moyen dérivé des 8 formes d'onde d'entrée pour un niveau \widehat{PGA} donné est ensuite utilisé dans les modèles 2D où cette "colonne locale 1D" est rencontrée.

2.2.3. Sortie : accélérations maximales en crête et pour des blocs potentiellement glissants

Pour chacun des 540 cas, la réponse dynamique de la digue est caractérisée par les valeurs de l'accélération horizontale maximale en crête, appelée $a_{crête_{max}}$ (540 valeurs), et les valeurs maximales temporelles de l'accélération d'ensemble de cinq blocs potentiellement glissants, nommées $a_{bloc_{max}}$ (540 × 5 = 2700 valeurs). La géométrie de ces blocs est indiquée sur la Figure 3 : chaque bloc, partant du rebord amont de la crête, est caractérisé par sa profondeur maximale y_b normalisée par la hauteur de la digue H_d , Cinq valeurs ont été considérées pour englober des glissement superficiels à profonds : $y_b/H_d = 1/4$, 1/2, 3/4, 1 et (1 + $3/H_d$). Les cercles de glissement des quatre premiers ont une tangente horizontale à leur limite aval, tandis que le cinquième, plus profond, a une tangente horizontale à l'aplomb du pied de la digue



Figure 3 : Géométrie des blocs glissants

2.3. Résultats : bref aperçu

Ces accélérations maximales sont caractérisées de façon adimensionnelle par leur rapport à l'accélération maximale au rocher de référence \widehat{PGA} , que l'on peut aussi appeler "amplification en crête". Les valeurs s'étalent de 0,19 (cas d'une digue haute et peu rigide sur sol épais et mou soumis à un fort chargement : $H_d = 20 \text{ m}$, $H_c = 100 \text{ m}$, $V_c = 125 \text{ m/s}$, $V_d = 200 \text{ m/s}$, $\widehat{PGA} = 0.5 \text{ g}$) à 4.22 (pour une digue peu rigide sur sol raide et peu épais, soumis à un très faible chargement: $H_d = 10 \text{ m}$, $H_c = 3 \text{ m}$, $V_c = 500 \text{ m/s}$, $\widehat{PGA} = 0.01 \text{ g}$). Sa valeur moyenne (géométrique) est de 1,23 et sa variabilité sur les 540 cas est caractérisée par un écart-type logarithmique de 0,74, ce qui correspond à un facteur de multiplication ou de division 2,09.

De même, les rapports d'amplification d'accélération maximale temporelle pour des blocs potentiellement glissants couvrent également une large plage de valeurs allant de 0,18 (glissement profond, sol meuble épais, fort chargement : $H_d = 20$ m, $H_c = 100$ m, $V_c = 125$ m/s, $V_d = 300$ m/s, $\widehat{PGA} = 0.5$ g, $y_b/H_d = 1,25$) et 3,7 (glissement superficiel, sol peu épais et raide, digue raide, faible chargement: $H_d = 10$ m, $H_c = 10$ m, $V_c = 500$ m/s, $V_d = 200$ m/s, $\widehat{PGA} = 0.01$ g, $y_b/H_d = 0,25$). Sa valeur moyenne est égale à 1,01 avec un écart-type logarithmique de 0,66, ce qui correspond à un facteur multiplicatif de 1,94.

Les principaux mécanismes physiques contrôlant l'amplification à la crête peuvent être appréhendés sur la Figure 4 représentant l'amplification en crête pour deux niveaux de chargement (faible à gauche et fort à droite), dans le plan adimensionnel formé par le contraste de vitesse digue/sol (V_d/V_c) et le rapport d'épaisseur sol/digue (H_c/H_d) . Ces paramètres adimensionnels sont similaires à ceux proposés par Sarma (1979) [21], à savoir le contraste d'impédance et le rapport de temps de propagation des ondes S dans la digue et la couche de sol. La Figure 4a considère le cas de petites déformations (cas linéaire pour une faible valeur de \widehat{PGA}). Dans cette situation, l'accélération en crête est généralement supérieure à celle du rocher de référence. L'amplification est particulièrement forte lorsque le remblai est plus mou que la couche de sol : cette situation favorise le piégeage des ondes dans la digue, affecté également par sa géométrie (topographie). Lorsque la couche de sol est molle (fortes valeurs de V_d/V_c), l'amplification est principalement due à l'effet de site 1D dans la couche de sol. La comparaison entre la Figure 3a et la Figure 3b indique le fort impact de la non-linéarité sur l'accélération maximale en crête, systématiquement inférieure au cas de faible sollicitation, et ce en particulier pour les couches de sol molles et épaisses (fortes valeurs élevées de V_d/V_c et H_c/H_d) qui conduisent à une forte dissipation d'énergie. Il reste important de noter que, même si la Figure 4 montre certaines tendances générales, il n'est cependant pas possible d'en déduire une relation analytique simple entre la valeur prise par $a_{crête_{max}}$ et les trois paramètres considérés.



Figure 4: Niveau d'ampli fication pour l'accélération en crête $a_{crête_{max}}/PGA$ dans le plan "contraste de vitesse" (V_d/V_c) / Contraste d'épaisseur H_c/H_d dans les cas de chargement faible (PGA = 0.01g, gauche) et fort (PGA = 0.5g, droite).

Des résultats similaires sont également obtenus pour les blocs de glissement, comme détaillé dans Durand (2018) [9]. Les résultats montrent que $a_{bloc_{max}}$ est inférieur ou égal à $a_{crête_{max}}$, en particulier lorsque les effets topographiques sont importants et lorsque le bloc est profond. Dans ce cas, l'amplification maximale de l'accélération est située près de la crête ; par conséquent, le moyennage de l'accélération sur l'ensemble du bloc glissant à chaque pas temporel conduit nécessairement à des valeurs plus faibles pour un bloc profond. La réduction entre l'accélération maximale d'un bloc et l'accélération maximale en crête reste cependant inférieure à celle prévue par les modèles de Makdisi et Seed (1978) [17] pour des ouvrages sur base rigide, comme l'illustre la Figure 5.



Figure 5 : Positionnement des rapports d'accélérations maximales bloc/crête calculés numériquement sur l'abaque de Makdisi et Seed (1978)

2.4. Développement de modèles prédictifs par réseau neuronal

2.4.1. Principe

Comme mentionné précédemment à propos de la Figure 4, les valeurs d'amplification de l'accélération maximale présentent une relation complexe et non linéaire avec les paramètres des modèles, à savoir H_d , V_d , H_c , V_c , \widehat{PGA} (et y_b pour les blocs glissants). Dans l'objectif de développer des outils de prévision simples, la première étape est d'identifier les paramètres principaux (ou les combinaisons de paramètres) les plus pertinents contrôlant ces valeurs d'amplification, et l'étape suivante consiste à développer un modèle permettant d'approcher la dépendance complexe reliant ces paramètres pertinents ainsi identifiés aux amplifications d'accélération maximale. Ces deux étapes ont été réalisées avec une approche en réseaux de neurones artificiels. En bref, cette méthode d'apprentissage statistique conduit à des relations entre les sorties et un ensemble de paramètres d'entrée, sans hypothèse a priori sur les formes fonctionnelles. Ces atouts ont conduit à un fort développement de ces approches, notamment pour des applications à l'étude des effets de site ([2], [3], [14], [19]) ou des mouvements du sol (GMPEs, [7]). Les relations entrées - sorties sont élaborées au terme d'une phase d'apprentissage sur un sous-ensemble des données disponibles, contrôlée sur d'autres sous-ensembles indépendants de façon à assurer la robustesse de la prédiction (phases de test et de vérification). Nous avons considéré ici une des architectures les plus courantes : le perceptron multicouche (voir par exemple [7]).

2.4.2. Modèles "optimaux"

Les paramètres d'entrée de chaque modèle prédictif doivent être représentatifs des mécanismes physiques qui contrôlent la valeur des paramètres de sortie $a_{crête_{max}}$ et $a_{bloc_{max}}$. Cette représentativité peut être évaluée en évaluant la performance de chaque modèle prédictif, c'est à dire sa capacité à prédire les valeurs cibles. La performance seule ne suffit cependant pas, il faut aussi s'assurer que le nombre de paramètres d'entrée reste limité, et que le nombre de degrés de liberté (nombre de neurones dans la couche cachée) reste également limité pour éviter un surajustement artificiel. Une procédure d'arrêt précoce est utilisée afin d'éviter les sur-ajustements (cf [9] pour plus de détails). Enfin, l'application d'un outil prédictif à des cas réalistes nécessite que ses paramètres d'entrée puissent être facilement estimés. Au final, la difficulté de concevoir un modèle prédictif réside dans un compromis entre performance et complexité.

Pour caractériser la performance de nos modèles prédictifs, nous comparons l'erreur quadratique moyenne (RSME, écarttype des différences entre prédictions ANN et simulations numériques), à l'écart type initial σ_0 sur les valeurs de sortie cibles, calculé sur l'ensemble des simulations (au nombre de 540 ou 2700, respectivement pour $a_{crête_{max}}$ ou $a_{bloc_{max}}$), ainsi que la corrélation entre les valeurs cibles et les valeurs prédites. Une forte réduction de cet écart-type correspond à une bonne performance du réseau, et signifie en particulier que les paramètres d'entrée choisis sont en mesure d'expliquer les valeurs de sortie cibles.

Les meilleures combinaisons de paramètres d'entrée ont été identifiées grâce à une approche itérative qui peut être illustrée par l'exemple de la sélection des paramètres d'entrée pour la prédiction de $a_{crête_{max}}$. La Figure 4 montre les effets du contraste de vitesse V_d/V_c , du rapport des épaisseurs H_c/H_d et de \widehat{PGA} sur la valeur $a_{crête_{max}}$. Cependant, l'utilisation de ces trois paramètres comme entrée d'un réseau neuronal s'est avérée assez peu satisfaisante. De plus, la non-linéarité devrait être plus corrélée au niveau de déformation en cisaillement qu'à la seule valeur de \widehat{PGA} . Ce dernier paramètre ne prend de plus que quatre valeurs discrètes dans notre jeu de simulations (0,01, 0.1, 0.3 et 0.5 g), ce qui limite l'échantillonnage. D'autres combinaisons de paramètres plus pertinents ont donc été testées, comme par exemple $PGV/V_{S_{30}}$, où PGV est la vitesse sol maximale (en haut de la couche) et $V_{S_{30}}$ la vitesse moyenne de l'onde de cisaillement sur les trente premiers mètres du sol, est considéré comme un proxy acceptable ([16]). Ce proxy n'utilise pas les paramètres des simulations numériques, mais on peut approcher PGV par le rapport PGA / pulsation fondamentale de la couche, puis supposer que cette pulsation est proportionnelle à V_c/H_c et enfin on peut remplacer $V_{S_{30}}$ par V_c pour obtenir l'approximation suivante de la déformation maximale dans la couche : $\widehat{PGA} \frac{H_c}{V_c}$.

L'utilisation de V_d/V_c , H_c/H_d et $\widehat{PGA}\frac{H_c}{V_c^2}$ comme paramètres d'entrée d'un nouveau réseau neuronal conduit alors à une meilleure performance. L'ajout d'un quatrième paramètre d'entrée pour d'autres tests a montré que le surplus de complexité n'était pas compensé par un gain substantiel dans la précision des prédictions. Enfin, il faut noter que les paramètres d'entrée mentionnés ci-dessus utilisent des informations qui ne sont pas toujours facilement mesurables. La vitesse minimale de l'onde de cisaillement au sommet de la couche $V_{c_{min}}$ et la fréquence de résonance fondamentale de la fondation f_0 (qui est reliée au rapport à V_c/H_c) sont beaucoup plus faciles à obtenir (comme montré par les mesures sur digues présentées dans [9]. On a donc choisi d'établir un autre modèle en remplaçant V_c par $V_{c_{min}}$ et H_c par $V_{c_{min}}/f_0$. Cette approche itérative a donc conduit à un total de quatre modèles neuronaux, listés dans le Tableau 2.

Réseau neuronal	Sortie	Entrées				
ANN1-A	$\tilde{a} = 1 \widehat{DCA}$	V_d/V_c	H_c/H_d	$\widehat{PGA} H_c / V_c^2$		
ANN1-B	a _{crêtemax} /PGA	$V_d/V_{c_{min}}$	$V_{c_{min}}/(H_d f_0)$	$\widehat{PGA} / (f_0 V_{c_{min}})$		
ANN2-A		V_d/V_c	H_c/H_d	$\widehat{PGA} H_c / V_c^2$	y_b/H_d	
ANN2-B	$a_{bloc_{max}}$ /PGA	$V_d/V_{c_{min}}$	$V_{c_{min}}/(H_d f_0)$	$\widehat{PGA} / (f_0 V_{c_{min}})$	y_b/H_d	

Tableau 2: Paramètres d'entrée et sortie des modèles neuronaux finaux. Tous les paramètres sont pris en ln.

La valeur de RMSE obtenue pour la prédiction de $\ln(a_{crête_{max}}/\overline{PGA})$ est égale à 0.15 avec le réseau ANN1-B, ce qui correspond à une réduction de 80% de l'écart type initial. Comme détaillé dans [9] et [10], ce modèle prédit le résultat de la simulation numérique d'origine avec une précision de 16%. Quant aux modèles donnant $\ln(a_{bloc_{max}}/\overline{PGA})$, la valeur de RMSE est égale à 0.15, ce qui correspond à une réduction légèrement inférieure de l'écart type initial (74%). La précision sur la prédiction est à nouveau égale à 16%.

2.4.3. Abaques

Les sorties des réseaux de neurones développés sont représentées sous forme d'abaques afin de proposer un outil visuel complémentaire offrant une alternative à une utilisation purement « mathématique » des modèles prédictifs. Pour chaque réseau de neurones, une série d'abaques est proposée. Lorsque le réseau fait appel à trois paramètres d'entrées (réseaux ANN1-A et ANN1-B permettant de prédire l'accélération maximale en crête), les sorties du réseau sont représentées avec un code couleur dans le plan formé par deux paramètres, pour une valeur fixe du troisième. Pour les réseaux faisant appel à quatre paramètres d'entrée (ANN2-A et ANN2-B permettant de prédire l'accélération maximale d'un bloc potentiel de glissement), deux paramètres sont fixés pour représenter les sorties avec un code couleur dans le plan formé par les deux autres paramètres. Ces abaques sont fournis dans Durand (2018) [9], et sont utilisés dans la suite de cet article lors de l'application de la méthode simplifiée. A titre d'exemple, les abaques développés à partir du réseau ANN1-B sont présentés sur la Figure 6.



Figure 6 : Abaques développés pour l'estimation de l'amplification de l'accélération maximale en crête par rapport au rocher affleurant. Les sorties du réseau ANN1-B sont représentées dans le plan formé par $V_d/V_{c_{min}}$ et $\widehat{PGA}/(f_0 V_{c_{min}})$ pour trois fractiles de $V_{c_{min}}/(H_d f_0)$: 25% (à gauche), 50% (au centre) et 75% (à droite). Les ronds o suivent le même code couleur et représentent les données numériques issues des calculs SPECFEM.

3. VALIDATION CROISEE AVEC PLAXIS SUR LA DIGUE D'ARCIZANS

L'objet de ce chapitre est de comparer sur le cas d'une digue réelle les résultats de la méthode simplifiée présentée précédemment avec des calculs dynamiques transitoires et une loi de comportement élastoplastique non linéaire.

3.1. Présentation de l'ouvrage et données d'entrée

La digue d'Arcizans (Figure 7) est un ouvrage en remblai en terre homogène à étanchéité amont d'environ 13 m de hauteur, créant une retenue d'une capacité de 420 000 m³, à proximité immédiate d'Argelès-Gazost. Sa fondation est constituée d'alluvions meubles d'une dizaine de mètres d'épaisseur reposant sur le substratum schisteux. Les reconnaissances réalisées sur l'ouvrage permettent d'en caractériser les propriétés dynamiques essentielles.

- Les mesures de bruit de fond interprétées en H/V suivant les recommandations SESAME [22] fournissent les fréquences de résonance de la fondation seule et du système fondation-digue. Un autre type de traitement [11] a aussi conduit à proposer des profils de vitesse Vs simplifiés en accord avec les mesures (Figure 9).
- Un essai Cross-hole [13] exceptionnellement réalisé pour ce type d'ouvrage a permis des mesures précises des vitesses de propagation des ondes de cisaillement Vs dans le corps du remblai et dans la fondation et de les comparer à celles de la géophysique. Les résultats du cross-hole sont cohérents avec les profils de vitesse issus de H/V. Ils montrent une augmentation de vitesse avec la profondeur dans le remblai et en partie supérieure du rocher et confirment l'inversion de vitesse dans les matériaux fins de la fondation avec une vitesse de 245 m/s constante dans la couche argileuse de 10 m.
- Des essais pénétrométriques CPT, interprétés suivant l'approche du NCEER [23] ont permis d'écarter le risque de liquéfaction dans le remblai et les limons de fondation. Cette vérification est nécessaire à l'utilisation de la méthode simplifiée.
- Des essais triaxiaux cycliques pilotés en déformation [5] fournissent des points de recalage expérimentaux pour les courbes de dégradation du module de cisaillement et d'amortissement en fonction de la distorsion qui peuvent pour ces matériaux fins être déduits des abaques de Darendeli [6] en fonction de l'indice de plasticité.

Ces essais fournissent les données d'entrée à la méthode simplifiée de C. Durand et au calcul aux éléments finis réalisé avec la loi de comportement dite « Hardening Soil small (HSsmall)» du logiciel Plaxis [20][20]. Cette loi élastoplastique permet ainsi de rendre compte de la dégradation du module de cisaillement G/Gmax avec la distorsion γ et de l'augmentation de l'amortissement D suivant la fomulation de Hardin-Drnevich [20]. La Figure 9 présente une comparaison des profils de vitesse mesurés sur site et des profils adoptés pour la méthode simplifiée et le calcul Plaxis. La Figure 10 montre cette même comparaison pour les propriétés dynamiques des limons de fondation présentant un IP voisin de 15, valeur qui ne peut être prise en compte pour l'instant dans la méthode simplifiée, dont les abaques ne sont actuellement disponibles que pour IP=0.



Figure 7: coupe-type de la digue d'Arcizans



Figure 8: Rapports spectraux H/V bruit de fond mesurés en crête de digue (gauche) et en champ libre (droite



Figure 9: comparaison des profils de vitesse Vs issus des mesures in situ et de ceux utilisés dans les calculs



Figure 10: courbes de dégradation du module de cisaillement et d'amortissement en fonction de la distorsion



Digue d'Arcizans						
Hd	13	m				
Vd	350	m/s				
Hc	10	m				
Vcmin	250	m/s				
Vs30	250	m/s				
f0 (Hz)	6.25	Hz				
PGA	2	m/s²				

Figure 11: caractéristiques géométriques de la digue et vitesses des ondes de cisaillement des sols (gauche) ; contenus fréquentiels des séismes (droite)

3.2.Application de la méthode simplifiée

Les accélérogrammes utilisés pour le calcul Plaxis correspondent à ceux ayant servi à constituer les abaques de la méthode simplifiée [9]. L'accélération maximale sur tous accélérogrammes est calée à la valeur de $\widehat{PGA} = 2 \text{ ms}^{-2}$, tandis que les formes spectrales des accélérogrammes notés « Z4C » et « Z4A » diffèrent par leurs contenus fréquentiels (Figure 11).

Les données du tableau précédent déterminent les coordonnées caractéristiques de la digue et du séisme qui sont reportées sur les abaques (Figure 12 et Figure 13). Le déplacement maximal du bloc est ensuite calculé en appliquant les abaques de Seed-Makdisi [17] donnant le déplacement normalisé d'un bloc débouchant à la profondeur y depuis la crête en fonction du ratio k_c/k_{max}(bloc) avec k_c l'accélération critique du bloc, correspondant à un facteur de sécurité de 1 déterminée par une méthode pseudo-statique à partir des résistances mécaniques des matériaux. Les résultats sont donnés dans le Tableau 4 et comparés à ceux donnés par Plaxis.

3.3.Comparaison avec Plaxis

La bonne reproduction des fréquences fondamentales de la fondation et du système fondation+digue mesurées en H/V assure la représentativité du modèle Plaxis, à l'exception des hautes fréquences sans conséquence sur la digue.



Figure 12 : Utilisation des abaques de Durand (2018) permettant de prédire l'amplification en crête (voir paragraphe 2.4.3) sur le cas de la digue d'Arcizans (dont les paramètres correspondant à l'étoile noire sur chaque abaque). L'abaque de gauche fait appel aux paramètres des simulations numériques, l'abaque de droite fait appel à des paramètres a priori plus facilement mesurables.



Figure 13 : Utilisation des abaques de Durand (2018) permettant de prédire l'accélération maximale d'un bloc défini par $y_b/H_d = 0.5$ (figures du haut) et d'un bloc défini par $y_b/H_d = 1$ (figures du bas) sur le cas de la digue d'Arcizans (dont les paramètres correspondant à l'étoile noire sur chaque abaque). Les abaques de gauche font appel aux paramètres des simulations numériques, les abaques de droite fait appel à des paramètres a priori plus facilement mesurables.



Figure 14: Amplification de l'accélération par rapport au rocher en fonction de la fréquence (crête à gauche ; surface du TN à droite)

Les accélérations calculées en champ libre sont également en accord avec l'amplification attendue pour une classe de sol E (Tableau 3), tandis que les accélérations maximales obtenues en crête sont voisines de celles fournies par la méthode simplifiée : celles obtenues avec les séismes « Z4C » contentant plus de hautes fréquences se rapprochent plus du résultat de l'abaque 1 que celles obtenues avec les séismes « Z4A » contenant plus de basses fréquences qui se rapprochent plus du résultat de l'abaque 2.

a_max TN (m/s2)							
Eurocode (classe E) Z4C_1 Z4C_2 Z4A_1 Z4A_2							
3.	60	3.10	3.50	3.16	3.24		
	а	_max crete (r	m/s2)				
Abaque du réseau ANN1	Abaque du réseau ANN2	Z4C_1	Z4C_2	Z4A_1	Z4A_2		
3.8	3.3	3.94	4.14	3.42	3.48		

Tableau 3: comparaison des accélérations maximales en champ libre et en crête données par la méthode simplifiée et Plaxis

Le Tableau 4 compare les déplacements irréversibles prédits avec la méthode simplifiée et l'abaque de Seed-Makdisi avec ceux obtenus par le calcul Plaxis. Les quatre séismes étudiés avec Plaxis conduisent à des déplacements irréversibles d'une dizaine de millimètres la digue vers l'aval qui s'accompagnent d'un tassement du même ordre de grandeur. Les isovaleurs de déplacement montrent une déformation d'ensemble de la digue. Aucun cercle de glissement de crête n'est ainsi mis en évidence, tandis que le grand cercle de glissement (en noir sur la Figure 15) n'intéresse que la partie aval du remblai. Les glissements superficiels obtenus avec Plaxis sur le parement aval sont du même ordre de grandeur que le déplacement irréversible issu de la méthode simplifiée pour les cercles débouchant à mi-talus (y/H entre 0.5 et 0.75). Pour le grand cercle, les deux méthodes conduisent de déplacements du même ordre de grandeur compris entre quelques millimètres et 2.3 cm en fonction de l'abaque retenu (ANN1, ANN2) ou du contenu fréquentiel de l'accélérogramme voire de la durée de phase forte. Les deux approches s'accordent aussi sur l'absence de déplacement irréversible vers l'amont.

Cercle de g	Cercle de glissement		y/H=0.75	y/H=0.5
Méthode s	simplifiée	profond	tendu	crête
Aval	k _c (m/s²)	1.64	2.16	1.96
amont	k _c (m/s²)	2.94	4.12	4.12
Aval	k _c /k _{max}	0.68	0.77	0.70
AVdi	k _c /k _{max}	0.51	0.54	0.49
amont	kc/k _{max}	1.23	1.47	1.47
amont	kc/k _{max}	0.92	1.03	1.03
0. vol	LL (are)	0.5	0.3	0.5
Avai	U _{max} (Cm)	2.3	2.1	3.3
a mant		0.0	0.0	0.0
amont	U _{max} (CM)	0.0	0.0	0.0
Calcul	Plaxis	« cercle » noir*	cercle rouge*	(voir Figure 15)
	U _{z4C_1} (cm)	0.3	0.6	S.O.
A	U _{z4C_2} (cm)	0.6	0.8	S.O.
Avai	U _{Z4A_3} (cm)	1.0	1.4	S.O.
	U _{Z4A_4} (cm)	1.0	1.8	S.O.

Tableau 4: comparaison des déplacements des surfaces de glissement étudiées avec la nouvelle méthode simplifiée de C. Durand et avec la modélisation Plaxis



Figure 15: déformée et isovaleur des déplacements en fin de séisme (Z4A_4 et glissements rouge et noir étudiés)

D.02 – Méthodologie simplifiée pour la justification au séisme d'une digue sur fondation meuble page 448

4. CONCLUSION

Cette nouvelle méthode propose de nouveaux modèles prédictifs d'évaluation de l'accélération maximale en crête de digue et de l'accélération maximale d'un bloc potentiellement glissant, qui combinent une relative simplicité de résultats (les relations mathématiques correspondantes peuvent être implémentées dans tout tableur avec un nombre réduit d'entrées faciles à mesurer) et une base de modélisations rigoureuses et réalistes (simulations 2D prenant en compte la fondation meuble, la non-linéarité des sols, et les phénomènes de dissipation d'énergie : amortissements matériel et radiatif).

Les réseaux de neurones artificiels se sont avérés être un outil très utile pour obtenir des relations simples à partir des résultats numériques. Deux séries de deux réseaux neuronaux sont développées dans ce travail. La première série fournit la valeur de l'accélération maximale en crête à partir d'un indicateur de contraste de vitesse $V_d/V_{c_{min}}$, un indicateur de rapport d'épaisseur $V_{c_{min}}/(H_d f_0)$ et un indicateur de déformation $\widehat{PGA}/(V_{c_{min}} f_0)$. Les paramètres requis sont donc l'épaisseur et la vitesse de l'onde de cisaillement dans la digue (H_d, V_d) , la vitesse minimale de l'onde de cisaillement dans le sol de fondation $(V_{c_{min}})$, la fréquence fondamentale du sol (f_0) , et l'accélération au rocher de référence \widehat{PGA} . La deuxième série fournit l'accélération maximale de blocs potentiellement coulissants, en complétant les paramètres d'entrée précédents par la profondeur du bloc glissant, à savoir y_b/H_d . Des abaques ont également été développés pour fournir un outil plus visuel (Figure 12, Figure 13) à ceux que rebutent les équations peu intuitives associées aux modèles neuronaux. Cette représentation est également très utile pour identifier l'espace où les paramètres d'entrée sont valides et pour visualiser les principales tendances.

La mise en œuvre de cette méthode exige une phase probatoire, où sa qualification sera évaluée par comparaison à des résultats de calculs non linéaires complets et à des données instrumentales enregistrées sur des barrages. Le premier test de comparaison montre une bonne adéquation sur les accélérations maximales. Les déplacements irréversibles qui consituent la grandeur d'intérêt sont accessibles via les abaques de Seed-Makdisi et la détermination d'une accélération critique kc : ces déplacement irréversibles maximaux calculés ensuite avec l'abaque de Seed-Makdisi sont légèrement supérieurs à ceux calculés avec Plaxis.

RÉFÉRENCES ET CITATIONS

- [1] Akkar, S. et al. 2014. Reference database for seismic ground-motion in Europe (RESORCE). Bulletin of Earthquake Engineering 12(1):311-339.
- [2] Boudgene-Stambouli, A., P.-Y. Bard, E. Chaljub, P. Moczo, J. Kristek, S. Stripajova, C. Durand, D. Zendagui and B. Derras, 2018. 2D/1D Aggravation Factors: From A Comprehensive Parameter Study To Simple Estimates With A Neural Network Model. 16ECEE (16th European Conference on Earthquake Engineering), Thessaloniki, Greece, June 18-21, 2018, paper 624, 12 pages.
- [3] Boudghene-Stambouli, A., Zendagui, D., Bard, P.-Y. and Derras, B., 2017. Deriving amplification factors from simple site parameters using generalized regression neural networks: implications for relevant site proxies. Earth, Planets and Space 69-99.
- [4] Causse, M., Laurendeau, A., Perrault, M., Douglas, J., Bonilla, L. F., Guguen, P. 2014. Eurocode 8- compatible synthetic time-series as input to dynamic analysis. Bulletin of Earthquake Engineering 12(2):755-768.
- [5] CEREMA , 2014, « Barrage d'Arcizans : compte-rendu d'essais de laboratoire », C14MX0287 & C14MX028
- [6] Darendeli, M. B. 2001. Development of a new family of normalized modulus reduction and material damping curves. PHD thesis. The University of Texas at Austin.
- [7] Derras, B., P.Y. Bard, F. Cotton and A. Bekkouche, 2012. Adapting the neural network approach to PGA prediction: an example based on the KiK-net data, Bull.seism.Soc. Am Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 102, No. 4, pp. 1446-1461, August 2012, doi: 10.1785/0120110088.
- [8] Durand, C., Chaljub, E., Bard, P.-Y., Baillet, L., Fry, J.-J., Granjon, R., Renalier, F. 2017. Revisiting Sarma's method for seismic response of embankments: first results. 16th World Conference on Earthquake Engineering, Santiago, Chili.
- [9] Durand, C. 2018. Stabilité des digues sous chargement sismique : vers une nouvelle génération de méthodes simplifiées. Thèse Communauté Université Grenoble Alpes (Isterre), 388 pages.
- [10] Durand, C., E. Chaljub, P.-Y. Bard, J.-J. Fry, R. Granjon & F. Renalier, 2019. A new simple neural-network based approach to predict the seismic response of levees and small height earth dams. 7ICEGE (7th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering), Rome, Italy, June 17-20, 2019, 9 pages.
- [11] ENTPE, 2015, « Mesures vibratoires du barrage d'Arcizans », 17 février 2015

- [12] Flamant, A. (1892). Sur la répartition des pressions dans un solide rectangulaire chargé transversalement. Comptes rendus de l'Académie des Sciences de Paris, 114: 1465-1468.
- [13] FUGRO, 2014, « Barrage d'arcizans : Investigations cross-hole », C.R. 14-62-008-CR001.01.A
- [14] Giacinto, G., Paolucci, R., Roli, F. 1997. Application of neural networks and statistical pattern recognition algorithms to earthquake risk evaluation. Patter Recognition Letters.
- [15] Idriss, I. M., Sun, J. I. 2012. User's manual for SHAKE91.
- [16] Idriss, I. (2011). Use of Vs30 to represent local site conditions. In Proceedings of the 4th IASPEI/IAEE international symposium. Effects of surface geology on seismic motion, Santa Barbara, California, USA.
- [17] Makdisi, F. et Seed, H. (1978). Simplified procedure for estimating dam and embankment earthquake-induced deformations. Journal of the Geotechnical Engineering Division, 104(7):849{867.
- [18] Martin, R., Komatitsch, D., Blitz, C., Le Goff, N. 2008. Simulation of seismic wave propagation in an asteroid based upon an unstructured MPI spectral-element method: Blocking and non-blocking commu- nication strategies. Lecture Notes in Computer Science (including subseries Lecture Notes in Artificial Intelligence and Lecture Notes in Bioinformatics).
- [19] Paolucci, R., Colli, P., Giacinto, G. 2000. Assessment of seismic site effects in 2-D alluvial valleys using neural networks. Earthquake Spectra 16(3):661-680.
- [20] PLAXIS, 2017, "Tutorial Manuel"
- [21] Sarma, S. K. 1979. Response and Stability of Earth Dams during Strong Earthquakes.U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station Geotechnical Laboratory.
- [22] SESAME, 2004, "Guidelines for the implementation of the H/V spectral ration technique on ambient vibrations", WP12deliverable D23.12
- [23] YOUD et al., 1998, "Liquefaction Resistance of Soils : summary report from 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF workshops on evaluation of liquefaction resistance of soils", J. Geotechnical and Geoenvironmental Eng., ASCE 127(10), 817-833

MODELISATION DU COMPORTEMENT AU SEISME DES REMBLAIS SATURES AVEC CODE-ASTER

Modelling the seismic behaviour of saturated embankment dams with Code-

Aster

Philippe KOLMAYER, Astrid MONDOLONI

EDF Hydro CIH 4 Allée de Tignes, 73290 La Motte Servolex philippe.kolmayer@edf.fr ; astrid.mondoloni@edf.fr

Marc KHAM, Vinicius ALVES FERNANDES EDF R&D, 7 bd Gaspard Monge, 91120 Palaiseau marc.kham@edf.fr ; vinicius.alves-fernandes@edf.fr

MOTS CLEFS

Barrage en terre, terres, sol saturé, pression interstitielle, séisme, sollicitations cycliques, modèle de comportement élastoplastique cyclique.

KEY WORDS

Embankment dams, earth, saturated soil, pore pressure, earthquake, seismic loading, elasto-plastic constitutive model for cyclic behaviour

RÉSUMÉ

Les barrages en remblai sont le type de barrage le plus sensible aux séismes, notamment lorsqu'ils présentent un risque de montée de pression interstitielle. De nombreux désordres observés sur plusieurs d'entre eux suite à des phénomènes de liquéfaction dans la structure ou en fondation en attestent. Cependant, les remblais modernes, mieux compactés, résistent souvent bien malgré des sollicitations sismiques pouvant être très élevées. Les méthodes d'analyse doivent pouvoir rendre compte de ces deux constats pour être sécuritaire et économique. Des modélisations numériques avancées, fortement non linéaire, permettent de satisfaire ces deux objectifs.

La présente communication vise à décrire la méthodologie développée par EDF autour de la loi de comportement de Hujeux et de Code_Aster applicable pour reproduire toutes phases de la vie d'un barrage en remblai (construction, mise en eau, séisme, réplique, vidange rapide).

L'utilisation des éléments finis permet de modéliser les structures en remblai dans toutes leur complexité géométrique, (en particulier des barrages zonés) dont les matériaux constitutifs ou de fondation sont susceptibles de présenter des montées de pression interstitielle. L'approche couplée en contraintes effectives permet d'intégrer les effets favorables des dissipations de pression, mais aussi de prédire le comportement post-sismique des structures, voire éventuellement d'enchainer plusieurs calculs sismiques ou de justifier des effets d'un confortement en statique ou au séisme.

Le modèle de Hujeux est brièvement présenté et sa capacité à représenter les phénomènes physiques essentiels du comportement cycliques est illustrée. Les spécificités numériques de la méthodologie concernant les conditions aux limites, les conditions initiales et l'amortissement sont exposées. Enfin la méthodologie est mise en œuvre sur deux cas extrêmes de comportement de barrage en remblai au séisme : le glissement du parement amont du barrage de Von Norman Inférieur lors du séisme de San Fernando ; le bon comportement du barrage d'Aratozawa lors du séisme de Iwate-Miyagi pour lequel des enregistrements de l'accélération et des mesures de pression interstitielle dans le remblai rendent possible une validation quantitative de la méthodologie.

ABSTRACT

Embankment dams are the most sensitive type of dam to earthquakes, as can be seen from the disturbances observed on several of them following the liquefaction of the materials constituting the embankment or foundation. On the other hand, modern embankments are able to withstand very high seismic loads.

Methods of analysis must be able of accounting for these two findings in order to be safe and economical. Highly non-linear numerical modelling approaches satisfy both objectives. This communication describes the methodology developed by EDF around the constitutive model of Hujeux and Code-Aster to analyze any phase of the life of an embankment dam (construction, impoundment, earthquake, aftershock, rapid drawdown).

Using a finite-element code makes it possible to model the whole geometry of the structures, in particular zoned dams or the particular stratigraphy of their loose foundation materials which are likely to show pore pressure increases. The coupled effective stress approach allows for the integration of the favourable effects of pore pressure dissipations, but also predicts the post-seismic behaviour of the structures, or possibly several seismic calculations or to justify the effects of a static or seismic reinforcement.

The Hujeux model is briefly described and its ability to represent the essential physical phenomena of cyclic behaviour is illustrated. The numerical specificities of the methodology concerning boundary conditions, initial conditions and damping are explained. Finally the methodology is applied on two extreme historical cases of embankment dams subjected to strong motions: the sliding of the upstream face of Lower Von Norman dam during the San Fernando earthquake; the good behaviour of the Aratozawa dam during the lwate earthquake for which acceleration records and pore pressure measurements are available, enabling a quantitative validation of the methodology.

1. INTRODUCTION

Le retour d'expérience mondial montre que les barrages sont des ouvrages qui résistent bien aux sollicitations sismiques. Les barrages en remblai s'avèrent toutefois le type de barrage le plus sensible, en particulier lorsque le séisme peut générer des pressions interstitielles. Les barrages de Sheffield (E.U), Chang (Inde) et Fujinuma (Japon) se sont ainsi rompus après que les matériaux du barrage ou de la fondation se sont liquéfiés. Sur le barrage de Van Norman (E.U.) la rupture n'a été évitée que miraculeusement lors du séisme de San Fernando après la liquéfaction du remblai hydraulique amont. A l'inverse les remblais modernes se comportent bien au séisme même pour des sollicitations extrêmes comme le montre le cas du barrage d'Aratozawa qui a été soumis jusqu'à 1g à la sa base.



Figure 1: rupture du barrage de Sheffield (1925) et le barrage d'Aratozawa (2008) avec le glissement de terrain

Entre ces deux extrêmes, les méthodes d'analyse, pour être pertinentes, se doivent d'être suffisamment sécuritaires pour garantir la sûreté hydraulique, mais aussi les plus fines et les plus représentatives possible pour éviter le cumul des conservatismes et fournir les variables d'intérêt pour l'analyse de la stabilité[1].

La présente communication vise à décrire la méthodologie développée par EDF autour de la loi de comportement de Hujeux et de Code_Aster applicable pour reproduire toutes les phases de la vie d'un barrage en remblai (construction, mise en eau, séisme, réplique, vidange rapide). L'utilisation des éléments finis permet de modéliser les structures en remblai dans toutes leurs complexités géométriques, en particulier des barrages zonés dont les matériaux constitutifs ou de fondation sont susceptibles de présenter des montées de pression interstitielle. L'approche couplée en contraintes effectives permet d'intégrer les effets favorables des dissipations de pression, mais aussi de prédire le comportement postsismique des structures, voire éventuellement d'enchainer plusieurs calculs sismiques ou de justifier des effets d'un confortement en statique ou au séisme. La capacité du modèle de Hujeux à capter les phénomènes physiques lors d'un séisme est décrite et la juste représentation de la méthodologie est exposée à travers les applications sur les barrages de Van Norman Inférieur et Aratozawa.

2. LES ASPECTS ESSENTIELS DU COMPORTEMENT CYCLIQUE DU SOL SATURE ET LE MODELE DE HUJEUX

Les aspects essentiels du comportement dynamique dont doit être capable de rendre compte un modèle de comportement adapté au cas des sols avec montée de pression interstitielle [1]concernent :

- La dépendance de la rigidité à l'état de contrainte : la variation de la vitesse des ondes de cisaillement avec la profondeur est la manifestation évidente de cette dépendance. Sur ouvrage, il est toujours possible d'approcher les profils de vitesse à partir de corrélations de la littérature [10], mais cette dépendance doit être modélisée si l'on souhaite intégrer soit le remplissage de la retenue, soit l'influence des variations de pression interstitielle induites par le séisme qui peuvent fortement diminuer les contraintes effectives.
- 2) Le comportement déviatoire du sol sous sollicitation de cisaillement : la réponse d'un échantillon de sol lors d'un essai cyclique de cisaillement pur à déformation imposée permet de dégager deux courbes essentielles du comportement du sol, la courbe de dégradation du module de cisaillement (équivalent) et la courbe d'amortissement du matériau fonction toutes deux de l'amplitude de la déformation imposée lors des cycles. La littérature est riche de telles courbes tenant compte de la nature des matériaux (argile, sable graviers). Ces courbes sont, par ailleurs, à la base de la méthode dite « linéaire équivalente ».
- 3) Le comportement volumique sous sollicitation déviatoire : en condition drainée le sable lâche se densifie sous une sollicitation cyclique tandis qu'en condition non drainée il présente des montées de pression interstitielle. La juste représentation de cette évolution des pressions (ou des déformations volumiques) est essentielle pour les matériaux saturés lâches car elle est à l'origine du phénomène de liquéfaction observé pour ces matériaux. À l'inverse un matériau plus dense voit son caractère contractant limité et présente pour des cisaillements plus importants une diminution des pressions interstitielles sous l'effet de la dilatance qui confère au matériau un regain de rigidité. Enfin l'état de contrainte initial avec en particulier un déviateur autour duquel sont réalisés les cycles de contraintes modifie l'amplitude des variations de pression interstitielle [12].
- 4) Le comportement volumique sous sollicitation isotrope : il s'agit d'un aspect secondaire du comportement dynamique des sols car la sollicitation sismique impose principalement une sollicitation de cisaillement.

La loi de comportement de Hujeux [5] est un modèle élastoplastique à plusieurs mécanismes développée pour rendre compte du comportement cyclique des géomatériaux évoqués précédemment Dans sa partie monotone, le modèle comprend 3 mécanismes déviatoires correspondant aux trois plans orthogonaux de l'espace (eg.1) et un mécanisme isotrope pour le comportement volumique (eq.2). Les invariants de contraintes pi et qi relatifs aux mécanismes déviatoires correspondent respectivement à la trace et au second invariant des contraintes déviatoires après projection du tenseur de contraintes sur le plan i considéré. L'equation 4 permet de rendre compte de la contractance/dilatance (avec $\dot{\varepsilon}_{vi}^p$ et \dot{e}_{vi}^p 4 correspondant respectivement aux incréments de déformations volumiques plastiques et déviatoires pour le mécanisme du plan i) et reprend le concept de l'état critique (eq.3) où p_c et p_{c0} sont la pression critique et la pression critique initiale correspondant à l'état de densité de référence du matériau. Le paramètre d représentant la distance entre la droite d'état critique et la droite de consolidation isotrope dans le plan (ln(p'),e). Les mécanismes sont couplés via la pression critique dont l'évolution dépend de la déformation volumique plastique totale ε_v^p . Le modèle possède pour chaque mécanisme monotone son pendant cyclique. En détectant les cycles charge/décharge le modèle réinitialise les mécanismes cycliques, mais garde en mémoire l'extension monotone de chaque mécanisme.

$$f_{i}(q_{i}, p_{i}, \varepsilon_{v}^{p}, r_{i}) = q_{i} - p_{i} \sin \varphi \left(1 - b \ln \left(\frac{p_{i}}{p_{c}}\right)\right) r_{i} i \in [1,3]$$

$$f_{iso}(p', \varepsilon_{v}^{p}) = p' - p_{c} d r_{iso}$$

$$p_{c} = p_{c0} \exp(\beta \varepsilon_{v}^{p})$$

$$EQ.2$$

$$EQ.3$$

$$EQ.4$$

$$\frac{\dot{\varepsilon}_{vi}^{p}}{\dot{\varepsilon}_{vi}^{p}} = \alpha \left(\sin \psi - \frac{q_{i}}{p_{i}} \right)$$
EQ.4

L'évolution de l'écrouissage isotrope et cinématique est basé sur la déformation plastique, déviatoire pour les mécanismes déviatoires et volumique pour le mécanisme isotrope.

$$r_i = r_i^{ela} + \frac{\int \varepsilon_{d\,i}^p dt}{a_{cyc} + (a_{mon} - a_{cyc})\alpha(r_i) + \int \varepsilon_{d\,i}^p dt} \quad i \in [1,3]$$
EQ.5

La variable d'écrouissage ri correspond au rayon mobilisé par le mécanisme pour l'état de contrainte actuel. Le comportement du matériau dépend de ce rayon et des différents rayons caractéristiques qui sont des paramètres du modèle pour les mécanismes déviatoires (3 rayons) comme isotrope (1 rayon). Ainsi le comportement du sol peut être décomposé suivant trois sous-domaines:

Domaine élastique sans dissipation d'énergie et des déformations réversibles.

$$K = K_0 \left(\frac{p}{p_{ref}}\right)^n \text{ et } G = G_0 \left(\frac{p}{p_{ref}}\right)^n$$
EQ.6

Domaine hystérétique ou pseudo-élastique: de l'énergie est dissipée à l'apparition des déformations déviatoires plastiques, mais aucune déformation volumique associée n'est générée.

 $\alpha(r_i) = 0 \ si \ r_i < r^{hyst}$

domaine intermédiaire pour lequel des déformations volumiques associées aux déformations de cisaillement sont générées.

$$\alpha(r_i) = \left(\frac{r_i - r^{hyst}}{r^{mob} - r^{hyst}}\right)^m si r_i > r^{hyst}$$
EQ.8

domaine mobilisé pour lequel toute la résistance au cisaillement est mobilisée.

 $\alpha(r_i) = 1$ if $r_i > r^{mob}$

Les paramètres du modèle sont donnés dans le tableau ci-après.

Paramètres élastiques	K ₀ (MPa), G ₀ (MPa), n
Angle de frottement et de dilatance	φ, ψ
Paramètres des seuils plastiques	b, d
Paramètres d'état critique	ρ _{c0} , β
Paramètres d'écrouissage des mécanismes déviatoires et isotropes	a_mon, a_cyc, c_mon, c_cyc
Paramètres gérant les déformations volumiques plastiques	α, m
Rayons caractéristiques des mécanismes	r ^{ela} , r ^{hyst} ,r ^{mob} , r ^{iso}

La formulation de l'élasticité non linéaire permet de rendre compte de la dépendance des modules élastiques avec l'état de contrainte. Il est ensuite possible de retrouver analytiquement (eq.10) les différents paramètres en fonction des profils de vitesse et du coefficient de Poisson donnés par [10].

$$V_{s}(z) = \sqrt{\frac{G(z)}{\rho}} = \sqrt{\frac{G_{0}(p'/p_{0})^{n}}{\rho}} = V_{S0} z^{m}$$

avec z la profondeur et m un paramètre fonction du matériau et de l'état de saturation [10].

EQ.10

EO.7

EQ.9

Grâce aux différents domaines de comportement et à l'écrouissage progressif du rayon r_i, le modèle est capable de reproduire la courbe de dégradation G/G_{max} et la courbe d'amortissement. Le rayon élastique conditionne la déformation de début de la dégradation et explique l'absence d'amortissement initial. L'activation des déformations volumiques lors du passage du domaine hystérétique au domaine intermédiaire explique l'allure parfois non monotone des courbes au voisinage du rayon hystérétique.



Figure 2: comparaison des courbes de dégradation et d'amortissement pour un sable du Rhône avec les fuseaux de Seed [9] (globale et locale correspondant à des analyses sur toute la hauteur de l'échantillon ou uniquement autour de la jauge de déformation collée sur une portion de celle-ci)

Via le couplage entre les incréments de déformation volumique et de déformation déviatoire, le modèle génère lors d'essais triaxiaux cycliques non drainés à contrainte imposée des pressions interstitielles augmentant avec la contrainte de cisaillement relative. Ces essais répétés pour différents confinements et déviateurs de contraintes permettent de tracer la courbe de liquéfaction normalisée dans le plan « nombre de cycles-Cyclic Stress Ratio ».

Le calage des paramètres est facilité par l'utilisation de la macro-commande CALC_ESSAI_GEOMECA qui permet de réaliser avec Code-Aster les simulations correspondant aux essais géotechniques de laboratoire classiques sur un point matériel (triaxiaux drainés et non drainés en monotone ou cyclique, œdomètre, essai de cisaillement cyclique) et de visualiser rapidement les résultats.



Figure 3: triaxial cyclique dans le plan 🗈 axial, q et courbe de liquéfaction dans le plan « nombre de cycles-CSR » pour un sable du Rhône

3. AUTRES ASPECTS PRATIQUES DE LA METHODOLOGIE DANS CODE-ASTER

3.1.Dimension du maillage

Pour une bonne modélisation de la propagation des ondes de fréquence f_0 , il est usuellement conseillé de disposer d'environ 8 éléments (en linéaire) ou 8 nœuds (en quadratique) pour la longueur d'onde λ =Vs / f_0 où f_0 est la plus grande fréquence d'intérêt et Vs la vitesse des ondes de cisaillement. Il est conseillé de respecter cette condition d'autant que la distorsion et les montées de pression interstitielle tendent à réduire la vitesse des ondes de cisaillement et donc à restreindre la plage de fréquence pour une juste modélisation.



Figure 4: exemple de maillages utilisés pour les barrages de Van Norman (haut) et Aratozawa (bas)

3.2.Conditions initiales

La méthodologie développée vise à prédire directement les déformations irréversibles induites par le séisme grâce aux différents mécanismes plastiques. Elle nécessite donc un état de contrainte initial réaliste, aussi proche que possible de l'état existant sur l'ouvrage. Dans ce but, la méthodologie reproduit au mieux les différentes phases de la vie de l'ouvrage, construction, mise en eau, consolidation, permettant aussi une vérification de la pertinence de la modélisation par comparaison avec des mesures d'auscultation. L'état de contrainte calculé conditionne les profils de vitesse et donc la bonne propagation des ondes de cisaillement dans la structure.

3.3.Conditions aux limites

Les fortes non linéarités de la loi de comportement conduisent à restreindre autant que raisonnable les dimensions du modèle. Les petites dimensions de la fondation ne permettent pas toujours de s'affranchir des effets de bord sur les ondes diffractées par le barrage. Ces effets indésirables sont atténués par l'utilisation d'éléments absorbants placés autour de la fondation (bleu sur la Figure 5).

Ces éléments servent également à introduire l'accélérogramme sous la forme d'une onde plane de cisaillement à incidence verticale (en rose sur la Figure 5). La transposition du signal à la base de la fondation nécessite une déconvolution qui peut être réalisée avec une approche linéaire équivalente avec la commande DEFI_SOL_EQUI de Code_Aster.

La méthodologie prévoit une étape de modification des conditions aux limites entre les phases statiques et le calcul sismique : les conditions d'encastrement des premières sont remplacés par des ressorts (en noir sur la Figure 5) précontraints (en vert sur la Figure 5) permettant d'assurer le parfait équilibre du système avant l'application du signal sismique et d'imposer des vitesses pour appliquer l'onde plane incidente tout en absorbant les ondes réfléchies. La forme « bateau » héritée des anciennes approches avec le code de calcul Gefdyn est remplacée par une forme rectangulaire (Figure 4). Elle rend possible d'imposer des conditions de champs libre qui peuvent être différentes sur les deux frontières latérales du modèle (Figure 5).



Figure 5: conditions aux limites imposées sur les faces inférieures et latérales du modèle pour le calcul sismique avec Code_Aster

3.4.Amortissement

La méthodologie introduit trois sortes d'amortissement de natures différentes : l'amortissement radiatif, l'amortissement numérique et l'amortissement matériau :

- La modélisation avec des éléments absorbants qui empêchent le piégeage des ondes réfléchies dans le modèle de dimension finie évite d'introduire un amortissement radiatif dont le calage hors enregistrement est difficile à justifier.
- 2) Un amortissement numérique faible est introduit par le schéma numérique temporel implicite HHT [8]. Cet amortissement purement artificiel est souhaitable pour stabiliser le calcul en éliminant les oscillations hautes fréquences apparaissant au cours du calcul. Le schéma HHT présente la particularité de pouvoir, pour un pas de temps fixé, cibler les hautes fréquences (en général au-delà de 15 Hz) qui ne présentent pas d'intérêt pour le comportement au séisme des digues.
- 3) Enfin le plus important est l'amortissement matériau lié à la plastification du matériau. Ce dernier donné en Figure 2 diffère légèrement des données expérimentales. Cette évolution de l'amortissement d'une valeur nulle dans le domaine élastique du matériau à plus de 30% pour des distorsions supérieures à 10⁻² permet de reproduire les phénomènes d'amplification à très faible distorsion mais aussi de désamplification pour les très fortes sollicitations (Figure 9) sans avoir à jouer sur l'amortissement numérique.

4. APPLICATION AU BARRAGE DE VAN NORMAN INFERIEUR

Le barrage de Van Norman inférieur est le cas historique de liquéfaction dans le monde des barrages. Reproduire le glissement suite à la liquéfaction du remblai amont lors du séisme de San Fernando est un impératif de validation de la méthodologie développée.

L'ouvrage est un barrage de type « remblai hydraulique » construit au début du 20^{ème} siècle en Californie. L'ouvrage initial de 22 m a été rehaussé jusqu'à plus de 42 m et son pied aval a été renforcé par une recharge aval en enrochement pour en accroître la sécurité. Il a été touché par le séisme de San Fernando de février 1971 d'une magnitude de 6.6 sur l'échelle de Richter et avec une accélération maximale à la base de l'ouvrage évaluée à 0.59g. Le parement amont a glissé sur plusieurs dizaines de mètres et la crête de l'ouvrage s'est affaissée de plus de 8 m sous l'effet de la liquéfaction du remblai amont. Cette « quasi-rupture » est à l'origine de la réévaluation au séisme de très nombreux barrages en remblais. Le profil de rupture du barrage reconstitué par [9] est donné sur la Figure 6.



AN CROSS SECTION THROUGH EVENINVENT AFTER EXATEDUARE

Figure 6 : coupe type initiale du barrage Van Norman Inférieur et profil de rupture reconstitué

Le calage des paramètres a été réalisé sur la base des données fournies par Seed[9]. En l'absence de profil de vitesse, on remarquera que le module de cisaillement retenu pour le sable du remblai conduit à une vitesse normalisée V_{s1}* des ondes de cisaillement voisine de 190 m/s soit inférieure à la limite de liquéfaction avancée par [11]. Le modèle rend compte de la densité particulièrement lâche du remblai hydraulique en affectant une valeur faible à la pression critique p_{ci}=80kPa. La Figure 7 illustre le mécanisme de rupture du remblai qui reproduit bien celui reconstitué par [9].



Figure 7: isovaleurs des déplacements (m) induits par le séisme à 15 secondes

5. APPLICATION AU BARRAGE D'ARATOZAWA

L'exemple du barrage d'Aratozawa proposé comme cas d'étude durant la collaboration CFBR-JCOLD est particulièrement intéressant pour tester les conservatismes de la méthodologie car malgré une accélération maximale à la base de 1g l'ouvrage n'a pas présenté de désordre significatif.

5.1. Présentation du barrage d'Aratozawa

Le barrage d'Aratozawa est un barrage zoné du nord du Japon, d'une hauteur de 75 m environ et fondé au rocher. Construit au début des années 2000, il a été frappé le 14 juin 2008 par le séisme d'Iwate-Myiagi Nairiku d'une magnitude de 7.2 et dont l'épicentre se trouvait à environ 15km. Les accélérations du séisme de 2008 ont été enregistrées par trois accéléromètres situés en galerie, au centre et en crête du barrage (Figure 8). L'accélération maximale dans la direction amont-aval mesurée à la base du barrage (en galerie) atteint 10.24 m/s², tandis que celle mesurée en crête est désamplifiée d'un facteur deux, à 5.25 m/s². Cet amortissement important laisse présager de l'influence prépondérante des non linéarités du sol sur cette réponse. Malgré cette très forte accélération à la base, l'ouvrage est resté parfaitement fonctionnel suite à ce séisme. Seules quelques fissures longitudinales, et un tassement en crête de 19 cm au niveau des parements, et d'environ 40 cm au-dessus du noyau ont été observés. Enfin, des capteurs de pression interstitielle positionnés dans le noyau (Figure 8) fournissent des mesures de pression hydraulique après le séisme de 2008. Par exemple, la pression interstitielle dans la cellule #16 a augmenté de 314kPa à 535kPa, soit $\Delta u = u - u_0 = 221kPa$ et $r_U = \frac{\Delta u}{\sigma'_{v_0}} = 0.3$.



Figure 8 : coupe type initiale du barrage d'Aratozawa (position des capteurs et des mesures de pression interstitielle)

5.2.Comparaison des résultats

La méthodologie mise en œuvre a montré l'importance des profils de vitesse pour une juste propagation du signal sismique à travers le remblai. Les paramètres élastiques du modèle de Hujeux habituellement peu significatifs pour le comportement monotone sont déterminants pour retrouver la fréquence fondamentale initiale du barrage. Les calculs réalisés en mécanique pure, en bloquant la génération de pression interstitielle, permettent de reproduire la désamplification de l'accélération en crête illustrant le rôle primordial des courbes de dégradation et d'amortissement. Les calculs hydromécaniques modifient très peu les évolutions temporelles des accélérations, tandis que le tassement en fin de séisme est augmenté d'un dizaine de centimètres. L'approche couplée hydromécanique permet d'accéder aux montées de pression interstitielle qui sont assez bien reproduites par les différents jeux de paramètres testés en partie basse du barrage, mais surestimées en partie haute (Figure 10). La méthodologie autorise une prise en compte simplifiée de la non saturation sur la base du modèle de Boutonnier [13] qui permet une meilleure estimation des variations de pression dans les zones à faible pression en adaptant la compressibilité de l'eau.



Figure 9: accélération en crête du barrage pour un petit séisme (0.025g) et le séisme de Iwate (1g)



Figure 10: tassement en crête en cours de séisme (gauche) et pression interstitielle le long du noyau en fin de séisme

6. CONCLUSION

Les barrages en remblai dont les matériaux constitutifs de la structure ou de la fondation peuvent présenter des montées de pression interstitielle sont les plus sensibles au séisme. Une méthodologie basée sur les éléments finis et une loi rhéologique représentative constitue une approche complémentaire pertinente aux méthodes simplifiées. La méthodologie développée par EDF autour de Code_Aster et du modèle de Hujeux s'inscrit dans ce cadre.

Le modèle élastoplastique de Hujeux permet de rendre compte des principaux aspects du comportement cyclique des géomatériaux qu'il s'agisse de la propagation du signal sismique, de la dégradation des modules, de l'augmentation de l'amortissement ou encore de la génération des pressions interstitielles lors des cycles.

L'intégration dans Code-Aster de la loi de Hujeux et la méthodologie développée permettent de disposer d'un outil pouvant tenir compte de toute la complexité géométrique des ouvrages zonés et de leur fondation et fournissant directement les variables d'intérêt pour l'analyse du comportement sismique des barrages en remblais. L'activation de différentes options permet une utilisation incrémentale du modèle en mécanique pure, en hydromécanique saturée ou encore non saturée.

Appliquée à deux cas extrêmes que sont le glissement du parement du barrage de Van Norman Inférieur induits par la liquéfaction et le bon comportement du barrage d'Aratozawa malgré une sollicitation de 1g à la sa base, la méthodologie s'avère à la fois sécuritaire en reproduisant le glissement et limitée dans ses conservatismes pour reproduire les faibles désordres et les montées de pression interstitielle observés sur un ouvrage moderne fortement sollicité.

L'accroissement des capacités de calculs et la parallèlisation réduisent de plus en plus les temps de calculs nécessaires aux analyses non linéaires. La méthodologie est ainsi numériquement toujours plus performante, avec des temps de calcul de 24 h pour des taux de montée de pression d'environ entre 80 et 99%, taux qui demandent de nombreuses itérations pour assurer la convergence numérique.

REMERCIEMENTS

Les auteurs remercient le JCOLD et le CFBR qui ont mis à disposition les données et les enregistrements sismiques sur différents barrages japonais dont le barrage d'Aratozawa. A. Modaressi et F. Lopez-Caballero sont également remerciés pour leur aide précieuse pour le transfert de la loi de Hujeux vers Code_Aster.

RÉFÉRENCES ET CITATIONS

- [1] MEDDE DGPR « Risque sismique et Sécurité des ouvrages hydrauliques » Octobre 2014 ;
- [2] Code_Aster, 2001. General public licensed structural mechanics finite element software, included in the Salomé-Méca simulation platform. Website http://www.code-aster.org
- [3] Kham, M., Kolmayer, P., Matsumoto, N., "Advanced numerical modeling of Aratozawa dam response under Miyagi 2008 strong earthquake", 7th International Conference on Earthquake Geotechnical Engoneering, Rome, 2019
- [4] Kham, M., "Calculs statiques et dynamiques sur des ouvrages géotechniques", doc Code-Aster U2.04.08, mai 2018
- [5] Aubry D., Modaressi A., « Manuel scientifique GEFDYN », Document scientifique de l'Ecole Centrale Paris, Laboratoire LMSSMat, 1996.
- [6] Modaressi H., Modélisation numérique de la propagation des ondes dans les milieux poreux inélastiques. *Thèse de doctorat de l'École Centrale Paris, 1987.*
- [7] Foucault A., Kham M., Voldoire F. Loi de comportement de Hujeux pour les sols. Document de Référence du Code_Aster R7.01.23-A, EDF R&D, 2009
- [8] Greffet N., "Algorithme dynamique non linéaire" Documentation R5.05.05 du Code_Aster, 2013
- [9] Seed H.B., Lee K.L., Idriss I.M., Makdisi F.I., "The slides in the San Fernando dams during the earthquake of February 9, 1971", ASCE Journal of Geotechnical Engineering, GT7, pp. 651-688, 1975.
- [10] Sawada Y., Takahashi T. "Study on the material properties and the earthquake behavior of rockfill dams", Proceedings of 4th japan earthquake engineering symposium, pp.695-702, 1975
- [11] Andrus R.D., Stokoe K.H., 2000, "Liquefaction resistance of soils from shear-wave velocity", J. Geotechnical and Geoenvironmental Eng., ASCE, Nov. 2000, Vol. 126, p. 1015-1025
- [12] Youd et al., 1998, "Liquefaction Resistance of Soils: summary report from 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF workshops on evaluation of liquefaction resistance of soils", J. Geotechnical and Geoenvironmental Eng., ASCE 127(10), 817-83
- [13] Kham M., Boutonnier L., M., Kolmayer, « Gradual modeling of Aratozawa dam under strong earthquake », EWG Symposium, Roma, 6-7 feb. 2017

MODELISATION NUMERIQUE DE LA STABILITE DU BARRAGE DE MOREAU EN CONDITIONS DYNAMIQUES

NUMERICAL MODELING OF MOREAU DAM STABILITY IN DYNAMIC CONDITIONS

Daniel BILLAUX, Rima GHAZAL

Itasca Consultants, 64 chemin des Mouilles, 69130 Ecully <u>d.billaux@itasca.fr</u> ; r.ghazal@itasca.fr

Patrick SOULAT, Stephen BONNET, Mathieu Le FLOCH

Suez Consulting, ZAC de Colin, 97170 Petit Bourg - Guadeloupe patrick.soulat@suez.com; <u>stephen.bonnet@suez.com</u>; <u>mathieu.lefloch@suez.com</u>

MOTS CLEFS

Modélisation dynamique, FLAC, Modèle de liquéfaction, Barrage en remblai

KEY WORDS

Dynamic calculation, FLAC, Liquefaction model, Embankment dam

RÉSUMÉ

Le barrage de Moreau est en cours de construction en Guadeloupe (Basse Terre-commune de Goyave). C'est un barrage en remblai de 27 m de hauteur, pour un volume de stockage d'environ 1hm3. La fondation est constituée de roches altérées d'origine volcanique : coulée andésitique et projections pyroclastiques (lapillis). Les mêmes lapillis, issus du site, constituent le remblai.

Le barrage et sa fondation ont été modélisés aux Différences Finies (FLAC), en intégrant la génération des pressions interstitielles sous séisme. Le calcul d'initialisation statique a été mené en conditions drainées, sans génération de pressions interstitielles durant la construction. Pour le régime dynamique, la loi de comportement PM4Sand a été adoptée. PM4Sand est un modèle de plasticité du sable pour des applications de génie sismique implémenté dans FLAC. Il a été développé dans le cadre théorique présenté par Dafalias et Manzari (2004), avec une surface de plasticité contrôlée par un rapport de contrainte, compatible avec la notion d'état critique. Il a été calibré sur la base des résultats d'essais triaxiaux cycliques réalisés sur le substratum de fondation.

Les résultats des calculs ont amené à adapter la conception du barrage, en simplifiant sa géométrie, en purgeant les cinq premiers mètres de fondation dans le fond de vallée (alluvions et substratum très altéré), et en renforçant le drainage de la fondation aval.

ABSTRACT

The Moreau dam is located in Guadeloupe (Basse Terre-commune of Goyave). The 27 m high embankment, with a storage volume of approximately 1 million cubic meters, is currently under construction. The foundation consists of volcanic rocks : andesitic flow and pyroclastic projections (lapillis). The embankment material is made of the same lapillis.

The dam and its foundation were modelled by Finite Differences (FLAC), integrating pore pressure generation under earthquake. For static initialization, drained conditions were assumed. For the dynamic simulation, the PM4Sand constitutive law was adopted. PM4Sand is a sand plasticity model for geotechnical seismic engineering applications implemented in FLAC. Its theoretical framework (Dafalias and Manzari, 2004), includes a plasticity surface controlled by a stress ratio, compatible with the notion of critical state. It was calibrated based on the results of cyclic triaxial tests carried out on the foundation substratum.

The results of the calculations led to adapting the design of the dam, simplifying its geometry, purging the first five meters of foundation in the valley floor (alluvium and heavily weathered bedrock), and strengthening the drainage of the downstream foundation.

1. INTRODUCTION

Le barrage de Moreau, porté par le Conseil Régional de Guadeloupe, est un barrage en remblai en cours de construction (mise en eau prévue fin 2019). Sa hauteur finale sera de 27 m au dessus du terrain naturel. Le comportement du barrage et de sa fondation a été simulé (logiciel *FLAC*) en statique (construction du barrage) puis en dynamique (passage d'un séisme), en prenant en compte le potentiel de liquéfaction *via* le modèle de comportement PM4Sand. Le barrage s'est avéré instable sous sollicitations sismiques. Une conception modifiée a alors été testée : géométrie simplifiée, purge de 5 à 6 m d'alluvions et du substratum très altéré dans le fond de vallée, drainage aval renforcé. La simulation numérique de la nouvelle conception a permis de démontrer la stabilité du barrage, avec des désordres limités à la face avale.

2. GEOMETRIE ET GEOLOGIE

Le barrage est constitué par un noyau argileux entouré de remblai (transitions drainée et non drainée). La fondation comprend une couche d'alluvions sur une couche de substratum résiduel (lapillis) très altérée, puis altérée (Figure 1).



Figure 1 : Matériau constituant le barrage et sa fondation (conception initiale).

3. MODELES DE COMPORTEMENT

3.1.Loi de comportement en régime quasi-statique

Pour la construction du barrage, les matériaux du barrage et de la fondation (excepté le rocher) sont considérés élastiques non linéaires, avec un critère de rupture de Mohr Coulomb. Le rocher est supposé élastique.

(1)

Le module de cisaillement dépend de la contrainte de confinement (équation 1).

$$G_{stat} = G_{0,stat} \, p_{atm} \, \sqrt{\sigma_c'/p_{atm}}$$

Avec p_{atm} la pression atmosphérique ;

 σ_c' la contrainte effective de confinement ; et

 $G_{0,stat}$ un coefficient sans dimension ($G_{stat} = G_0 p_{atm}$ pour $\sigma'_c = p_{atm}$).

3.2.Loi de comportement en dynamique

Le modèle PM4sand (Dafalias et Manzari 2004) possède une surface de plasticité contrôlée par un rapport de contrainte, compatible avec la notion d'état critique. La formulation complète est détaillée par Boulanger et Ziotopoulou (2015).

La surface de plasticité est représentée sur le plan q/p' des contraintes par un cône illustré en Figure 2, q étant la contrainte déviatorique et p' la pression effective. La loi d'écoulement est non-associée et séparée en une composante déviatorique et une composante volumique.



Figure 2 : Schématisation des frontières de plasticité, d'état critique, de dilatance et de l'enveloppe limite.

Les déformations déviatoriques sont calculées via un module plastique basé sur la distance entre le rapport de contrainte q/p' courant et la surface limite (« bounding surface » en Figure 2).

Une dilatance régit le rapport entre déformations volumiques et déviatoriques. Son signe est contrôlé par la distance à la surface de dilatance. L'accumulation des déformations est régie par un tenseur de microstructure, qui modifie module plastique et dilatance pour mieux prédire les déformations dues au chargement cyclique.

Les paramètres primaires du modèle PM4sand sont

- D_R : densité relative apparente ;
- $G_{0,dyn}$: coefficient de cisaillement (voir paragraphe ci-dessous) ;
- h_{n0} : paramètre du taux de contraction ajusté pour obtenir le rapport de résistance cyclique désiré.

Pour les 18 paramètres secondaires, FLAC assigne des valeurs par défaut, vérifiables par des essais de calibration sur un élément volumique. Ces paramètres sont détaillés dans Boulanger et Ziotopoulou (2015).

4. PROPRIETES DES MATERIAUX ET CALIBRATION DU MODELE PM4SAND

Deux types d'essais sont réalisés afin de mesurer les propriétés physiques des différents constituants :

- Essais triaxiaux cycliques sur les matériaux du remblai, les alluvions et le substratum très altéré (sondages). Ils sont réalisés pour des déformations de 0.1% et à de forts confinement (200 à 400 kPa).
- Mesures des vitesses des ondes S (GEOTER, rapport GTR/SAS/1112-1002)

Les paramètres du module statique sont estimés à partir des essais triaxiaux cycliques.

Les modules de cisaillement dynamique de la fondation sont calculés sur la base du profil des vitesses des ondes S. Le profil montre des terrains tout à fait médiocres dans les 10 premiers mètres. Une valeur $G_{0,dyn}$ est associée à chacun des matériaux de la fondation, via une relation similaire à l'équation 1, $G_{dyn} = G_{0,dyn} p_{atm} \sqrt{\sigma'_c/p_{atm}}$,

 $\frac{G_{dyn}}{=}$ Pour le remblai, en l'absence de données, le module dynamique est simplement déduit du module statique par G_{stat}

2.0. En effet le module dynamique de cisaillement relatif à des déformations de cisaillement de l'ordre de 0.001% est généralement 2 à 3 fois supérieur au module statique de cisaillement relatif à des déformations de l'ordre de 0.1%. Par ailleurs, pour le substratum altéré et pour le rocher, aucun essai cyclique n'a été réalisé. Le module de cisaillement statique est donc déduit du module dynamique, en utilisant la même relation. Les propriétés « statiques » et « dynamiques » sont données en Tableau 1.

Le module G_{dvn} est utilisé lors du calibrage du modèle PM4sand. Des essais cycliques numériques sont réalisés en appliquant le confinement utilisé au laboratoire. La Figure 3 montre un exemple de calage des résultats pour le remblai. Les résultats expérimentaux et numériques sont en bon accord pour les CSR les plus faibles. Une divergence est observée entre les résultats numériques et expérimentaux pour CSR > 0.3.



Figure 3 : Calibration du modèle PM4Sand – Comparaison des résultats numériques avec les mesures de laboratoire sur les matériaux du remblai – Module d'Young vs Déformation axiale (gauche) et CSR vs déformation axiale (droite).

Tableau 1 : Propriétés statiques et dynamiques pour les matériaux du remblai et de la fondation.							
	ф	ρdry	Porosit	G _{0 stat}	G _{0 dyn}	Gdyn	K _{dyn}
	[°]	[kg/m ³	é	[-]	[-]	[MPa]	[MPa]
]	[-]				
Noyau	2	1106	0.55	299.1	700	68.8	196.2
	9						
Filtre de sable	3	1800	0.35	1749.6	3499.2	344.0	745.3
	5						
Transition non	2	1106	0.55	299.1	700	68.8	196.2
drainante	9						
Recharge drainante	3	1106	0.55	299.1	700	68.8	196.2
	1						
Alluvions (F1)	3	1118	0.58	186.5	388	11.7	25.4
	0						
Substratum très altéré	3	1104	0.59	288.7	388	21.3	46.2
	3						
Substratum altéré (<15	3	1002	0.62	852.7	1705.4	124.3	269.3
m)	8						
Substratum altéré	3	1002	0.62	2052.2	4104.4	418.8	907.4
(>15m)	8						

5. SIMULATION DE LA CONSTRUCTION DU BARRAGE

La construction est simulée par couches d'environ 3m d'épaisseur. Le niveau d'eau est maintenu à la surface de la fondation. La construction est simulée en conditions drainées. Le réservoir est ensuite rempli par pas d'environ 3m jusqu'au niveau PHE (Plus Hautes Eaux). A chaque étape, les modules de compressibilité et de cisaillement sont mis à jour à partir de la contrainte de confinement.

6. SIMULATION DYNAMIQUE

6.1.Conditions aux limites

Des frontières absorbantes sont utilisées à la base du modèle et sur les limites latérales afin d'empêcher les réflexions. Des conditions « de champ infini » sont en plus appliquées aux limites latérales.

Le signal d'entrée est appliqué sous forme d'un historique de contraintes (verticales et de cisaillement) à la base du modèle suivant les relations

$$\sigma_n = 2 \rho C_p V_n \tag{2}$$

$$\sigma_s = 2 \rho C_s V_s \tag{3}$$

avec V_n et V_s les vitesses à appliquer, ρ la masse volumique, C_p et C_s les vitesses des ondes P et S respectivement.

Le facteur deux est nécessaire car le signal qui se propage dans le demi-espace supérieur (dans le modèle) est égal à la moitié du signal imposé en entrée.

6.2. Résultats

Nous montrons ici les deux principaux phénomènes d'instabilité observés (Figure 4):

- A l'amont, une concentration de la déformation de cisaillement démarre au pied du talus, et se propage jusqu'à la berme (côte 12.5m).
- Dans le barrage, dans la fondation et en correspondance du talus à l'aval, un large phénomène d'instabilité est observé, se propageant en profondeur jusqu'à l'interface entre le substratum altéré et le rocher. Une bande de cisaillement est observée le long de l'interface entre substratum très altéré et substratum altéré.

On étudie également les résultats à un instant du séisme (après 7s) où la sollicitation est relativement importante. La Figure 5 montre la contrainte effective verticale, fournissant un ordre de grandeur du niveau de confinement des matériaux ainsi que la valeur du déviateur des contraintes. Les résultats en terme de déformation de cisaillement (Figure 4, gauche) sont en accord avec les tests numériques (et au laboratoire) qui montrent que le comportement du matériau (alluvions et subtratum très altéré) devient fortement irréversible pour un déviateur au-delà de 150 kPa et pour un confinement de 300 kPa pour les alluvions et le substratum très altéré (Figure 5).

On présente par ailleurs les contours du rapport r_u (rapport entre la pression de pores et la pression de confinement) après le passage du séisme, qui montre l'absence de liquéfaction dans l'ensemble de la fondation (valeurs inférieures à 1). Le rapport r_u atteint cependant des valeurs maximales de 0.8 au niveau de la couche d'alluvions en amont et en aval du barrage.



Figure 4 : Incréments de la déformation de cisaillement après 7s (gauche) et après le passage du séisme (droite).



Figure 5 : Contrainte effective verticale (gauche) et déviateur des contraintes (droite), après 7s de séisme.



Figure 6 : Contour du rapport r_u après passage du sèisme.

7. MODIFICATION DE LA CONCEPTION

7.1.Nouvelle géométrie

La nouvelle géométrie du barrage est montrée en Figure 7. Pour l'essentiel, la géométrie est simplifiée (noyau vertical), la couche d'alluvions et de substratum très altéré (cinq premiers mètres de la fondation) est décapée sous le barrage et un drain est réalisé en pied (à l'aval du barrage) et à l'interface entre la limite aval du noyau et le remblai.



Figure 7: Matériaux constituant le barrage et sa fondation (nouvelle conception).

7.2. Résultats avec la nouvelle conception

Avec la nouvelle conception, seul subsiste un glissement de peau, d'épaisseur métrique, sur la face aval (Figure 8). Le reste du barrage subit des déformations irréversibles inférieures à 2%. Après 7s de séisme, les déformations de cisaillement dans la fondation restent inférieures à 0.1%, et la contrainte verticale effective est pour l'essentiel supérieure à 200kPa.

La seconde conception réduit le déplacement en crête de plus de 75% (Tableau 2). Elle assure la stabilité du barrage pour les séismes de projet, avec apparition de désordres limités sur la face aval.



Figure 8 : Incréments de la déformation de cisaillement après 7s (gauche) et après passage du séisme (droite).

· · · · · · · · · · · · · · · · · · ·	PGA (ms ⁻²)		Déplacement milieu de la crête [m]			
	V	Н	Vertical	Horizontal		
Première conception			-2.18	2.93		
Deuxième conception	4.38	3.91	-0.32	0.65		

Tahleau 2 ·	Comparaison	des dénlacements	en milieu de crête	nour la	nremière et la	deuvième concention
TUDIEUU Z .	Companaison	ues uepiueeinents		pouriu	prennere et iu	ucunicitie conception.

8. CONCLUSION

La modélisation numérique de la stabilité du barrage de Moreau a montré l'inadéquation de la conception initiale et a permis de proposer et de valider une nouvelle conception. L'un des points conditionnant la stabilité était l'éventuelle liquéfaction des matériaux de la fondation. L'utilisation du modèle PM4sand a permis de lever cette hypothèque. Ce modèle 2D, d'utilisation et de calibration relativement aisées, reproduit en effet le phénomène de montée en pression lors d'un séisme de manière réaliste.

REMERCIEMENTS

Rémerciements à Jean-Pierre BECUE et Bernard TARDIEU pour leur expertise. Merci à Pierre HALLEY et au Conseil Régional de Guadeloupe, qui porte ce projet.

RÉFÉRENCES ET CITATIONS

- [1] Dafalias, Y.F., and Manzari, M, T. (2004). Simple plasticity sand model accounting for fabric change effects. Journal of Engineering Mechanics, ASCE, 130(6), 622-634.
- [2] Boulanger, R.W. and Ziotopoulo K. (2015). PM4SAND (Version 3) : a sand plasticity model for earthquake engineering applications. Center for Geotechnical Modeling, Department of Civil and Environmental Engineering, University of California at Davis. Report No. UCD/CGM-15/01.
- [3] GEOTER SAS, Pole Geo-Environnement, Evaluation des mouvements sismiques, Projet de barrage de Moreau, Goyave, Guadeloupe, Rapport GTR/SAF/1112-1002.
- [4] GEOTER SAS, Pole Geo-Environnement, Classification sismique de site, barrage de Moreau Guadeloupe. Rapport GTR/SAS/0316-1441.
- [5] ANTEA GROUP Guadeloupe, Rapport d'essais de laboratoire, barrage de Moreau à Goyave. *Rapport Lab16021*.
APPORTS DE LA PRISE EN COMPTE DES INTERACTIONS DYNAMIQUES AVANCEES DANS LA JUSTIFICATION AU SEISME DES BARRAGES RIGIDES

Effects of advanced dynamic interactions on seismic analyses of rigid dams

Jean-Rémi LHERBIER, Frédéric ANDRIAN., Pierre AGRESTI

ARTELIA Eau & Environnement, 6 rue de Lorraine 38130 Echirolles France

jean-remi.lherbier@arteliagroup.com; frederic.andrian@arteliagroup.com; pierre.agresti@arteliagroup.com

MOTS CLEFS

Barrages rigides, calculs sismiques temporels, interactions dynamiques, frontières radiatives, eau compressible.

KEY WORDS

Rigid dams, time history seismic analysis, dynamic interactions, free-field boundary conditions, water compressibility

RÉSUMÉ

La pratique actuelle de justification au séisme des barrages intègre la mise en œuvre de méthodes de calculs de niveaux de complexité croissants. Pour les barrages qui présentent un risque social significatif à l'aval, un calcul dynamique temporel est souvent recommandé. Le présent article se concentre sur cette dernière approche et son application pour les barrages rigides.

Le calcul des contraintes et des déplacements dans un barrage rigide en situation sismique nécessite la modélisation du barrage et de son interaction avec la fondation et le réservoir. Cette interaction peut être prise en compte avec des degrés de complexité variables.

D'un point de vue de l'interaction entre le barrage et la fondation, l'état de l'art considérait jusqu'à très récemment une fondation non-pesante. Seule la raideur du rocher était alors prise en compte dans les calculs. La mise en œuvre d'une fondation pesante avec des frontières radiatives est aujourd'hui de plus en plus utilisée par la profession.

Par ailleurs, la modélisation de l'interaction avec le réservoir se limitait assez fréquemment à la mise en œuvre de masses ajoutées sur le parement amont du barrage. Les approches de calculs ont néanmoins connu quelques évolutions utilisant la formulation intégrale. Ces dernières années, la modélisation de l'eau du réservoir en tant qu'éléments compressibles devient réalisable.

L'article rappelle les conditions qui ont permis de démontrer que seule l'utilisation des méthodes les plus avancées permet de retrouver l'amplitude du comportement sismique mesuré dans le cas du barrage-poids japonais de Tagokura.

Ensuite, l'analyse de la réponse des modèles numériques du barrage de Janneh et de Sainte-Engrâce est effectuée afin de mettre en lumière les apports de la prise en compte avancée de ces interactions dynamiques. Dans ce sens, la différence entre les réponses des modèles simplifiés et avancés est mise en évidence. L'utilité des modèles simplifiés est discutée, l'apport des modèles plus complexes mais également leurs limites sont analysés.

ABSTRACT

It is state-of-the-art to carry out several calculation approaches with increasing level of complexity when assessing the seismic stability of dams. If there is a significant risk downstream in case of failure during a seismic event, time history analyses are generally required. The current paper focuses on this type of analysis and on its application to rigid dams.

The stress-strain analysis of dams under seismic loads requires a numerical model of the dam, but also to consider its interaction with the foundation and the reservoir. This interaction may be taken into account by means of various levels of complexity.

Regarding the dam / foundation interaction, it was common practice until recently to consider a massless foundation. The foundation stiffness only was considered. However, foundation with mass and free-field boundary conditions tend to be more and more used.

On the other hand, the dam / reservoir interaction was frequently modeled by means of added masses applied on the dam upstream face. Some intermediate evolution in numerical approach has shown the boundary element method put into use. Nowadays, it is possible to directly model the reservoir as elements which take into account its compressibility.

This paper reminds the conditions and the assumptions, which have allowed the dynamic behavior of the Tagokura dam to be replicated with a high accuracy. More specifically, only the most complex numerical approach was able to simulate without a high value of artificial damping the monitored accelerations of the dam.

Then, the numerical models of Janneh and Sainte-Engrâce dams are described and analyzed in order to highlight the effects of advanced dynamic interactions. For this purpose, comparisons between simplified and advanced modelling approaches are carried out. The practicality of the simplified modelling approach is discussed, and the benefits owing to the advanced modelling approach as well as its limits are detailed.

1. INTRODUCTION

Les barrages sont généralement localisés dans des vallées ou des massifs montagneux qui sont par nature des accidents géologiques. Les sites d'implantation sont alors souvent traversés par des failles qui peuvent être actives, notamment pour les projets de barrages neufs à l'international. Par conséquent, la prise en compte du chargement sismique est un enjeu majeur à la fois dans la conception des nouveaux barrages mais également dans la réévaluation de la sécurité des barrages existants.

Or, au travers des diverses études menées sur des ouvrages ayant été sollicités par des séismes, un contraste significatif apparaît entre le comportement observé lors d'événements sismiques et celui calculé à l'aide de simulations numériques. En particulier, il existe très peu de cas historiques de ruptures de barrages suite à un séisme tandis que les situations sismiques sont parmi les cas les plus critiques lors des études.

On peut donc se poser la question d'une surestimation du chargement sismique dans les méthodes de calcul utilisées jusqu'à présent. Les conséquences d'une telle surestimation du chargement sismique peuvent être significatives dans les projets, puisqu'elles peuvent aboutir à un surdimensionnement des nouveaux projets ou à la mise en œuvre de travaux de réhabilitation non nécessaires des ouvrages existants.

La collaboration entre le JCOLD et le CFBR entre 2014 et 2016 a permis de qualifier, calibrer et éventuellement valider les méthodes numériques pour les calculs sismiques des barrages rigides. Quelques années après cette collaboration, le présent article rappelle les principaux facteurs à prendre en compte pour simuler de manière satisfaisante le comportement sismique mesuré du barrage de Tagokura.

Par la suite, l'analyse prédictive du comportement au séisme des barrages de Janneh et de Sainte-Engrâce est détaillée. Pour l'ensemble des cas, une étude comparative entre une approche d'interaction barrage / fondation / réservoir simplifiée et une approche d'interaction avancée est effectuée. Quelques utilités des approches simplifiées sont rappelées et par la suite, les apports et les limites éventuelles des approches avancées sont mis en avant.

Les équipes d'ARTELIA mettent systématiquement en œuvre l'approche d'interaction dynamique avancée pour la fondation depuis 2011 et pour le réservoir depuis 2014 pour les calculs sismiques temporels des barrages qu'elles étudient.

2. ETAT DE L'ART

En France, les méthodologies d'études sous chargement sismique des barrages rigides s'appuient principalement sur le rapport du groupe de travail « barrages et séismes » [1]. Les recommandations provisoires du groupe de travail « GT-voûtes » [2] apportent quelques précisions sur les approches associées. Les conditions de chargement sont définies dans l'arrêté de 2018 [3]. La pratique préconise la mise en œuvre d'une approche graduée, c'est-à-dire l'étude du barrage sous sollicitation sismique suivant des méthodes à la complexité croissante jusqu'à justification de la stabilité de l'ouvrage. Les modalités de mise en œuvre de cette approche dépendent du zonage sismique du site et de la classe du barrage. Ainsi la justification des barrages au chargement sismique s'étend d'une simple vérification de la conformité de l'ouvrage aux règles du génie civil jusqu'à la réalisation d'analyses dynamiques temporelles.

Pour ces dernières, la méthodologie la plus couramment mise en œuvre jusqu'à récemment consiste à considérer la fondation comme non-pesante. Ainsi, seule la rigidité de la fondation est prise en compte. La propagation des ondes n'y est pas étudiée, autorisant un maillage relativement lâche qui permet de maîtriser les temps de calculs.

Par ailleurs, l'interaction entre le réservoir et le barrage est simulée de manière classique par la considération de masses ajoutées selon la distribution de Westergaard [4] ou de Zangar [5]. Pendant une période intermédiaire, l'approche par formulation intégrale ou éléments aux frontières a été mise en œuvre. L'évolution des capacités de calcul permet peu à peu la modélisation directe de l'eau du réservoir en tant qu'éléments compressibles.

Une collaboration de trois années de 2014 à 2016 entre le CFBR et son homologue japonais le JCOLD a permis de mettre à la disposition des partenaires français, dont ARTELIA, les données d'auscultation de plusieurs barrages japonais ayant subi des séismes d'envergure. Les résultats des calculs ont confirmé un décalage significatif du comportement sismique des ouvrages auscultés avec ceux simulés à l'aide des approches de calculs simplifiées.

Un calage et une validation des méthodes de calcul sous chargement sismique sur la base d'une rétro-analyse ont par conséquent été entrepris. Les études se sont focalisées sur l'utilisation des frontières radiatives ainsi que sur la modélisation du réservoir en tant qu'éléments compressibles pour les barrages rigides dans la mesure où l'utilisation des méthodes simplifiées est maîtrisée par la profession.

3. ELEMENTS DE PRINCIPE ET APPORT DES APPROCHES D'INTERACTION AVANCEE

3.1.Prise en compte numérique

Les modèles numériques présentés par la suite sont réalisés à l'aide des logiciels de modélisation bi- et tridimensionnelle FLAC et FLAC3D, développés par Itasca. Il s'agit de codes de calcul aux différences finies suivant un schéma de résolution explicite.

Les modèles numériques incluent directement la fondation en prenant en compte sa masse et sa raideur. Le signal sismique est alors appliqué en pied de modèle et les équations de propagation des ondes y sont résolues avec une approche pas-à-pas (temporelle et géométrique).

Les frontières radiatives prises en compte dans les modèles sont une succession d'amortisseurs [6] permettant :

- D'absorber les ondes sortantes en pied de modèle ;
- D'absorber les ondes liées à une différence d'oscillations entre une colonne de fondation de hauteur équivalente soumise au même chargement sismique et les frontières latérales du modèle. Cet artifice numérique permet notamment de limiter l'extension du modèle en supprimant aux frontières latérales les oscillations parasites générées par tout déplacement relatif entre le barrage et la fondation.



Figure 1 : Schéma mécanique du fonctionnement des frontières radiatives avec FLAC et FLAC3D [6]

Par ailleurs, l'interaction entre le barrage et le réservoir est étudiée en modélisant directement l'eau du réservoir en tant qu'éléments volumiques compressibles. Dans ce cas, une attention particulière doit être apportée aux types d'éléments utilisés pour éviter les phénomènes de verrouillage numérique (génération de contraintes parasites à cause de l'incapacité de certains types éléments à se déformer). Dans le cas des logiciels FLAC et FLAC3D, un type d'élément unique validé contre les phénomènes de verrouillage numérique est utilisé pour l'ensemble du modèle. Ces éléments sont formulés suivant un schéma de discrétisation mixte qui traite de manière séparée les parties déviatoires et les parties isotropes des tenseurs de contraintes et de déformation [6].

D'un point de vue numérique, la considération d'interactions dynamiques avancées entre le barrage, la fondation et le réservoir implique :

- La modélisation d'éléments supplémentaires liés au réservoir ;
- Une densité de maillage plus élevé en fondation.

A titre de comparaison, le modèle tridimensionnel du barrage de Janneh compte 9000 éléments pour le modèle avec interactions dynamiques simplifiées contre 88000 pour le modèle avec interactions dynamiques avancées.

L'ordre de grandeur des temps de calculs est de quelques secondes pour un calcul temporel avec interactions dynamiques simplifiées contre une heure environ pour un calcul temporel avec interactions dynamiques avancées.



Figure 2 : Modèles numériques du barrage de Janneh avec interactions dynamiques simplifiées (à g.) et avancées (à dr.)

Il convient de noter que le maillage de la fondation et du réservoir doit être suffisamment dense pour pouvoir y résoudre avec une précision suffisante l'équation de propagation des ondes [7]. La densité du maillage requise augmente avec la valeur de la fréquence maximale pouvant être résolue par le système. Par conséquent, pour maîtriser les temps de calculs, une limitation de la plage de fréquences étudiée à 15 ou 20 Hz est le plus souvent considérée pour les grands barrages. Pour les fréquences supérieures, la réponse du système est généralement négligeable. La justification peut être faite par une analyse modale pour déterminer les masses modales cumulées à cette fréquence.

3.2. Interaction entre le barrage et la fondation

Dans la majorité des cas, la fondation d'un barrage peut être considérée comme étant un milieu semi-infini plus ou moins homogène. Ainsi, une onde sortante se propage sans être réfléchie dans une certaine proportion vers l'espace lointain.

En l'absence de frontières radiatives, les ondes sont piégées au sein du modèle numérique : au contact d'une frontière extérieure, les ondes se réfléchissent en direction de l'intérieur du modèle. Ainsi, ces ondes sollicitent de nouveau le barrage. Les ondes sismiques ne s'atténuent que du fait d'un amortissement visqueux considéré dans les matériaux.

Depuis la fin des années 2000, A.K. Chopra [8] signale que ne pas prendre en compte les frontières radiatives dans les modèles peut entrainer une surestimation jusqu'à un facteur 3 de la réponse sismique mesurée des barrages rigides.

Dans le cadre de la collaboration entre le CFBR et le JCOLD, les équipes d'ARTELIA ont effectué une analyse paramétrique sur la base d'un profil bidimensionnel d'un des plots du barrage de Tagokura. Seul le barrage et la fondation ont été considérés. La fondation est munie d'une masse et des frontières radiatives décrites précédemment. L'étude de sensibilité porte sur le rapport entre le module d'Young du barrage Eb et celui de la fondation Ef.

L'amortissement supplémentaire obtenu grâce à la mise en œuvre des frontières radiatives est de l'ordre de 10 à 12 %, mais peut atteindre 20% lorsque E_b/E_f = 4. Ces résultats sont valables dans le domaine des basses fréquences (<5 Hz) soit la plage habituelle des premières fréquences propres des grands barrages rigides.

3.3.Interaction entre le barrage et le réservoir

Lors d'un séisme le champ de surpressions par l'entrainement de l'eau par le parement amont du barrage p(x,y,t) peut être décrite par les équations suivantes [9] dans le cas d'une analyse bidimensionnelle :

$$\nabla^2 p = \frac{1}{c^2} \frac{\partial^2 p}{\partial t^2}$$

Avec c la vélocité des ondes de compression dans l'eau et ∇^2 l'opérateur Laplacien.

En supposant que la solution est un champ de pression harmonique de fréquence ω , défini par :

$$p(x, y, t) = P(x, y)e^{-i\omega t}$$

On obtient :

$$\nabla^2 P + \left(\frac{\omega}{c}\right)^2 P = 0$$

Trois régimes de solution existent, dépendant du ratio $R=f_{barrage}/f_R$ entre la fréquence propre du barrage $f_{barrage}$ et celle du réservoir $f_R=c/4H$ avec H la hauteur d'eau :

- Si R<1, la solution de P(x,y) est réelle. En particulier, lorsque le barrage se comporte comme un ouvrage rigide et lorsque l'eau est supposée incompressible, la solution coïncide avec l'approche de Westergaard ;
- Si R=1, un phénomène de résonance entre le barrage et le réservoir est observé ;
- Si R>1, la solution de P(x,y) est complexe : une génération d'ondes de pressions intervient dans le réservoir. Celles-ci sont créées au droit du parement amont du barrage et se déplacent en direction de l'amont.

Ces phénomènes ont été reproduits par le calcul en simulant le cas d'un barrage-poids soumis à une série d'oscillations sinusoïdales de fréquence croissante.



Figure 3 : Distribution des ondes de pression au sein d'un réservoir d'un barrage-poids

D.05 – Apports de la prise en compte des interactions dynamiques avancées dans la justification au séisme des barrages rigides page 470

Les masses ajoutées de Westergaard ne sont donc qu'un cas particulier de l'un des régimes possibles d'interaction entre le barrage et le réservoir. Dans ce sens, dans le cas où R<1, la distribution des masses n'est pas systématiquement identique à celle définie par Westergaard. Le cas de génération d'ondes de pression dans le réservoir (R>1) introduit un amortissement supplémentaire du système estimé à environ 2 à 3%.

Il est précisé que dans l'ensemble des études, aucune absorption supplémentaire des ondes au fond de la retenue n'est prise en compte. En effet, le coefficient d'absorption correspondant est très variable et ne peut être déterminé que par des essais in situ encore relativement lourds et coûteux. Il est donc impossible de l'estimer au préalable en phase de conception et il est préférable de le négliger en l'absence de données vérifiées.

4. RETRO-CALCULS DU BARRAGE DE TAGOKURA

4.1. Présentation du barrage et des données sismiques

Le barrage-poids de Tagokura au Japon a une hauteur maximale sur fondation de 145 m et une longueur en crête de 462 m. Ce barrage a été étudié dans le cadre de la collaboration CFBR-JCOLD [10][11].



Figure 4 : Elévation aval et coupe amont-aval sur le plot déversant 17 du barrage de Tagokura

Le comportement sismique du barrage est ausculté à l'aide de 5 jeux de sismographes 3D :

- 4 répartis sur la hauteur du plot central 22. Le plus bas se situe au niveau de la galerie inférieure, soit 20 m audessus du contact béton-rocher et le plus haut est positionné en crête ;
- 1 positionné sur le rocher de fondation en rive droite à proximité de la crête.

L'analyse qui suit se base sur les données recueillies lors du séisme Niigata-Chuetsu du 23 Octobre 2004, de magnitude 6.8 et dont l'épicentre est situé à 37 km du barrage. Ce séisme est survenu en situation de réservoir plein.



Figure 5 : Accélération amont-aval enregistrée au niveau de la galerie inférieure lors du séisme Niigata-Chuetsu

Les valeurs d'accélération maximum enregistrées sont de 0.9 m/s² en galerie inférieure et de 4.5 m/s² en crête. A défaut d'enregistrement des accélérations au rocher, les données obtenues en galerie inférieure sont considérées comme étant l'accélération du rocher en champ libre.

Compte tenu de la faible valeur d'accélération de pic enregistré au niveau de la galerie, il est supposé que le comportement non-linéaire du barrage (glissement, décollement, endommagement) a été négligeable lors de ce séisme. Les inspections visuelles de l'ouvrage n'ont permis de déceler aucun désordre majeur. Une augmentation des débits de drainage a néanmoins été enregistrée suite au séisme.

Les calculs ont donc été réalisés sur la base d'un comportement élastique linéaire du système et a permis de simplifier l'analyse du comportement sismique.

La détermination des spectres d'accélérations mesurées et de la fonction de transfert entre la galerie inférieure et la crête permettent de déterminer les deux premières fréquences propres du barrage comme étant 2.88 Hz et 3.85 Hz.



Figure 6 : Fonction de transfert entre la galerie inférieure et la crête du barrage de Tagokura issue des données mesurées D.05 – Apports de la prise en compte des interactions dynamiques avancées dans la justification au séisme des barrages rigides

4.2. Comparaison des approches de modélisation de la fondation

En première approche et afin d'évaluer la validité des méthodes avec une interaction dynamique simplifiée, celles-ci ont été mise en œuvre à l'aveugle sur un modèle bidimensionnel de l'ouvrage. Une fondation non-pesante a donc été considérée et le réservoir a été modélisé à l'aide de masses ajoutées selon la formule de Westergaard. Un amortissement visqueux de 1% est pris en compte dans le modèle. Cette valeur faible d'amortissement a uniquement vocation d'éviter la modélisation d'une résonance non amortie du système mais n'a aucun sens physique réel.

Les résultats sont comparés à ceux d'un modèle mettant en œuvre une approche d'interaction dynamique avancée qui par la suite s'est avérée très efficace pour reproduire le comportement mesuré du barrage. Pour ce modèle avancé, aucun amortissement visqueux n'est pris en compte puisque la modélisation de manière avancée de l'interaction introduit un amortissement équivalent.



Figure 7 : Spectres des accélérations calculées en crête du barrage de Tagokura avec et sans prise en compte des approches d'interaction avancées

La comparaison met en évidence une surestimation d'un facteur allant de 2 à 3 des accélérations avec la méthode d'interaction dynamique simplifiée, confirmant les travaux de Chopra [8]. Un amortissement fictif très important de l'ordre de 15% serait nécessaire pour faire correspondre le comportement modélisé et celui ausculté tandis qu'une valeur de 5% est plus généralement admise dans le béton, en particulier pour des sollicitations faibles [12].

En contrepartie, une analyse qualitative des spectres de réponses montre que les fréquences propres du système sont pratiquement identiques avec les deux approches.

4.3. Prise en compte des interactions avancées

Une série d'analyse a également été réalisée en mettant en œuvre la modélisation avancée des interactions dynamiques, c'est-à-dire avec prise en compte des frontières radiatives et modélisation du réservoir en tant qu'éléments compressibles. Cette série de calcul a été progressivement améliorée suivant 4 étapes :

- La 1ère étape consiste en la réalisation d'un calcul à l'aveugle ;
- La 2ème étape est un calage des modules de Young du béton du barrage et du rocher de fondation pour prendre en compte les effets 3D du barrage, construit dans une vallée relativement étroite ;
- La 3ème étape est la modification de la géométrie de la fondation pour être conforme aux plans de construction avec la prise en compte de l'inclinaison du toit du rocher à l'amont immédiat du barrage ;
- La 4ème étape ajoute la composante verticale du séisme, jusqu'ici négligée.

Les résultats en termes de fonction de transfert en accélération sont présentés ci-dessous et comparés avec les données mesurées.



Figure 8 : Fonction de transfert en accélération entre la crête et la galerie inférieure du barrage de Tagokura pour chaque étape de calcul

D.05 – Apports de la prise en compte des interactions dynamiques avancées dans la justification au séisme des barrages rigides page 472

La 1ère étape de calcul aboutit à une surestimation du comportement sismique du barrage à 2 et 6 Hz, ainsi qu'une sous-estimation aux environs de 4 Hz. L'ordre de grandeur de la réponse de l'ouvrage demeure néanmoins acceptable, comparativement aux résultats des modélisations avec une approche d'interaction simplifiée.

Par la suite, le calage des modules d'Young permet une amélioration du comportement du barrage à 2 et 6 Hz, qui est ensuite légèrement amélioré avec la modélisation plus réaliste de la géométrie du toit rocheux.

La prise en compte de la composante sismique verticale permet d'aboutir à une réponse très satisfaisante du modèle numérique mis en œuvre par ARTELIA. En effet, la modélisation des interactions fondation-réservoir-barrage permet la transmission des ondes verticales entre le rocher et le réservoir qui les transmet à son tour au barrage. La meilleure reproduction des signaux mesurés est particulièrement vraie au niveau de la plage de fréquence d'intérêt de 3 à 5Hz, qui correspond à la fréquence propre du réservoir. Le comportement simulé correspond dans l'ensemble à celui mesuré, avec moins de 20% d'erreur, là où les modélisations avec une approche d'interaction simplifiée surestiment la réponse avec un facteur de l'ordre de 3.

A la suite de ces simulations, une modélisation tridimensionnelle du barrage de Tagokura a été réalisée. Les effets de la vallée étant directement modélisés, les caractéristiques des matériaux antérieures au calage de l'étape 2 ont été prises en compte. L'amélioration des résultats liée à la considération précise de la géométrie du toit rocheux n'étant pas significative (étape 3), celle-ci n'a pas été considérée pour les calculs 3D. Par contre, la composante verticale a été prise en compte (étape 4) puisque son impact semble significatif. La deuxième composante horizontale a également été prise en compte dans les calculs. Les résultats sont illustrés ci-après.



Figure 9 : Fonction de transfert entre la galerie inférieure et la crête du barrage de Tagokura du modèle 3D

Les résultats obtenus s'avèrent donc satisfaisants, bien que légèrement moins fidèles que ceux obtenus avec l'analyse bidimensionnelle à l'étape 4. La différence peut provenir de l'écart entre la modélisation du réservoir représenté comme un canal et la réalité où celui-ci s'étend en rive gauche. Ainsi, le comportement réel du réservoir est probablement plus proche de celui d'un milieu semi-infini, ce qui le rapproche du comportement simulé en 2D.



Figure 10 : Comparaison des vues en plan de la retenue du barrage in-situ (Google Earth©) et du modèle 3D

5. BENCHMARK DU BARRAGE DE JANNEH

5.1.Présentation du barrage

Le barrage-poids arqué de Janneh est en cours de construction au Liban. ARTELIA a fourni une assistance avancée à la conception du barrage et assure la supervision de sa construction. Le barrage présente une hauteur maximum sur fondation de 157 m et 300 m de longueur en crête.



Figure 11 : Vue en plan et coupe amont-aval du plot central du barrage de Janneh

Ce barrage en Béton Compacté au Rouleau (BCR) présente la particularité d'avoir été arqué pour deux raisons :

- Augmenter la résistance au séisme et prévenir un éventuel glissement global qui dépasserait les critères admissibles en situation sismique ;
- Réaliser une économie significative de béton en adoptant un profil au pied aval tronqué puisque le barrage résiste désormais grâce à un effet d'arc même pour les situations statiques.

Ces optimisations significatives de la géométrie de l'ouvrage ne peuvent être envisagées qu'avec la mise en œuvre de méthodes numériques avancées, notamment pour les calculs sismiques. Ces calculs mettent en œuvre la modélisation de l'eau en tant qu'éléments compressibles et l'utilisation de frontières radiatives.

Les calculs statiques et sismiques de ce barrage ont été l'un des thèmes imposés du 14ème atelier de comparaison des méthodes numériques pour les barrages (benchmark) organisé par la Commission Internationale des Grands Barrages (CIGB) en 2017 [13]. Ce thème, auquel ont participé 15 organismes internationaux, a permis de mettre en évidence les apports des différentes méthodes d'analyse à travers la mise en œuvre de méthodes de calculs de complexité croissante. L'influence de plusieurs paramètres a ainsi été étudiée :

- La modélisation d'interactions dynamiques simplifiées (fondation non pesante et masses ajoutées de Westergaard);
- La modélisation d'interactions dynamiques avancées (fondation pesante, frontières radiatives et éléments compressibles du réservoir) ;
- Le comportement non-linéaire de l'interface barrage / fondation.

5.2. Quelques principaux résultats du benchmark

En l'absence de comportement non-linéaire à l'interface barrage / fondation, soit dans une configuration semblable à celle étudiée pour le barrage de Tagokura, les résultats suivants à l'échelle du panel de participants sont obtenus :

			·····			
Interactions dynamiques	Déplacements amont/aval maximum en crête du plot central	Déplacements amont/aval maximum en crête d'un plot rive droite	Contrainte de traction verticale maximum sur la face amont du plot central	Contrainte d'arc de traction maximum en crête du plot central		
	(mm)	(mm)	(MPa)	(MPa)		
Simplifiées	75-100	30-60	1-2	4.5-6		
Avancées	50-90	18-47	0.5-1	2.1-3		

Tableau 1 : Tendances des résultats des calculs des participants au 14^{ime} atelier de comparaison de la CIGB

Les écarts significatifs entre la réponse des modèles avec et sans prise en compte des interactions dynamiques avancées sont confirmées et sont de l'ordre de :

- 20% en termes de déplacements ;
- 50% en termes de contraintes.

Lorsqu'un comportement non-linéaire est modélisé à l'interface barrage / fondation, la réponse des modèles est diminuée du fait de l'énergie dissipée au droit de l'interface suite aux déplacements irréversibles. Par ailleurs, une réduction significative des déplacements irréversibles au droit de l'interface est calculée lorsque les interactions dynamiques avancées sont prises en compte.



Figure 12 : Déplacements irréversibles du pied amont du plot central du barrage de Janneh calculés par trois participants (dont les formulateurs) en considérant les interactions dynamiques simplifiées (à g.) ou avancées (à dr.)

En revanche, l'analyse des spectres de réponse en accélération en crête du barrage montre qu'indépendamment des approches d'interaction dynamique mises en œuvre, les fréquences propres calculées sont très similaires.



Figure 13 : Spectres de réponse en crête du plot central du barrage de Janneh calculés par plusieurs participants (dont les formulateurs) en considérant les interactions dynamiques simplifiées (à g.) ou avancées (à dr.)

Au bilan, par rapport au modèle élastique linéaire mettant en œuvre une interaction dynamique simplifiée, les résultats obtenus mettent en évidence une diminution de la réponse sismique du modèle du barrage de Janneh liée :

- A l'interaction dynamique avancée entre le barrage et la fondation d'un ordre de grandeur 25 à 50% ;
- A l'interaction dynamique avancée entre le barrage et le réservoir d'un ordre de grandeur 20 à 25% ;
- Au comportement non-linéaire de l'interface barrage / fondation d'un ordre de grandeur 10 à 15%.

6. ANALYSE DE CAS DU BARRAGE DE SAINTE-ENGRACE

6.1. Présentation du barrage

Le barrage de Sainte-Engrâce est un barrage-poids arqué situé dans les Pyrénées Atlantiques. Il présente la particularité d'être surplombé par une voûte mince en béton. Sa hauteur maximale sur fondation est de 42 m (32 m + 10 m) et sa longueur en crête est de 49 m.



Figure 14 : Elévation aval et coupe amont-aval de plus grande hauteur sur fondation du barrage de Sainte-Engrâce

6.2. Limites des frontières radiatives

L'analyse du comportement sous chargement sismique du barrage est réalisée en comparant les résultats des modèles avec et sans prise en compte des frontières radiatives. L'influence de celles-ci apparait plus faible que celle trouvée dans les études de cas présentés précédemment. Les accélérations maximum calculées sur la hauteur du barrage sont présentées ciaprès pour deux valeurs de ratio entre les modules d'Young du barrage (Eb) et de la fondation (Ef).



Figure 15 : Accélérations maximales calculées sur la hauteur du barrage de Ste-Engrâce

Dans l'ensemble des cas, l'influence des frontières radiatives est faible. La vallée dans lequel s'inscrit le barrage est particulièrement encaissée. Les déplacements du barrage sont alors en phase et de même intensité à altitude égale par rapport à ceux de la fondation. Les ondes parasites générées par le barrage et qui sont absorbées par les frontières radiatives sont par conséquent faibles.

En particulier, lorsque le module d'Young du barrage est similaire à celui du rocher, l'influence des frontières radiative est négligeable : les accélérations calculées en crête sont pratiquement identiques.

Lorsque E_b/E_f vaut 2, l'écart entre les accélérations maximales calculées en crête par les deux modèles augmente à 23%. En effet, un rocher plus souple autorise des déplacements relatifs plus importants entre le barrage et la fondation.

7. CONCLUSION

Les approches simplifiées de modélisation des interactions dynamiques entre le barrage, la fondation et le réservoir, avec la considération respectivement d'une fondation non-pesante et de masses ajoutées représentent une approche rodée par la profession. Elles impliquent des efforts de modélisation et des temps de calculs limités et permettent de retrouver les principales fréquences propres du système. En revanche, elles peuvent entraîner une surestimation de la réponse sismique du barrage d'un ordre de grandeur significatif.

Les approches avancées de modélisation des interactions dynamiques, moins répandues, ont été validées sur des cas réels à l'occasion de la collaboration JCOLD-CFBR. L'évolution des capacités de calculs rend cette approche de plus en plus abordable de nos jours.

En particulier, dans le cadre de cette collaboration les calages effectués dans les modèles ont uniquement porté sur les modules d'Young de la fondation et du barrage. Aucune modification n'a été effectuée sur la formulation mathématique des frontières radiatives ni sur leur mise en œuvre numérique. Le nombre de paramètres faisant l'objet de calage est donc limité et il n'existe pas nécessairement plusieurs configurations réalistes qui permettent de reproduire le comportement mesuré du barrage. La prise en compte de la composante verticale du séisme, couplée avec une transmission des ondes entre le réservoir et le rocher semble être le principal facteur qui a permis d'obtenir le meilleur calage entre comportement calculé et comportement mesuré. Dans une moindre proportion, la géométrie de la retenue ainsi que le choix des modules d'Young influencent également les résultats.

De manière préalable à la réalisation d'un calcul, il est possible d'estimer l'influence des frontières radiatives. Trois paramètres sont identifiés à ce stade :

- L'encaissement de la vallée dans lequel le barrage est construit. L'apport des frontières radiatives est faible lorsque la vallée est très encaissée (ratio L/H ~1) ;
- Le ratio E_b/E_f des modules de Young du béton du barrage (E_b) et du rocher de fondation (E_f). Un rocher relativement raide diminue l'apport des frontières radiatives ;
- L'inertie globale de l'ouvrage : un barrage lourd et libre de se mouvoir génère des ondes parasites plus importantes qui seraient piégées dans le modèle en l'absence des frontières absorbantes.

Ainsi, pour l'analyse sismique prédictive des barrages de Sainte Engrâce et de Janneh, bien que le ratio E_b/E_f soit égal à 1 pour les deux cas, l'influence des frontières radiatives est évidente dans le cas du barrage de Janneh mais reste discutable dans le cas du barrage de Sainte-Engrâce à cause de l'encaissement de sa vallée.

De manière analogue, une influence relativement faible des frontières radiatives sur le comportement sismique du barrage de Monticello a pu être constatée [14]. Celle-ci peut s'expliquer par la faible inertie de ce barrage voûte ainsi que par un ratio E_b/E_f relativement faible, limitant par conséquent l'énergie associée aux déplacements relatifs entre le barrage et sa fondation.

REMERCIEMENTS

Les auteurs remercient Mathieu Roy et Nicolas Ulrich pour leurs contributions significatives aux travaux de recherches décrits dans le présent article. Emmanuel Robbe est également remercié pour les échanges enrichissants sur les méthodes de calcul ainsi que le partage des résultats de son travail sur l'analyse du comportement du barrage de Monticello.

RÉFÉRENCES ET CITATIONS

- [1] MEDDE DGPR « Risque sismique et Sécurité des ouvrages hydrauliques » Octobre 2014 ;
- [2] CFBR « Recommandations provisoires pour la justification du comportement des barrages-voûtes » Octobre 2018;
- [3] Ministère de la transition écologique et solidaire « Arrêté du 6 août 2018 fixant des prescriptions techniques relatives à la sécurité des barrages » ;
- [4] H.M. Westergaard « Water Pressures on Dams During Earthquakes » Transactions, American Society of Civil Engineers, Vol 98, 1933;
- [5] C.N. Zangar « Hydrodynamic Pressures on Dams Due to Horizontal Earthquake Effects » Engineering Monograph, No. 11, Bureau of Reclamation, 1952 ;
- [6] Itasca Consulting Group « FLAC3D Manual »;
- [7] R. L. Kuhlemeyer, J. Lysmer « Finite Element Method Accuracy for Wave Propagation Problems » ASCE Soil Mechanics and Foundation Division Journal, 1973;
- [8] A.K. Chopra « Earthquake analysis of arch dams : factors to be considered », 14th World Conference on Earthquake Engineering, October 2008, Beijing China ;
- [9] P.M. Viera Ribeiro, S.F. Da Silva, L.J. Predoso « Analytical and numerical studies of dam reservoir interaction in concrete gravity dams », 23rd ICOLD Congress, May 2009, Brazilia ;
- [10] F. Andrian., P. Agresti « JCOLD CFBR Collaboration, Analyses of seismic records on concrete dams in Japan, Tagokura dam, Back-analysis by means of a progressive modeling », Octobre 2014, Chambéry France ;
- [11] F. Andrian., P. Agresti « Effects of radiative boundary conditions on seismic analysis of gravity dams » 2017 ;
- [12] J. Fouqué, E. Robbe, N. Humbert, E. Bourdarot, EDF-CIH « Comparison between seismic records and finiteelement analysis », Tagokura Dam, JCOLD-CFBR Collaboration, 2014 ;
- [13] F. Andrian., P. Agresti, G. Mathieu « Theme B: Static and seismic analysis of an arch-gravity dam, Synthesis report» - 14th International ICOLD Benchmark Workshop on Numerical Analyses of Dams, 2017, Stockholm Sweden;
- [14] E. Robbe « Seismic back analysis of Monticello arch dam Blind prediction workshop and additional analyses » -USSD 2017 conference.

CARACTERISATION EN LABORATOIRE DU COMPORTEMENT DE SOLS RESIDUELS TROPICAUX COMPACTES SOUS SOLLICITATIONS DYNAMIQUES

LABORATORY CHARACTERIZATION OF COMPACTED TROPICAL RESIDUAL SOILS UNDER DYNAMIC SOLLICITATIONS

Lila MOUALI, Daniel DIAS, Christophe POINCLOU, Eric ANTOINET

Antea Group, 803 Boulevard Duhamel du Monceau, 45 166 Olivet <u>lila.mouali@anteagroup.com</u>; <u>daniel.dias@anteagroup.com</u>, <u>christophe.poinclou@anteagroup.com</u>, <u>eric.antoinet@anteagroup.com</u>

Jérôme DURIEZ, Guillaume VEYLON, Claudio CARVAJAL, Laurent PEYRAS

IRSTEA, 3275 Route Cézanne, 13 100 Aix-en-Provence

jerome.duriez@irstea.fr; guillaume.Veylon@irstea.fr; claudio.carvajal@irstea.fr; laurent.peyras@irstea.fr

MOTS CLEFS

Barrage en remblai, sol résiduel tropical, essais triaxiaux dynamiques, essais à la colonne résonnante.

KEY WORDS

Earth Dam, Tropical residual soils, dynamic triaxial tests, resonant column tests.

RÉSUMÉ

La construction de barrages en terre en Guadeloupe, en zone de forte sismicité, a mis en évidence la nécessité d'approfondir la connaissance du comportement mécanique des sols argileux disponibles localement. Un programme de recherche a été engagé par l'IRSTEA et Antea Group pour mieux caractériser les sols tropicaux résiduels disponibles à partir d'essais d'identification physique, d'essais mécaniques monotones et des essais cycliques à la colonne résonnante et au triaxial dynamique. Cet article présente les résultats expérimentaux obtenus.

ABSTRACT

Construction of earth dams in Guadeloupe, in a zone of high seismicity, has highlighted the need to deepen the mechanical behavior knowledge of locally available soils. An experimental research program has been initiated by IRSTEA and Antea Group to better characterize the available materials from physical identification tests, monotonic and cyclic mechanical tests. This article presents these experimental results.

1. INTRODUCTION

Pour sécuriser l'approvisionnement en eau des activités agricoles de Guadeloupe (Antilles françaises), des barrages en terre sont en projet. Le corps des barrages sera construit en utilisant au mieux les matériaux argileux locaux, qui appartiennent à la famille des sols tropicaux résiduels

La Guadeloupe est située dans une région de forte sismicité [7]. La justification de la stabilité des ouvrages sous sollicitations sismiques est requise. Des modélisations numériques sont à faire du fait la complexité des calculs. Pour mener à bien ces modélisations, il est nécessaire de disposer d'une caractérisation mécanique des matériaux sous sollicitations tant statiques que dynamiques. Afin d'améliorer la connaissance et la caractérisation des matériaux disponibles localement, un projet de recherche a été engagé par l'IRSTEA et Antea Group. Ce projet de recherche est décomposé en deux principales phases : la première vise à caractériser en laboratoire les matériaux utilisés pour constituer le corps du remblai alors que la seconde phase est dédiée à la modélisation numérique. Cet article présente les résultats des essais de laboratoire obtenus dans le cadre de la première phase.

2. PROGRAMME D'ESSAI

2.1. Prélèvement et préparation des matériaux d'essai

Le matériau utilisé pour mener à bien cette étude a été prélevé à l'été 2018 dans la zone d'emprunt du barrage de Moreau (Ile de Basse Terre), en rive gauche du barrage. 400 kg de matériaux ont été prélevés à la pelle mécanique, mis en sacs hermétiquement fermés et expédiés au laboratoire d'Antea Group en métropole.

Le matériau a été criblé au tamis de 20 mm et un quartage été effectué dans le but d'homogénéiser sa nature et la reproductibilité des résultats au niveau des différents essais en laboratoire. 7 unités d'une soixantaine de kilogrammes ont ainsi été préparées pour mener à bien le programme d'essai prévu.

La courbe granulométrique a été mesurée sur 7 échantillons prélevés dans chacune des unités. La Figure 1 montre des fuseaux granulométriques proches. Le passant à 2 µm est compris entre 52 et 63 %. Le passant à 80 µm est compris entre 81 et 96 %. La limite de liquidité varie entre 62 et 73 %, la limite de plasticité entre 43 et 50 %, ce qui conduit à des indices de plasticité compris entre 12 et 27.



Figure 1: Vue du matériau de la zone d'emprunt à gauche et du fuseau granulométrique des 7 essais à droite

2.2.Composition des matériaux prélevés en zone d'emprunt du barrage de Moreau

Les matériaux argileux disponibles pour cette étude font partie de la famille des « sols tropicaux résiduels » [1,2]. Le comportement de ce type de sol dépend de deux facteurs : la nature des particules et leur état. Leurs caractéristiques physiques et mécaniques peuvent être influencées par la température d'étuvage, le remaniement et la durée du malaxage [3,4,6]. Des analyses de diffraction par rayons X (DRX) ont été réalisées après séchage à 50° C et à 105° C. Le Tableau 1 récapitule la composition massique des deux échantillons : l'halloysite (56 %) et la goethite (24 %) représentent 80 % de la masse totale. L'halloysite est un minéral constitué de feuillets de kaolinite, séparés par une couche d'eau mono-moléculaire. La goethite est un minérale de la variété d'hydroxyde de fer.

Minéraux	% massique						
	séchage à 50° C	séchage à 105° C					
Halloysite	56	57					
Goethite	24	24					
Gibbsite	9	9					
Chlorite	5	1					
Quartz	3	5					
Anatase	3	3					
Maghémite	En trace	1					

Tableau 1 : Composition minéralogique du matériau après séchage à 50°C et 105°C

Les essais montrent que la température de séchage ne change pas la composition minéralogique des échantillons, il a été retenu pour l'ensemble des essais présentés dans cette étude une seule température de séchage de 50 °C.

2.3. Définition du taux de compactage et perméabilité

Les essais mécaniques ont été réalisés sur des éprouvettes recompactées. La masse volumique sèche et la teneur en eau de moulage des éprouvettes ont été définies à partir des résultats de deux essais Proctor (Figure 2). S'agissant d'une étude mécanique pour une digue en remblai, les valeurs retenues pour le moulage des éprouvettes correspondent à 96 % de l'optimum Proctor. Ce choix a été fait afin de se placer dans la partie sèche de la courbe Proctor, fournissant des caractéristiques mécaniques plus élevées.



Figure 2: Essais Proctor (réalisés selon la norme NF P 094-093)

Trois essais de perméabilité à charge variable ont été réalisés pour 3 niveaux de contraintes correspondant à 86 kPa, 172 kPa et 344 kPa correspondant à l'état confinement régnant en pied de barrage et dans le remblai pour des hauteurs de 10 m et 15 m. Les perméabilités verticales mesurées sont respectivement égales à : K_1 = 1,1.10⁻⁷ m/s, K_2 = 1,7.10⁻⁸ m/s, K_3 = 2,4.10⁻⁹ m/s.

3. CARACTERISATION MECANIQUE

3.1. Programme d'essais

Le programme d'essais comporte :

- Essais œdométriques selon la norme XP P94-090-1 (éprouvette de 50 mm de diamètre et de 24 mm de hauteur),
- Essais triaxiaux monotones consolidés drainés et consolidés non drainés sur éprouvettes de 35 mm de diamètre, à 4 contraintes de confinement différentes (400 kPa, 600 kPa, 800 kPa, 1000 kPa). La déformation axiale visée est de 15 %.
- Essais triaxiaux dynamiques : saturation, consolidation puis cisaillement non drainé des éprouvettes à 100 kPa de contrainte de consolidation effective fréquence de sollicitation de 1 Hz. La force cyclique appliquée correspond à 25 % et 50 % du déviateur maximum (q_{max}=480 kPa), évalué lors des essais triaxiaux monotones consolidés non drainés (CU+u).
- Essai à la colonne résonnante par application de différentes amplitudes de cisaillement par torsion sur trois éprouvettes consolidées drainées. Les évolutions du module de cisaillement G et de l'amortissement ont été déterminées sur des éprouvettes consolidées à 100, 200 et 300 kPa.

3.2. Caractérisation mécanique sous sollicitations monotones

3.2.1. Compressibilité à l'œdomètre

L'essai œdométrique a permis de caractériser le matériau étudié comme moyennement compressible (rapport Cc/(1+e₀) égal à 0,15 avec un coefficient Cs très faible de 0,013). Pour une contrainte verticale effective de σ_{V0} = 0,36 MPa, la contrainte de préconsolidation σ_p est évaluée à 0,75 MPa, soit un ratio de surconsolidation induit par la préparation des échantillons d'un peu plus de 2. Le module œdométrique normalisé est estimé à 220 MPa.

3.2.2. Résistance au cisaillement mesurée à la presse triaxiale

Les résultats de 13 éprouvettes ont été positionnés dans le diagramme de Lambe : la droite de régression conduit à évaluer l'angle de frottement interne à 31 ° et la cohésion effective est estimée à 48 kPa. Le coefficient de corrélation de 0.94, montrant un comportement homogène des échantillons.



Figure 3: Essai ædométrique à gauche, diagramme de Lambe pour les différents essais triaxiaux à droite.

3.3.Résultats mécaniques sous sollicitations dynamiques

3.3.1. Essai triaxial dynamique

Les 2 essais triaxiaux cycliques sont réalisés à une contrainte de consolidation effective de 100 kPa et sur 500 cycles. Les résultats des essais réalisés avec $q_{cyc=}25\% q_{max}$ et $q_{cyc}=50\% q_{max}$ (Figures 4 et 5) sont présentés ci-dessous :

- Pour l'essai 1 (force de 240 N), La déformation axiale sur les 100 premiers cycles est de 0,3 % en compression et -0,1% en extension. A l'issue des 500 cycles, la déformation axiale est de 0,4% en compression et -0,2% en extension.
- Pour l'essai 2 (force de 460 N), la déformation axiale atteint 1,5 % en compression et -1 % en extension sur les 100 premiers cycles. A la fin de l'essai (500 cycles), la déformation axiale maximale atteint 2,4 % en compression et -1.09 % en extension.



Figure 4: Déformation axiale en fonction du nombre de cycles à gauche, rapport de surpression interstitielle en fonction du nombre de cycles à droite

Le rapport de la surpression interstitielle sur le 1^{er} essai ne dépasse pas 0.8. Le rapport de la surpression interstitielle devient constant (< 0.7) à partir du cycle 400 sur le 2ème.

La contrainte déviatorique maximale atteinte est de 140 kPa pour l'essai 1 et 220 kPa pour l'essai 2.



Figure 5: Déviateur en fonction de la contrainte moyenne effective Force =240 N à gauche et Force=460 N à droite

Aucun phénomène de liquéfaction n'a été constaté sur les deux tests ($\epsilon_{a<2.5\%}$, $\Delta u/\sigma_{3<1}$).

3.3.2. Essai à la colonne résonnante

L'essai à la colonne résonnante permet de tracer l'évolution du module de cisaillement et du coefficient d'amortissement en fonction de la distorsion. Les essais ont été réalisés pour trois pressions de consolidation.

Une pression effective de consolidation plus élevée donne des modules de cisaillement plus élevés et un taux d'amortissement plus faible (Figure 6).



Figure 6: Essais à la colonne résonnante

Selon Vucetic et Dobry [5], la plasticité des argiles contrôle la réponse dynamique en termes de module de cisaillement et rapport d'amortissement. La Figure 7 montre que les modules de cisaillement normalisé du matériau testé pour les trois essais s'inscrivent entre le fuseau de l'indice de plasticité (IP) de 15 à 30%. Ce résultat est cohérent avec les valeurs de l'IP compris ente 12 à 27 %.



Figure 7: Influence de l'indice de plasticité sur le matériau étudié comparé à la littérature

Vucetic et Dobry (1991)

4. CONCLUSIONS ET PERSPECTIVES

Une large gamme d'essais d'identification et de caractérisation mécanique soit monotones soit cycliques ont été réalisés sur un sol résiduel tropical compacté, prélevé sur une zone d'emprunt du barrage de Moreau. Les composants dominants de cette argile rougeâtre sont l'halloysite et la goethite.

Les propriétés mécaniques mesurées montrent une compressibilité faible et une résistance au cisaillement relativement élevée. Ceci est dû, en partie au choix effectué de travailler sur un matériau avec une teneur en eau inférieure à celle correspondant à l'optimum Proctor. Dans la réalité des chantiers de terrassement en Guadeloupe, un matériau plus humide est généralement mis en œuvre. Des séries d'essais complémentaires sont en cours pour évaluer le comportement de ces matériaux pour une teneur légèrement supérieure à l'optimum Proctor.

Pour les essais sous sollicitations cycliques, le projet de recherche prévoit des tests à différentes contraintes de confinement (500, 600 et 800kPa). Les résultats décrits dans cet article correspondent à ceux obtenus avec une contrainte de confinement de 500 kPa. Pour une telle valeur, aucun phénomène de liquéfaction n'a été constaté. Les déformations axiales sur 500 cycles restent inférieures à 2,5%.

Les résultats obtenus à la colonne résonnante montrent que le comportement de ces argiles tropicales est cohérent avec la connaissance d'autres matériaux argileux présentant des indices de plasticité similaires (entre 15 et 30).

L'ensemble de ces résultats servira à la calibration et à la validation de modèles de comportement adaptés à ce type de sol dans le cadre de la phase de modélisation numérique (modèles de comportement PM4Sand, PM4Silt, Plastic Hardening et Cam-Clay).

RÉFÉRENCES ET CITATIONS

- [1] Brenner R.P, Grava V.K. and Blight; 1997. "Shear strength behavior and measurement of shear strength in residual soils", In mechanics of residual soils G.E Blight Editor, A.A Balkema; pp 155-219.
- [2] Y. Atlan ; 1990. « Contribution à l'étude géotechnique des sols volcaniques tropicaux exemple de la Martinique », bulletin N41 de l'Association Internationale de Géologie de l'Ingénieur.
- [3] E.-R. Michalski, M. Teyssonnieres, 1977, « Etude géotechnique des sols tropicaux ». Rapport BRGM 77 SGN 099 GTC,
- [4] « Sols résiduels tropicaux utilisés pour la fondation de barrage et comme matériau de remblai » ; Bulletin N° 151, Commission internationale des Grands Barrages, 2017.
- [5] Vucetic, M. & Dobry, R., 1991. "Effect of soil plasticity on cyclic response", Journal of Geotechnical Engineering.
- [6] Wesley, L 2009., "Behaviour and geotechnical properties of residual soils and allophane clays; Geotechnical Engineering in Residual Soils".
- [7] Zonage sismique de la France (entré en vigueur le 1er mai 2011). D'après l'article D.563-8-1 du code de l'Environnement.

REMERCIEMENTS

Ce travail est réalisé dans le cadre du programme PIVOTS soutenu par la région Centre-Val de Loire. Cette opération est cofinancée par l'Union européenne et la région Centre-Val de Loire. L'Europe s'engage en région Centre-Val de Loire avec le Fonds Européen de Développement Régional.

COMPARAISON DE MÉTHODES LINÉAIRES ET NON LINÉAIRES POUR LA JUSTIFICATION AU SEISME DU BARRAGE DE CHANCY-POUGNY

Comparison of linear and non-linear methods for the seismic justification of the Chancy-Pougny Dam

Mathieu FERRIERE, Jean-Pierre PERSON CNR Ingénierie, 2 rue André Bonin, 69316 Lyon - France <u>m.ferriere@cnr.tm.fr</u>; j.person@cnr.tm.fr

SCIA, Industrieweg 1007, 3540 Herk-de-Stad - Belgique <u>s.rossier@scia.net</u> Hazem CHARIF SOLLERTIA, rue des Jordils 40, 1025 St-Sulpice - Suisse <u>hcharif@sollertia.ch</u>

> Pierino LESTUZZI EPFL-ENAC-IIC-IMAC, Lausanne - Suisse pierino.lestuzzi@epfl.ch

MOTS CLEFS

Sûreté des barrages mobiles, aléa sismique, méthode du spectre de réponse, approche en déplacements.

RÉSUMÉ

Le barrage de Chancy-Pougny situé sur le Rhône franco-suisse à une vingtaine de kilomètres en aval de Genève a fait l'objet d'études et de travaux de confortement parasismique de 2007 à 2017 à l'occasion du renouvellement de la concession octroyée en 2003 à la Société des Forces Motrices de Chancy-Pougny (SFMCP). C'est un barrage mobile en maçonnerie et béton armé datant de 1925, de classe B au sens de la règlementation française.

Fort de l'expérience des travaux qui ont été depuis achevés, l'article met en miroir les différentes approches calculatoires (linéaire et non-linéaire) successivement mises en œuvre avec les préconisations du rapport «risque sismique et sécurité des ouvrages hydrauliques » du MEDDE. Les résultats auxquels elles conduisirent sont présentés afin de mettre en évidence le grand potentiel de réduction des coûts qui peut être obtenu dans les projets de confortement parasismique des barrages, en faisant appel à des analyses sismiques non-linéaires (méthode basée sur les déplacements, push-over, etc...) par rapport à des analyses sismiques (modèle EF élastique-linéaire, méthode du spectre de réponse, etc...).

ABSTRACT

The Chancy-Pougny dam located on the French-Swiss Rhone, 20 km downstream of Genève was the subject of studies and seismic reinforcement work from 2007 to 2017 when the concession granted to the Société des Forces Motrices de Chancy-Pougny (SFMCP) was renewed in 2003. It is a mobile dam made of masonry and reinforced concrete dating from 1925, class B according to French regulations.

With the experience of the work that has since been completed, the article first presents the different computational approaches (linear and non-linear) that have been successively implemented and the results to which they have led. This will then make it possible to highlight the great potential for cost reduction that can be achieved in seismic reinforcement projects for dams, using non-linear seismic analyses (displacement-based method, push-over, etc.) compared to conventional linear seismic analyses (elastic-linear EF model, response spectrum method, etc.).

1. INTRODUCTION

1.1 Contexte de la sûreté des barrages mobiles

La publication en Août 2018 de l'Arrêté fixant les prescriptions techniques relatives à la sécurité des barrages [7] conduit aujourd'hui la CNR à vérifier que le niveau de sûreté de ses ouvrages satisfait aux nouvelles exigences réglementaires. En cas de séisme, les barrages existants de classe A et B ne doivent pas être à l'origine d'une libération incontrôlée et dangereuse de l'eau contenue dans la retenue ; l'objectif étant d'assurer la sécurité publique et de protéger les vies et les biens.

Les barrages exploités par la CNR sont de type mobiles (excepté celui de Génissiat). Ce sont des structures plutôt élancées dont le comportement statique est comparable aux bâtiments et ponts dans plusieurs aspects. En outre, ils doivent reprendre d'importantes charges horizontales (charges dues à l'eau), tant dans la structure elle-même que dans les fondations et la zone de contact structure/fondation. Les barrages mobiles sont également constitués de différents éléments constructifs, tels que piliers, piles, culées, seuils, ponts ainsi que d'éléments de retenue mobile (vannes) et leurs organes de manœuvre (treuils).

Le barrage de Chancy-Pougny situé sur le Rhône franco-suisse à une vingtaine de kilomètres en aval de Genève a fait l'objet, sous maîtrise d'œuvre de CNR Ingénierie, d'études et de travaux de confortement parasismique de 2007 à 2017 à l'occasion du renouvellement de la concession octroyée en 2003 à la Société des Forces Motrices de Chancy-Pougny (SFMCP). S'agissant d'un barrage mobile en maçonnerie et béton armé de classe B au sens de la règlementation française, il apparait tout à fait intéressant aujourd'hui d'établir un retour d'expérience sur ce projet récent afin de donner un éclairage aux nouvelles évaluations de sûreté qui vont être menées sur les barrages mobiles dans les toutes prochaines années.

1.2 Evaluation du niveau de sûreté du barrage de Chancy-Pougny vis-à-vis du séisme

Le niveau de sûreté au séisme du barrage de Chancy-Pougny fut examiné au regard des trois critères suivants :

- le niveau du risque sismique au site du barrage, traité ci-après au chapitre 2 ;
- les modes de rupture ou de défaillance possibles ;
- les conséquences en cas de défaillance ou de rupture du barrage.

Il apparait intéressant de préciser les résultats de cette analyse de risque qui permet de faire le lien entre le risque de libération incontrôlée d'eau de la retenue et ses conséquences, qui ne sont pas, pour les barrages mobiles, forcément catastrophiques ou dangereuses, en raison de la configuration du bief aval et de sa capacité à absorber l'onde e submersion

1.3 Evaluation des conséquences d'une défaillance du barrage sous sollicitation sismique

1.3.1 Description du barrage

Avec une hauteur de chute de 10 m, le barrage comporte 5 passes de 12 m d'ouverture : 4 sont équipées de vannes levantes de type Stoney et une est fermée par un mur batardeau fixe. Les piliers et culées du barrage sont surmontées de 4 piles et d'une tour creuse reliées en tête par un pont caisson de 100 m de longueur. Ces parties hautes forment des portiques de 12 m de hauteur servant au levage des vannes et au passage, d'une rive à l'autre, des câbles électriques.

1.3.2 Situations dangereuses – évènement redoutés

Les situations dangereuses identifiée en cas de séisme majeur ont été les suivantes :

- Rupture des lignes électriques HT de transport du courant électrique produit à l'usine (cas par exemple de l'effondrement d'un pylône) provoquant un arrêt brutal des groupes et du débit turbiné.
- Désordres structuraux importants sur les parties hautes du barrage (piles, pont supérieur) entrainant une perte partielle ou totale de la capacité d'ouverture du barrage ce qui pourrait conduire à un débordement de la retenue en cas de crue post-séisme.
- Rupture des piliers ou des vannes du barrage conduisant à une onde de submersion à l'aval.

La combinaison de ces situations dangereuses a conduit à considérer deux évènements redoutés : le débordement de la retenue et la rupture des bouchures du barrage.

1.3.3 Conséquence hydraulique d'une défaillance de barrage

Pour déterminer les conséquences hydrauliques d'une défaillance du barrage, le modèle numérique 1D DAMKR a été utilisé. Ce code de calcul est similaire à Crue 1D ou RUBAR exploité actuellement à la CNR dans le cadre des études de dangers. Il a permis de calculer l'onde d'intumescence dans la vallée en aval du barrage afin de déterminer les modifications de l'hydrogramme dues à la capacité de stockage et aux atténuations par frottement dans le bief aval et de pouvoir établir les niveaux d'eau atteints par l'intumescence ainsi que les temps de parcours.

Ce modèle a été étalonné, entre autres, à partir des résultats des essais sur modèle physique effectués au laboratoire de la CNR (CACOH) relatifs à la capacité d'évacuation du barrage afin de caler le coefficient de contraction de l'écoulement à travers les passes.

La simulation du débordement de la retenue en amont s'est traduite par une surélévation maximum du plan d'eau aux environs de 2,75 m au droit du barrage diminuant progressivement pour atteindre la valeur 0,70 m en extrémité amont de la retenue, au pied du barrage de Verbois. Du fait de l'encaissement de la vallée, les zones inondées sont peu nombreuses et touchent des terrasses de nature alluviale. Peu de bâtiments sont touchés, une route est coupée à la circulation et divers exutoires débouchant dans le Rhône sont refoulés dont celui d'une station d'épuration de la Plaine.

Les conséquences à l'aval de la rupture du barrage ont été modélisées en arrêtant les groupes de l'usine et en effaçant toutes les vannes du barrage dans un laps de temps de 15 min avec un débit du Rhône passant au barrage de 620 m³/s soit le débit d'équipement de l'usine. Le débit lâché par la rupture des vannes apparait laminé par l'effet de stockage dû à la topographie de la vallée.

La vitesse de déplacement maximale de l'onde d'intumescence a été évaluée aux environs de 3,5 m/s (~ 12 km/h) sans grande conséquence pour l'aval puisque qu'aucune habitation n'est touchée. Seules apparaissent inondées des terrasses alluviales qui sont exploitées par l'agriculture ou en gravière avec une hauteur d'inondation comprise entre 0,60 m et 3,6 m. La seule installation technique légèrement touchée est la station d'épuration de Pougny inondée sur 30 cm.

Par ses caractéristiques (hauteur de retenue de 10 m, volume de retenue de 2,3 hm³), selon la définition correspondant aux directives suisses, le barrage de Chancy Pougny se situe à la limite des classes d'ouvrages I et II. Mais parce que les calculs d'onde de submersion ont montré que les dégâts à l'aval restaient très limités, les autorités suisses ont considéré que les vérifications vis-à-vis du séisme pouvaient être effectuées selon les exigences relatives aux ouvrages de classe II, ce qui a permis de retenir une méthode de résolution numérique du spectre de réponse, moins complexe qu'une méthode avec analyse temporelle qui aurait été exigée en cas de classe I.

2. EVALUATION DE L'ALÉA SISMIQUE RÉGIONAL

2.1 Approche spécifique fondée sur une méthode probabiliste

L'approche spécifique fondée sur une méthode probabiliste a été réalisée par le bureau d'étude GEOS [11]. L'accélération maximale au sol (agH) et l'accélération spectrale, ont été déterminées à partir des paramètres suivants :

- La structure géologique (domaines tectoniques principaux, failles, ...) considérée dans un rayon de 200 km autour de Chancy-Pougny.
- La sismicité du site établie à partir de la compilation des données publiées dans divers catalogues de séismes historiques et enregistrés : 1235 évènements d'une magnitude comprise entre 3,5 et 6 ont été recensés et ont permis de mettre en évidence les zones à sismicité significative, celles à faible sismicité et celles pratiquement a-sismique.
- La définition de la source : sur la base des données tectoniques et sismiques, la zone est divisée en domaines sismiques à l'intérieur desquels la séismicité est supposée être distribuée de façon homogène, certains de ces domaines, dont celui du site du barrage, contiennent des failles nettemment identifiées et supposées associées aux séismes enregistrés dans la région.
- La magnitude maximale pour chaque source : à chaque domaine est asociée une magnitude maximale, pour le site de Chancy, elle est de 5,5, maximum des magnitudes enregistrées (5,0) majoré de 0,5 ; approche somme toute semblable aux exigences de l'Arrêté Technique Barrage [7] pour le séisme d'évaluation de la sécurité (SES) dont l'intensité est obtenue en majorant de 1 celle du séisme maximal historiquement vraisemblable (SMHV).
- La récurrence sismique pour chaque source : le modèle de récurrence des séismes à l'intérieur de chaque domaine est celui proposé par Weichert (1980) ; donné par l'équation log N (mi) = a b mi avec N (mi) nombre annuel de séisme de magnitude supérieure ou égale à mi et a et b, deux constantes expérimentales caractérisant la séismicité du domaine ; ce qui a permis d'établir une courbe donnant la variation de l'accélération maximum au sol en fonction de la période de retour.
- L'atténuation des mouvements du sol à partir des sources jusqu'au lieu étudié a été déterminé à partir de relations expérimentales développées à partir d'enregistrements obtenus dans l'Ouest des Etats-Unis pour des séisme ayant des profondeurs focales similaires à ceux se produisant en europe de l'ouest (Boore – 1993)

L'accélération maximale du sol a été évaluée à 0,18g, **0,24 g** et 0,32 g repectivement pour une période de retour de 1000, **3000** et 10 000 ans. En 1996, date de l'établissement de l'étude de l'aléa sismique, il avait été proposé de moduler les exigences de l'OFEN en faisant le choix d'une période de retour de 3000 ans pour les parties hautes du barrage (au-dessus du niveau de la retenue) et 10 000 ans pour les parties basses dont la rupture entrainerait le lâcher de la retenue.

2.2 Approche forfaitaire selon l'OFEN

La détermination du séisme d'évaluation de la sécurité (SES) est décrite dans la partie B de la documentation de l'OFEG [8] : spectre élastique à 5%. Classe d'ouvrage II \rightarrow temps de retour 5'000 ans \rightarrow IMSK = 8.31 \rightarrow a_{gH} = 0.23 g. Classe de sol A.

2.3 Approche forfaitaire selon l'arrêté technique barrage

L'approche forfaitaire française est décrite à l'article 15 de l'arrêté technique barrage [7] : zone de sismicité 3. Classe d'ouvrage B \rightarrow a_{gH} = **0,16 g. classe de sol A.** L'article 16-II préscrit une période de retour de 1500 ans pour les ouvrages de classe B (3000 ans pour les classes A).

In fine, c'est un SES de 0,23g déterminé selon l'approche forfaitaire de l'OFEN qui a été retenu pour la vérification de sécurité du barrage de Chancy-Pougny.

3. ANALYSE SISMIQUE SELON UNE MODÉLISATION ÉLASTIQUE-LINÉAIRE

3.1 Modélisations spécifiques pour une analyse par la méthode du spectre de réponse

Les exigences minimales de la documentation de l'OFEG [8] recommandait l'utilisation de la méthode du spectre de réponse pour l'analyse d'un barrage en béton et maçonnerie de classe II selon la classification suisse, assimilable à un barrage de classe B de la règlementation française. La superstructure a donc été modélisée et analysée dans un premier temps par cette méthode.

Le barrage a été modélisé en entier par le logiciel aux éléments finis « Scia Engineer », développé par la société Nemetschek Scia. Afin de permettre une bonne compréhension du comportement de la structure et assurer la maîtrise des éléments de modélisation, cette dernière a dû s'effectuer en plusieurs étapes avec plusieurs modèles et sous-modèles développés et testés afin d'aboutir à un modèle d'éléments finis définitif satisfaisant.

Phase 1 – modélisation pour les études préliminaires (figure 1)

Un premier modèle a été réalisé, incluant le pont supérieur (tablier), la tour des câbles, les piles, le pont inférieur, les piliers 1 à 3 et le talus en rive droite (différentes modélisations de celui-ci ont dû être réalisées). Les parties inférieures sous la tour des câbles et les piles 4 et 5 étant plus rigides que les piliers 1 à 3, elles ont été considérées comme des encastrements rigides. Ce modèle a permis de tester certaines hypothèses de modélisation et d'effectuer les choix définitifs pour la suite du travail, notamment en ce qui concerne la méthodologie pour le calcul dynamique et la modélisation de la culée en rive droite et de son talus.



Figure 1 : vue d'ensemble du modèle de la phase 1

Phase 2a – modélisation définitive pour la vérification de la sécurité structurale (figure 2)

Le modèle a ensuite été enrichi en y ajoutant les parties basses de la tour des câbles et des piles 4 et 5. Si l'influence de ces éléments sur le reste de la structure est marginale, des questions se sont posées quant à leur capacité à reprendre les sollicitations qu'ils subissent. Leur insertion dans le modèle global a permis d'évaluer directement leur réponse tout en conservant la cohérence du modèle.



Figure 2 : vue d'ensemble du modèle de la phase de vérification structurale

Phase 3 – modélisation pour la vérification de la structure confortée (figure 3)

Ce modèle a été celui de la phase 2 auquel ont été ajoutées les mesures de confortement : contreventement métallique, engraissement et précontrainte de la tour des câbles, ancrage des piliers.



Figure 3 : vue d'ensemble du modèle de la phase de vérification de la structure confortée

Phase 4 – modélisation pour la vérification de la stabilité globale (figure 4)

Une modélisation séparée d'une tranche de l'ouvrage, incluant les fondations, a été réalisée pour l'étude de la stabilité d'ensemble de la structure. L'ensemble pile+pilier 3 s'est avéré déterminant vis-à-vis de la stabilité. Une tranche de la structure a donc été extraite du modèle global de la phase 2 pour étudier ce problème.

Les forces statiques de remplacement sismiques ont été directement récupérées également du modèle de la phase 2. Le modèle a ensuite été complété par les éléments absents du modèle global (fondations en-dessous du contact radier des passes, sous-pressions hydrauliques).



Figure 4 : (a) vue d'ensemble du modèle de vérification de la stabilité et (b) aperçu des sous pressions

En particulier les problématiques principales suivantes ont été analysées et résolues :

- Hétérogénéité des types de structure composant le barrage. En effet, les parties hautes du barrage sont composées d'éléments de structure plutôt linéaires, tandis que celles basses sont des éléments de structure plutôt massifs. Cette problématique a été résolue par une modélisation en « éléments poutres » de la partie haute du barrage et en « éléments coques » pour celle basse.
- Des méthodes de calcul dynamique permettant d'exploiter les résultats des calculs pour les parties haute et basse du barrage tout en respectant scrupuleusement les bases des directives de l'OFEN (classe d'ouvrage, spectre de vérification 5000 ans, signature et combinaisons des efforts et des déformations, etc...). Le calcul des sollicitations a été effectué selon la méthode du spectre de réponse.
- Hétérogénéité du terrain entre le lit du barrage et le talus rive France. Ce problème a été maîtrisé grâce à une modélisation poussée de la culée et du talus rive France (interaction sol-structure). Ce travail important de modélisation a été réalisé en étroite collaboration avec la société de géotechnique TERRASOL.

Pour valider le modèle définitif, des études de sensibilité ont été réalisées en faisant varier des paramètres comme le module d'élasticité du béton ou l'amortissement.

3.2 Etude d'avant-projet des variantes de confortement

Les efforts et déformations sismiques obtenus sur l'état existant ont montré clairement que les parties hautes et basses nécessitaient des renforcements pour rendre le barrage sismiquement conforme aux exigences de l'OFEN.

Plusieurs familles de mesures de confortement ont été examinées :

- o Modification des conditions de liaison entre le tablier du pont supérieur et les piles
- o Engraissement du bas de piles et de la tour des câbles
- o Précontrainte verticale dans les piles et la tour des câbles
- o Ancrages précontraints des piliers
- o Contreventements métalliques entre les piles

La variante finalement retenue sur la base d'une analyse élastique-linéaire combinait plusieurs de ces familles de mesures, à savoir : contreventement métallique, engraissement partiel et précontrainte de la tour des câbles, ancrage des piliers.

4. ANALYSE SISMIQUE SELON UNE MODÉLISATION POST-ELASTIQUE

4.1 Approche en déplacements

A ce stade, dans le but de limiter les renforcements (à la limite de la faisabilité dans l'approche élastique), une approche alternative a été proposée aux autorités de surveillance. Cette approche alternative est basée sur une analyse "push-over" du pont supérieur qui s'apparente à un pont en béton armé d'une longueur d'un peu plus de 100 m. Des méthodologies modernes d'évaluation sismique orientées en déplacement (habituellement utilisées pour les structures existantes) ont donc été appliquées. Seuls les résultats principaux de cette approche sont résumés ici. Une description plus complète se trouve à la référence [9].

Dans le cas du barrage de Chancy-Pougny, l'approche basée sur les déformations permet de tenir compte du comportement en balancement des piles de 12.4 m de haut du pont supérieur. Cela signifie que, comparé à l'approche initiale en force, la condition d'éviter la fissuration à la base des piles n'est plus contraignante. Au contraire, la fissuration à la base est bénéfique car elle conduit à un comportement sismique satisfaisant, généralement associé à une capacité de déplacement relativement grande. De plus, l'approche basée sur les déformations est très favorable parce que la rigidité relativement élevée du pont supérieur est liée à une faible demande en déplacement.

4.2 Résultats de l'analyse en « push-over »

4.2.1 Hypothèses

Les courbes de capacité des piles et de la tour des câbles ont été développées sur la base des trois grandeurs suivantes : le déplacement en tête lorsque le décollement apparaît à la base, la résistance latérale correspondant à un mode de rupture en balancement et une inclinaison ultime. Le déplacement de décollement et la résistance latérale correspondante permettent de déterminer la rigidité de l'élément considéré. La résistance latérale en balancement détermine le plateau de la courbe de capacité. La courbe de capacité globale du pont supérieur a ensuite été obtenue par l'addition des courbes de capacité des piles et de celle de la tour des câbles.

Les déplacements en tête lors du décollement ont été déterminés selon les relations élémentaires de mécanique des structures (voir figure n° 6a) sur la base d'un modèle de consoles verticales avec une rigidité constante sur la hauteur. L'inertie considérée dans le calcul est celle de la base des éléments, conduisant à une surestimation du déplacement, car les piles ne sont évidées qu'à leur base. Avec la méthode basée sur les déformations, cette hypothèse est, ici, du côté de la sécurité car elle conduit à sous-estimer la rigidité, donc à surestimer la période fondamentale et, par conséquent, à surestimer la demande en déplacement.

Basé sur les valeurs de la capacité de déformation des refends en maçonnerie proposées par l'Eurocode 8 [4], i.e. 0.4 % en cas de rupture en cisaillement et 0.8 % pour une rupture en balancement, une valeur de 0.8 % a été retenue pour l'inclinaison ultime. En effet, l'armature de liaison minime (presque absente) entre les piliers et les piles implique un comportement en balancement caractérisé par une résistance à la flexion due uniquement à l'effort normal de compression à la base. Par ailleurs, l'élancement (rapport hauteur/longueur) élevé des piles, associé au fait qu'elles soient en béton armé, permet d'écarter le mode de rupture en cisaillement. A noter que la valeur de l'inclinaison ultime retenue peut être considérée comme très prudente car, pour les refends en maçonnerie sujets au balancement, l'EC 8 autorise d'augmenter la valeur de base de 0.8 % en la multipliant par la valeur de l'élancement.

Concernant les propriétés mécaniques du béton armé, les valeurs caractéristiques dynamiques provenant des essais sur les carottes prélevées sur les éléments ont été considérées. Pour les piles, les valeurs sont : fck = 45 MPa pour la résistance à la compression et Ec = 46'600 MPa pour le module d'élasticité. Le béton de la tour des câbles est de moins bonne qualité. Les valeurs sont donc plus faibles : fck = 21 MPa pour la résistance à la compression et Ec = 36'200 MPa pour le module d'élasticité. La rigidité des éléments a été réduite à 25 % pour considérer la fissuration.

				direction rive-rive			direction amont-aval			
Elément	L	b	Ν	eℕ	My	VR	е _N	My	VR	
	[m]	[m]	[kN]	[m]	[kNm]	[kN]	[m]	[kNm]	[kN]	
tour des câbles	7.5	4.9	15000	2.10	31500	2218	3.35	50250	3539	
piles I, II et III	6.8	2.7	8000	1.25	10000	704	3.20	25600	1803	
piles IV et V	6.8	3.2	9500	1.55	14725	1037	3.30	31350	2208	

Tableau 5 : caractéristiques des pile	s (sans tenir compte de la	composante verticale du séisme). [1]
---------------------------------------	----------------------------	--------------------------------------

4.2.2 Résultats de l'analyse « push-over »

4.2.2.1 Direction rive-rive

Dans la direction rive-rive (sens longitudinal du pont supérieur), les piles sont sollicitées selon leur dimension transversale la plus petite. Dans cette direction, le pont supérieur est analysé globalement car la connexion par le tablier impose un déplacement en tête identique pour tous les éléments. La résistance latérale se monte à 6400 kN. Le déplacement élastique au sommet est de 6 mm. La période fondamentale se situe aux environs de 0.4 s. La capacité de déplacement au sommet est d'approximativement 110 mm et la demande en déplacement correspondante est de 23 mm environ (voir figure n° 6b).



Figure 6 : (a) Détermination du déplacement en tête lors du décollement. (b) Représentation graphique, au format ADRS^(*), de l'évaluation sismique du pont supérieur dans la direction rive-rive à l'aide de l'analyse push-over.

(*) ADRS : acceleration-displacement response spectrum

4.2.2.2 Direction amont-aval

Dans la direction amont-aval (sens transversal du pont supérieur), les piles sont sollicitées selon leur dimension transversale la plus grande. Dans cette direction, les piles et la tour des câbles peuvent être analysées individuellement car la connexion par le pont supérieur n'impose pas un déplacement en tête identique pour tous les éléments. Pour les piles identiques I à III, la résistance latérale correspondante se monte à 1800 kN et le déplacement élastique au sommet est de 4 mm environ. La période fondamentale se situe aux environs de 0.2 s. Avec l'inclinaison ultime de 0.8 %, la capacité de déplacement au sommet est à nouveau d'approximativement 110 mm. La demande en déplacement correspondante est de 9 mm environ.

4.3 Analyse temporelle non-linéaire

A la demande des autorités de surveillance, une validation numérique des résultats de l'analyse "push-over" du pont supérieur a été effectuée sous forme de calcul de la réponse non linéaire en fonction du temps [Matlab]. Il s'agit surtout de vérifier et de préciser la valeur de la demande en déplacement. Etant donné le comportement en balancement du pont supérieur, la validation est effectuée avec des oscillateurs simples équivalents non linéaires d'une hauteur de 14.2 m. La masse totale est de 4300 t. Elle comprend le tablier, les installations de levage des vannes et la masse de la moitié supérieure des piles. Par ailleurs, la méthode de la différence centrée est utilisée avec un modèle hystérétique en "S".

Les calculs ont principalement été effectués avec une série de 12 séismes enregistrés, légèrement modifiés à l'aide du programme d'Abrahamson [10] pour être compatibles avec le spectre de réponse considéré. Ces 12 séismes ont été sélectionnés dans la base de données européenne en fonction de la bonne adéquation initiale de leur spectre de réponse avec celui de l'OFEN.

Dans un premier temps, les calculs ont été effectués en tenant compte uniquement d'une sollicitation sismique horizontale. Un effort normal réduit à la base des piles, issu d'une combinaison incluant les sollicitations sismiques verticales, a ensuite été considéré pour analyser l'influence des accélérations verticales dues au séisme.

4.3.1 Hypothèses

Les courbes d'hystérèse des oscillateurs simples équivalents ont été déterminées sur la base des courbes de capacité établies lors de l'analyse "push-over". Ces courbes d'hystérèse sont définies par les trois grandeurs suivantes : le déplacement en tête lorsque le décollement apparaît à la base (déplacement de "plastification"), la résistance latérale correspondant à un mode de rupture en balancement et une rigidité après "plastification". De manière prudente, une rigidité de seulement 1 % de la rigidité initiale (avant décollement) a été prise en compte pour la rigidité après "plastification". L'amortissement visqueux forfaitaire habituel de 5 % de l'amortissement critique a été considéré.

4.3.2 Résultats de l'analyse non-linéaire

Avec la série de 12 séismes enregistrés, dans la direction rive-rive, la valeur moyenne de la demande en déplacement est de 29.4 mm, avec un écart-type de ±6.7 mm. La demande en déplacement maximale est de 44.0 mm et la demande en déplacement minimale de 26.5 mm (voir figure n° 3a). Dans la direction amont-aval, pour les piles identiques I à III, la valeur moyenne de la demande en déplacement est de 9.0 mm, avec un écart-type de ±1.2 mm. La demande en déplacement maximale est de 10.9 mm et la demande en déplacement minimale de 6.6 mm (voir figure n° 3b).



Figure 7 : (a) Détermination du déplacement en tête lors du décollement. (b) Représentation graphique, au format ADRS, de l'évaluation sismique du pont supérieur dans la direction rive-rive à l'aide de l'analyse push-over.

4.3.3 Effort normal réduit considérant le séisme vertical

Les accélérations verticales dues au séisme ont pour effet de modifier l'effort normal dans les piles et la tour des câbles de 25 % à 30 % environ. Avec la modélisation adoptée, cette modification influence de la même manière la résistance latérale des éléments et leur déplacement en tête lors du décollement. Par conséquent, la rigidité des éléments n'est pas affectée et la période fondamentale n'est donc pas modifiée. En revanche, le déplacement de "plastification" (de décollement) est modifié. A rigidité constante, dans un calcul non linéaire, la demande en déplacement augmente si le déplacement de "plastification" diminue. Par conséquent, les calculs ont été effectués avec un effort normal réduit pour analyser l'influence défavorable des accélérations verticales dues au séisme.

Dans la direction rive-rive, la valeur moyenne de la demande en déplacement augmente à 37.0 mm avec un écart-type de ±5.6 mm. La demande en déplacement maximale est de 48.6 mm et la demande en déplacement minimale est de 26.5 mm. Dans la direction amont-aval, pour les piles identiques I à III, la valeur moyenne de la demande en déplacement s'élève à 14.2 mm avec un écart-type de ±3.1 mm. La demande en déplacement maximale est de 20.4 mm et la demande en déplacement minimale est de 6.6 mm.

4.3.4 Conséquence des résultats obtenus

Les calculs non linéaires pour l'évaluation sismique détaillée du pont supérieur du barrage de Chancy-Pougny ont validé la situation très favorable de cet ouvrage puisque la capacité de déplacement est clairement plus grande que la demande, dans les deux directions. Par conséquent, ces résultats confirment que dans l'état actuel, donc sans renforcements étendus, la sécurité sismique du pont supérieur est en mesure de satisfaire les prescriptions de l'OFEN. 5. MISES EN ŒUVRE DES MESURES DE CONFORTEMENT - RETOUR SUR LES TRAVAUX



Figure 8 : préparation des tirants actifs de 40 m



Figure 10 : têtes d'ancrage des tirants actifs sur l'arrière-bec des piliers



Figure 12 : goujons de reprise des efforts transmis par les buton amont



Figure 9 : Introduction d'un tirant actif dans son forage



Figure 11 : renforcement de stabilité des piliers par tirants précontraints



Figure 13 : avant-becs prêts à recevoir les butons

6. CONCLUSION

L'évaluation du risque sismique et de ses conséquences au barrage de Chancy-Pougny a permis d'orienter le choix des paramètres sismiques de calcul, notamment la période de retour du tremblement de terre. L'exigence de l'OFEN (Suisse) d'une période de retour de 5000 ans pour les barrages de classe II est apparu conforme à la pratique pour les barrages dont la rupture aurait des conséquences catastrophiques. Mais l'étude des conséquences hydrauliques associées à une rupture du barrage la rend très conservatrice pour les barrages mobiles du type de celui de Chancy-Pougny et une période de retour comprise entre 1000 et 3000 ans apparait plus conforme. D'ailleurs l'article 16.II de l'arrêté technique barrage prescrit une période de retour de 1500 ans pour les ouvrages rigides existants de classe B.

La méthode de spectre de réponse couramment utilisée dans les analyses sismiques a l'avantage d'être relativement simple à mettre en œuvre et donne un comportement de l'ouvrage plus fin qu'avec la méthode classique des charges statiques de remplacement. Mais ses premiers résultats sont non signés et non concomitants du fait de la superposition modale et conduisent à des enveloppes d'efforts conservatives où l'on ne sait pas qu'elle est la valeur d'un résultat en un point donné correspondant à la valueur maximale d'une autre composante au même point. La technique dite des résultats signés n'est pas forcément applicables aux barrages mobiles car il y a souvent, non pas un, mais plusieurs modes prépondérants induits par le grand nombre de discontinuités structurelles.

Une modélisation uniquement dans le domaine linéaire-élastique peut aboutir à des conservatismes importants qu'il est préférable d'éviter pour ne pas se retrouver dans la situation de mettre en œuvre des mesures de confortement qui pourraient s'avérer néfastes à plus ou moins long terme. La méthode basée sur les déplacements, certe plus complexe, en permettant une prédiction plus précise du stade d'endomagement, a conduit à une réduction significative des renforcements.

RÉFÉRENCES ET CITATIONS

- [1] NF EN 1992-1-1. « Calcul des structures en béton Partie 1-1 : règles générales et règles pour les bâtiments », et ses annexes.
- [2] NF EN 1992-2. « Calcul des structures en béton Partie 2 : ponts en béton Calcul des dispositions constructives », et ses annexes.
- [3] NF EN 1998-1. « Calcul des structures pour leur résistance aux séismes Partie 1 : Règles générales, action sismique et règles pour les bâtiments », et ses annexes.
- [4] NF EN 1998-3. « Calcul des structures pour leur résistance aux séismes Partie 3 : Evaluation et renforcement des bâtiments", et ses annexes.
- [5] NF EN 1998-5. « Calcul des structures pour leur résistance aux séismes Partie 5 : fondations, ouvrages de soutènement et aspects géotechniques », et ses annexes.
- [6] Rapport MEDDE DGPR. « Risque sismique et sécurité des ouvrages hydrauliques » Octobre 2014
- [7] MTES. « Arrêté du 6 août 2018 fixant les prescriptions techniques relatives à la sécurité des barrages ».
- [8] OFEG. « Documentation de base pour la vérification des ouvrages d'accumulation aux séismes » Mars 2003
- [9] Lestuzzi P., Charif H., Rossier S., Ferrière M., Person J.-P. (2018). "Nonlinear time-history analysis for validation of the displacement-based seismic assessment of the RC upper bridge of a dam". Advances in Civil Engineering, vol. 2018, Article ID 9879101, 13 pages.
- [10] Abrahamson N.A. (1992). Non-stationary spectral matching. Seismological research letters. 63 (1), 30.
- [11] GEOS. « Barrage de Chancy-Pougny : évaluation des conséquences d'une déffaillance du barrage en cas de tremblement de terre » Mai 1996
- [12] Ferrière M., Person J.-P. (2013). "Confortement parasismique du barrage de chancy-Pougny". Colloque du CFBR « Modernisation des barrages » de décembre 2013.

THEME E – SURVERSE / EROSION AVAL

Communication E.01 499 page EROSION EXTERNE DES BARRAGES ET DES DIGUES Jean-Robert COURIVAUD (EDF CIH), Luc DEROO (ISL), Stéphane BONELLI (IRSTEA) **Communication E.02** page 513 EVALUATION DU POTENTIEL D'AFFOUILLEMENT DES FOSSES DE DISSIPATION EN AVAL DE BARRAGES -RETOURS SUR LA CONCEPTION DU BARRAGE DE JANNEH ET SUR L'EXPLOITATION DU BARRAGE DE YATE -Thomas PINCHARD, Benoit BLANCHER (EDF CIH), Serge ROUSSIN (ENERCAL), Lucie ALAZARD, Pierre-Etienne LOISEL (ARTELIA) **Communication E.03** page 525 ETUDE DU POTENTIEL D'EROSION DU CHENAL EN AVAL DES VANNES DE FOND DU BARRAGE DE PETIT-SAUT PAR APPLICATION DES CRITERES EGSI ET RMEI - Anaïs FAIVRE, Benoit BLANCHER, Florence LAFON (EDF CIH), Thierry LETURCQ (EDF TEGG) **Communication E.04** 537

Communication E.04 page 537 EVALUATION DU POTENTIEL D'AFFOUILLEMENT EN AVAL DU BARRAGE DE LAOUZAS - Benoit BLANCHER, François MOREL (EDF CIH), Alain FELZINES (EDF UP SO)

EROSION EXTERNE DES BARRAGES ET DES DIGUES

External erosion of dams and dikes

Jean-Robert COURIVAUD

EDF – CIH- Savoie Technolac – 4 allée de Lac de Tignes - 73290 LA MOTTE SERVOLEX jean-robert.courivaud@edf.fr

Luc DEROO

ISL, 4 Boulevard Marius Vivier Merle - 69485 LYON <u>deroo@isl.fr</u>

Stephane BONELLI

Irstea et Aix-Marseille Université, 3275 route de Cézanne - 13182 Aix-en-Provence stephane.bonelli@irstea.fr

MOTS CLEFS

Barrages, digues fluviales de protection, digues de canaux, érosion par surverse, analyse de risque

KEY WORDS

Dams, levees, flood protection fluvial dikes, canal dikes, overflowing erosion, risk analysis

RÉSUMÉ

Cette communication dresse tout d'abord un panorama des données sur les ruptures par surverse des barrages en remblai et des digues, ainsi que les actions menées récemment au niveau national et international pour synthétiser et faire progresser l'état de l'art : GT CFBR, Workshop International d'Aussois de 2017, European Working Group on Overflowing and Overtopping Erosion. Elle propose ensuite une méthodologie d'analyse de ce mode de rupture et l'état de l'art associé à chaque étape. Enfin, elle présente la pratique et le retour d'expérience d'EDF dans l'analyse du risque d'érosion par surverse des barrages en remblai et des digues et pointe les lacunes de l'état de l'art actuel et les besoins de recherche et développement associés.

ABSTRACT

This communication presents firstly an overview of statistics on embankment dam and levee failures by overflowing erosion, as well as recent actions conducted at a national or an international level to summarize and improve the state of the art: CFBR Working Group, 2017 Aussois International Workshop, European Working Group on Overflowing and Overtopping Erosion. A methodology for the analysis of this failure mode and the state of the art associated at each stage is then proposed. Finally, this communication presents the EDF practice and feed-back in the field of embankment dams and levees overflowing erosion risk analysis and it points out the gaps to be filled and the associated needs in research and development.

1. INTRODUCTION

1.1.Statistiques sur la rupture par surverse des barrage et des digues

Les statistiques les plus récentes concernant les ruptures de barrages sont issues de 1443 cas dans 50 pays (dont les USA, l'Inde, le Royaume-Uni et la Chine). Approximativement 90% de ces ruptures concernent des barrages en remblai. Pour ces derniers, la plupart des réservoirs ont une capacité inférieure à 10⁸ m³. La moitié des barrages en remblai ayant rompu ont une hauteur inférieure à 15 m, et le quart une hauteur comprise entre 15 et 30 m. La plupart des ruptures se produisent pendant les 5 premières années de vie du barrage. Les statistiques les plus récentes concernant les digues sont issues de 1004 cas de ruptures de digues (digues fluviales et digues de canaux), essentiellement de la Hongrie, de l'Allemagne, de la Chine, des USA et des Pays-Bas. La majorité des digues ont une hauteur comprise entre 2 et 4 m.

L'analyse de ces statistiques mondiales montre que la surverse est la première cause de rupture des barrages en remblai, et des digues fluviales de protection et des digues de canaux (Figure 1). Ce sont essentiellement les barrages en remblai qui sont concernés, et non les barrages en enrochements (Tableau 1). Nous n'avons pas connaissance de statistiques par type de digues. Concernant les digues, il est frappant de constater la corrélation de l'augmentation de la fréquence des ruptures par surverse avec l'observation dans le monde de l'augmentation des valeurs extrêmes des crues à partir des années 1980 (Figure 2).



Figure 1 : Statistiques de rupture des barrages et des digues par mode de rupture [1]



■ Erosion externe □ Erosion interne □ Rupture structurelle □ Glissement ■ Autre *Figure 2 : Variation des fréquences des mécanismes de rupture avec le temps [1].*

Type de barrage		Surverse		Erosion interne		tre	Total	
Barrage homogène	23	39.7%	26	44.8%	9	15.5%	58	
Barrage en terre avec 2 zones	18	42.9%	17	40.5%	7	16.7%	42	
Barrage en terre avec noyau central	13	61.9%	6	28.6%	2	9.5%	21	
Barrage en enrochements à masque amont			2	100.0%			2	

Tableau 1 : Causes de rupture par type de barrage en remblai [1]

1.2.Quelques repères

Les ouvrages de synthèse relatifs aux barrages n'abordent pas tous la rupture par érosion externe. Notamment, le Bulletin ICOLD n°155 concernant les modèles numériques dans l'ingénierie des barrages ne traite pas ce sujet [3]. Le document de référence de type « Dam-Break analysis » pour les barrages est le Bulletin Icold n°111 [2]. Le document de référence pour les digues est l'ILH [4] ; il contient l'état de l'art actuel.

1.3.Le Workshop International d'Aussois « Overflow erosion of embankment and concrete dams » (2017)

Le Workshop International « Overflow erosion of embankment and concrete dams » de décembre 2017 a été organisé par EDF-CIH à Aussois. Il a rassemblé 60 participants de 15 pays. Il a été constitué de deux sessions.

1.3.1. Session érosion par surverse des barrages en remblai et des digues

Il y a eu une vingtaine d'exposés, abordant le point de vue des gestionnaires (Hydro Quebec, UK Environment Agency, EDF, ENGIE, USACE, Bavarian Environment, Flanders Agency, SYMADREM, Rijkswaterstatt), l'état de l'art, les recherches en cours (ARS-HERU Stillwater, DGSIG project et USBR, USACE-ERDC, University of Madrid, Hydro Quebec, CIMNE Madrid, NTNU, Irstea, EDF/Geophyconsult), ainsi que des exposés de fond.

La physique n'est pas encore connue de manière satisfaisante, notamment pour les sols à forte granulométrie. La méthodologie de caractérisation expérimentale, que ce soit par des essais de laboratoire ou des essais de terrain, n'est pas mure. Actuellement, l'essai le plus utilisé est le Jet Erosion test (JET), mais celui-ci a été surtout développé pour représenter l'érosion par surverse des remblais en sols cohésifs (appelée en anglais Head-Cut Migration) et ne représente pas le mécanisme d'érosion de surface (mécanisme d'érosion par surverse dans les sols pulvérulents). En ce qui concerne les codes de calcul pour l'ingénierie, le DSIG (Dam Safety Interest Group) de CEATI a produit un rapport [3] dont la conclusion est que les deux codes actuellement les plus complets pour l'ingénierie sont : WINDAM-C (free software, NRCS 2018) et EMBREA (commercialisé par HRW, code qui succède à HR Breach).

1.3.2. Session érosion de la fondation rocheuse par surverse des barrages en béton

Il y a eu une trentaine d'exposés, sur de nombreux retours d'expérience, essentiellement des USA (dont Oroville) et France (EDF), sur le point de vue des gestionnaires (Hydro Quebec, USACE, EDF, Alpiq, SHEM, USBR, Verbund, ENEL, Vietnam, Norvège, British Dam Society), l'état de l'art, les recherches en cours (Université de Pise, EPFL, USACE, EDF, Université de Cartagène, Université de Berkeley, USBR, UNSW) ainsi que plusieurs exposés de fond.

Les thématiques des recherches en cours incluent : l'hydraulique des jets plongeants à l'aval des barrages en béton et l'érosion des rochers, une meilleure estimation de la puissance hydraulique pour la méthode d'indice d'érodabilité d'Annandale, le head-cutting et l'érosion régressive des fondations rocheuses en partie aval et les conséquences pour la stabilité de la structure, la connaissance de la cinétique des phénomènes d'érosion avec l'intégration du facteur temps pour passer de la puissance du jet à son énergie et enfin, la recherche d'études de cas documentées, notamment pour valider les codes de calcul.

1.4.Le GT Eurcold « Overflowing and overtopping erosion »

A l'issue du workshop d'Aussois de 2017, il a été décidé de créer le groupe de travail international « European Working Group on Overflowing and Overtopping Erosion ». C'est un GT Eurcold du Club Européen de la CIGB (http://cnpgb.apambiente.pt/lcoldClub/index.htm). Il est animé par J.-R. Courivaud (EDF), et est ouvert aux maîtres d'ouvrage et gestionnaires, aux ingénieurs des bureaux d'étude et aux scientifiques du milieu académique. Ses objectifs sont de rassembler l'état de l'art des connaissances, des pratiques, et des études de cas, ainsi que de faciliter les collaborations internationales et les montages de projets. La réunion de lancement s'est tenue à Ottawa lors de la 87^{ème} réunion annuelle de la CIGB en juin 2019. Il fera le point tous les 6 mois et se réunira physiquement tous les 2 ans au moment des « International Seminar on Dam Protection against Overtopping », le prochain événement étant en novembre 2020 à Madrid. Ce groupe de travail est structuré en quatre sous-groupes :

- Surverse des barrages en remblai et des digues fluviales ;
- Erosion en aval des barrages en béton et surverse des évacuateurs ;
- Franchissement et submersion des digues maritimes ;
- Technologies de protection contre la surverse des barrages en remblai et des digues fluviales.

1.5.Le groupe de travail CFBR « Recommandations pour la justification de la tenue à l'érosion des barrages et des digues en remblai »

Le groupe de travail du Comité Français des Barrages et Réservoirs (CFBR) dédié à la justification de la stabilité des barrages et digues en remblais, a produit un guide de recommandations [6], validé par la Commission Exécutive du CFBR et a reçu mandat d'établir des « Recommandations pour la justification de la tenue à l'érosion des barrages et des digues fluviales en remblai ». Les digues maritimes ne sont pas dans le champ du GT. Le travail a commencé en 2017 et le groupe, qui rassemble 25 représentants des maîtres d'ouvrage (barrages et digues), de l'ingénierie, de l'administration et de la recherche, s'est réuni en moyenne quatre fois par an. Il a été décidé d'avancer en deux sous-groupes : le premier consacré à l'érosion interne, le second dédié à l'érosion externe.

Concernant l'érosion externe, les recommandations vis à vis des modes de ruptures doivent, d'après le mandat, s'appuyer sur l'état de l'art des connaissances et sur les méthodes utilisées actuellement dans l'ingénierie afin d'en extraire les bonnes pratiques pour la justification des barrages et digues en remblai. La synthèse bibliographique et celle des pratiques, normes ou recommandations étrangères constitueront une annexe du guide. Le présent article présente quelques éléments relatifs à la production du sous-groupe « érosion externe ».

2. ELEMENTS DE METHODOLOGIE

2.1.Différences entre barrages et digues

Avant la publication de l'ILH [4], les méthodes et outils disponibles pour les barrages étaient souvent utilisés, par défaut, pour les digues. L'augmentation des connaissances et l'amélioration des pratiques s'appuient désormais sur une analyse plus fine et une bonne représentation des phénomènes. L'identification d'une méthodologie commune passe par la prise en compte des différences importantes entre barrages et digues (Tableau 2). Les différences essentielles proviennent :

- De la différence de l'hydraulique amont, en terme de quantité d'eau et de vitesse longitudinale ; ceci impacte l'hydrogramme de brèche, ainsi que son élargissement qui est non symétrique pour les digues ;
- De la différence de la qualité de la fondation pour les petits ouvrages, les fondations de barrages étant le plus souvent de meilleure qualité que les fondations de digues ; les fosses d'érosion de digues peuvent atteindre le double de la hauteur de l'ouvrage ;
- Des grandes variabilités de hauteur pour les barrages qui induisent des effets d'échelle ;
- Des grandes variabilités de largeur de brèche pour les digues.

	Barrages	Digues				
Alimentation du débit de brèche	Piloté par les conditions météorologiques et hydrologiques et influencé par le volume du réservoir	Piloté par les conditions météorologiques et hydrologiques				
Contrôle de l'inondation	Présence de déversoirs	Absence de déversoir sur la plupart des digues				
Fondations de bonne qualité I Fosse de fondation Fosse d'érosion en fondation surtout I fonction de la hauteur de l'ouvrage I		Fondations de qualité très variable Fosse d'érosion en fondation pouvant être plus grande que la hauteur de la digue				
Hauteur de brèche	H<15 m pour 50% des barrages H=15 à 20 m pour 26% des barrages Hauteur H jusqu'à 100 m (effet d'échelle) Hauteur de brèche ≈ Hauteur du barrage	H<5 m Hauteur de brèche jusqu'à 3 fois la hauteur de digue				
Largeur de brècheQuelques dizaines de mètres De nombreuses formules empiriques		Jusqu'à plusieurs centaines de mètres Paramètres critique Peu de formules empiriques				
Vitesse côté amont	Réservoir Pas de vitesse longitudinale	Rivière ou canal Vitesse longitudinale avec angle d'incidence possible (dans les courbes) Erosion longitudinale côté fleuve/canal				
Développement de la brèche	Le plus souvent symétrique (fonction des conditions de site)	Toujours non symétrique à cause de la vitesse de la rivière/canal				

Tableau 2: Différences entre barrages et digues
2.2.Méthodologie d'analyse du risque d'érosion externe

La méthodologie d'analyse du risque d'érosion externe peut s'inspirer de celle qui a été élaborée pour l'érosion interne [7]. On en déduit six étapes pour être amené à conclure sur le risque d'érosion externe de l'ouvrage (Tableau 3). Cette analyse est à mener à l'aune de la connaissance de la physique des phénomènes, et de la connaissance de l'ouvrage lui-même. Ceci est illustré dans le Tableau 4.

N°	Etape	Question				
1	Sollicitation	Quelles sont les sollicitations ?				
2	Protection	Y-a-t-il une protection de surface ? Quelle est son efficacité ?				
3	Localisation	Quelles sont les localisations possibles d'initiation de l'érosion ?				
4	Initiation	Quels sont les mécanismes possibles d'initiation de l'érosion ?				
5	Formation de la brèche	Quels sont les mécanismes de formation de la brèche ?				
6	Développement de la brèche	Quels sont les mécanismes de développement de la brèche ?				

Tableau 3 : Les questions des six étapes possibles de l'analyse de risque de rupture par érosion externe

N°	Etape	Physique des phénomènes		
1	Sollicitation	Ecoulements à surface libre, fortement turbulent et aérés sur forte rugosité		
1	Solicitation	(skimming flows), Jet impactants. Calcul de la contrainte hydraulique.		
2	Drotostion	Seuil d'érodabilité (en contrainte limite ou en vitesse limite) de la protection de		
2	FIOLECTION	surface en fonction du temps (durée de la sollicitation)		
3	Localisation	A analyser en fonction du type d'ouvrage et du type de sol		
4	Initiation	Connaissance de la contrainte critique du sol (seuil d'érosion)		
5	Formation de la brèche	Fonction du type d'ouvrage et du type de sol		
		Cinétique de brèche pilotée par le coefficient d'érosion		
6	Développement de la	Couplage entre érosion et stabilité mécanique		
	brèche	Prise en compte de l'incidence éventuelle de la vitesse du fleuve ou du canal		
		Prise en compte éventuelle de la fosse d'érosion		

Tableau 4 : Quelques éléments relatifs aux six étapes possibles de l'analyse de risque de rupture par érosion externe

2.3. Mécanismes d'initiation de l'érosion

Le GT a identifié quatre mécanismes d'initiation de l'érosion (Tableau 5). Le premier mécanisme, la surverse, est le mécanisme majeur et concerne tous les types d'ouvrage. Il inclut l'affouillement en pied aval. Le second mécanisme, l'affouillement longitudinal côté amont, concerne essentiellement les digues de protection et les digues de canaux (c'est à dire côté fleuve ou côté canal). Le troisième mécanisme, les affouillements locaux, est divisé en trois parties : i) l'affouillement de la fondation rocheuse par surverse des barrages en béton ; ii) l'érosion dans les fosses de dissipation et l'érosion provoquée par le fonctionnement des évacuateurs (qu'ils soient saturés ou pas) ; iii) l'affouillement par jet plongeant au droit des parapets. Le quatrième mécanisme concerne les vagues : batillage, run-up et franchissement, et vague solitaire provoquée par un glissement dans la retenue (barrages).

La surverse des remblais de barrages ou de digues (mécanisme M1) est relative à une typologie d'érosion susceptible d'être globale (crête, talus aval, pied de talus) et complexe (combinaison d'érosion de surface, d'instabilités mécaniques et d'érosion par head-cut), au contraire des afouillements locaux (mécanisme M3).

Les trois premiers mécanismes peuvent conduire à la rupture de l'ouvrage. L'initiation de l'érosion est à étudier en tenant compte de la présence d'une protection de surface, de ses caractéristiques, et de l'occurrence de l'initiation de l'érosion du corps de l'ouvrage lui-même si cette protection vient à ne plus remplir sa fonction.

En ce qui concerne les vagues, l'étude d'une occurrence de rupture n'est pas prévue. En effet, le batillage d'une part, et le run-up et franchissement d'autre part, provoquent essentiellement des dégradations. Au contraire, on supposera qu'une vague solitaire provoquée par un glissement dans la retenue conduira toujours à la rupture du barrage, s'il est en remblai ; cette posture est cohérente avec la pratique actuelle qui est de considérer qu'une surverse franche d'un barrage en remblai conduira toujours à sa rupture.

2.4.Mécanismes de formation de brèche

L'analyse de la littérature indique quatre mécanismes de formation de brèche, selon la nature du matériau constituant l'ouvrage (Tableau 6) :

- *Remblai constitué de sols fins cohésifs* ; le mécanisme est celui du « Head-Cut », ou formation progressive à partir du pied aval de marches avec alternance d'érosion par jet impactant et détachement par blocs ;
- *Remblai constitué de sols granulaire à granulométrie fine* (sableux) ; érosion répartie sur l'ensemble de l'ouvrage (crête et talus aval) ;
- *Remblai constitué de sols granulaires à forte granulométrie* ; ce mécanisme fait actuellement l'objet de recherches, ou de projets d'actions de recherches, il n'est pas encore connu ;
- Barrage en enrochement ; ce mécanisme est caractérisé par le couplage entre écoulement de surface et écoulement interne.

Mécanisme d'initiation					
M1. Surverse des remblais					
Erosion par surverse du remblai et brèche (y/c affouillement en pied de talus aval	oui				
M2. Affouillement longitudinal					
par écoulement longitudinal côté amont (y/c iou en pied de talus aval)	oui				
M3. Affouillements locaux					
M3.1. Affouillement de la fondation rocheuse par surverse des barrages en béton	oui				
M3.2. Fosses de dissipation, débordement d'évacuateur (y/c jet plongeant)	oui				
M3.3. Affouillement au droit des parapets	oui				
M4. Vagues					
M4.1. Batillage	non				
M4.2. Run-up et franchissement	non				
M4.3. Vague solitaire provoquée par un glissement dans la retenue	oui				

Tableau 5 : Les quatre mécanismes d'initiation d'érosion externe proposés par le GT CFBR.



Tableau 6 : Les quatre mécanismes de formation de brèche

2.5. Structuration de la synthèse des connaissances et des pratiques

Les éléments les plus récents et les références bibliographiques permettant de répondre aux six étapes du Tableau 3 seront organisés, pour la synthèse de l'état de l'art, et pour les recommandations de bonnes pratiques, suivant six axes :

- 1. Statistiques ; statistiques les plus récentes sur des cas documentés de rupture de barrages et des digues par érosion externe ;
- 2. Physique des phénomènes ; processus physiques concernés (couplant hydraulique, géotechnique et structures) ; c'est ici que l'on trouvera les équations permettant des calculs et les formules empiriques donnant les ordres de grandeur ;
- *3. Essais de laboratoire* ; Jet Erosion Test (JET), Erosion Function Apparatus (EFA), Canaux Hydrauliques, ...;
- 4. Essais de terrain ; Jet Erosion Test, Essais de surverse in situ, Expérimentation à grande échelle, ... ;
- 5. Codes de calcul ; informations relatives aux codes de calculs validés disponibles.
- 6. Evaluation de la sûreté ; pratiques internationales référencées.

3. PRATIQUE ET REX D'EDF SUR L'ANALYSE DU RISQUE DE RUPTURE PAR SURVERSE DES BARRAGES EN REMBLAI ET DES DIGUES

3.1. Les deux questions qui peuvent être posées à l'ingénieur

L'ingénieur peut être concrètement confronté à deux types de questions relatives au risque de surverse des ouvrages hydrauliques en remblai :

- Lorsque qu'un écoulement de surverse caractérisé par un limnigramme a été mis en évidence pour l'une des situations de chargement étudiée pour un ouvrage donné, quel va être le comportement de cet ouvrage face à cette sollicitation ? L'érosion va-t-elle se développer jusqu'à la rupture (rupture selon la définition de la CIGB : vidange incontrôlée partielle ou totale du volume d'eau stocké à l'amont de l'ouvrage) ? Quelle va être la cinétique du processus d'érosion ? Pour ce type de questions, la formation d'une brèche et la rupture et ne sont pas supposées a priori. Le processus d'érosion peut ne pas s'initier malgré la surverse ou s'initier puis s'arrêter avant qu'il n'y ait formation d'une brèche sur toute la hauteur du remblai.
- Dans le cadre d'une Etude de Dangers ou d'une étude de plan d'alerte, on souhaite déterminer l'hydrogramme de brèche correspondant à une situation de chargement donnée, afin d'utiliser ensuite cet hydrogramme de brèche comme condition limite amont d'un calcul d'onde de rupture dans la vallée à l'aval du barrage ou dans la zone protégée par la digue. Pour ce type de question, la formation d'une brèche et la rupture sont supposées a priori et l'on cherche à déterminer l'hydrogramme de brèche le plus réaliste possible pour calculer ensuite la propagation de l'onde de rupture.

La pratique et le REX d'EDF pour traiter ces deux types de questions sont présentés ci-après. Le premier type de questions est traité dans le paragraphe intitulé « Analyse du risque de rupture par surverse ». Le second type de questions est traité dans le paragraphe intitulé « Estimation de l'hydrogramme de brèche ».

3.2. Analyse du risque de rupture par surverse

L'étude d'évaluation de la sûreté d'un ouvrage permet de mettre en évidence si l'ouvrage peut être soumis à une surverse parmi les situations de chargement étudiées. Lorsqu'une situation de surverse est mise en évidence, en étant caractérisée par un ensemble de limnigrammes définis au droit de chaque section transversale de l'ouvrage soumise à surverse, deux stratégies d'ingénierie peuvent être envisagées :

- Soit l'on considère que la surverse est une situation interdite et l'étude d'évaluation de la sûreté s'arrête là en concluant à des marges de sécurité insuffisantes vis-à-vis du risque de surverse, conduisant très probablement le maître d'ouvrage à engager des travaux de confortement ;
- Soit l'on souhaite poursuivre l'analyse en évaluant le comportement de l'ouvrage au cours de la surverse, pour déterminer notamment si une rupture aurait lieu ou pas et pour déterminer l'ampleur du processus d'érosion et sa cinétique. Cette deuxième stratégie pourrait s'envisager pour des ouvrages à enjeu de sûreté aval faible ou modéré et s'applique également si l'on cherche à évaluer le comportement de l'ouvrage au-delà des situations de chargement réglementaires.

Lorsque cette deuxième stratégie d'évaluation du processus d'érosion par surverse est retenue, deux approches sont actuellement utilisables par l'ingénieur :

- L'utilisation de critères empiriques à dire d'expert, utilisables pour tout type d'ouvrage en remblai ;
- Un calcul déterministe, basé sur la physique, du processus d'érosion à l'aide du code WinDAM C (NRCS) ou du code EMBREA (HR Wallingford). L'utilisation de ces codes est pour l'instant uniquement réservée aux remblais homogènes et de géométrie simple (i.e. sans risberme) constitués de matériaux fins cohésifs.

3.2.1. Critères empiriques à dire d'expert

Très peu d'éléments existent dans la littérature pour définir les conditions de surverse sur un ouvrage hydraulique en remblai qui conduisent à la formation d'une brèche.

Toutefois, il est bien évident qu'un écoulement de surverse d'une hauteur de moins de 5 cm au-dessus de la crête de l'ouvrage et d'une durée de quelques minutes ne présente aucun risque de formation d'une brèche dans un barrage ou une digue de plusieurs mètres de hauteur, si l'on exclut tout processus d'érosion interne. La surverse n'implique donc pas systématiquement la rupture d'une ouvrage en remblai et définir des conditions de surverse en-deçà desquelles un écoulement de surverse ne présente pas de risque de rupture pour l'ouvrage a donc bien un sens et une réalité physique.

Les critères de surverse utilisés jusqu'à présent à EDF sont ceux généralement admis par la profession comme des conditions en-deçà desquelles l'ouvrage ne risque pas de rompre. Ces critères sont :

- Hauteur de surverse au-dessus de la crête de l'ouvrage inférieure à 20 cm

Εt

- Durée de surverse inférieure à 20 minutes.

Ces critères sont à dire d'expert. Ils sont issus d'un retour d'expérience non formalisé des cas de surverse de barrages en remblai. Leur niveau de justification est donc faible. Ils reposent néanmoins sur le retour d'expérience de nombreux cas de barrages en remblai qui ont surversé et qui n'ont pas rompu (barrage de Trairi au Brésil, nombreux cas documentés aux USA, barrage de l'Etang de Neuve Forge ayant résisté à une surverse de 10 cm pendant 24h en 2011, barrages ayant surversé sans rompre durant les crues de l'Aude en 2018, ...). Ils pourront être amenés à être confirmés ou à être modifiés en fonction des progrès à venir de l'état de l'art dans le domaine. Ces critères sont utilisables pour tout type d'ouvrage en remblai (barrages ou digues).

3.2.2. Calcul du processus d'érosion avec les codes WinDAM C ou EMBREA

Dans le cas d'un barrage homogène, de géométrie simple (talus amont et aval sans risberme et de fruit homogène sur tout le parement) et constitué d'un matériau homogène, fin et cohésif, l'érosion par surverse peut être modélisée à l'aide de deux logiciels représentant chacun les mêmes processus physiques. Ces deux logiciels sont bien adaptés à une activité d'ingénierie (simplicité et rapidité d'exécution) et ont fait l'objet d'une validation internationale (cf. [5]). Ces deux logiciels sont :

- WinDAM C, développé par l'USDA-ARS et distribué par le NRCS, code gratuit, utilisant le système d'unités impériales.
- EMBREA, développé et vendu par HR Wallingford et qui reprend la même modélisation physique que WinDAM. Utilise le système d'unités SI.

Ces deux logiciels ont été validés dans le cadre d'un projet international piloté par le DSIG, auquel EDF a contribué activement. Les données de validation utilisées provenaient d'essais expérimentaux à grande échelle, menés au laboratoire HERU de l'ARS (remblais de 2 m de hauteur) et en Norvège (remblais de 5 m de hauteur), ainsi que sur des cas réels de rupture de barrage en remblai. Ce travail d'évaluation et de validation, qui a été réalisé conjointement par les modélisateurs des logiciels et par des ingénieurs utilisateurs et non modélisateurs, de différentes organisations et pays, a conclu à des performances satisfaisantes de ces deux logiciels (cf. [5]).

3.3. Estimation de l'hydrogramme de brèche

3.3.1. Le problème posé et les trois approches utilisables

Le problème posé est de calculer l'inondation consécutive à la rupture d'un barrage ou d'une digue au travers d'une étude d'onde de rupture. La condition aux limites amont de ce calcul d'onde de rupture est l'hydrogramme de brèche, c'est-à-dire l'évolution du débit s'écoulant à travers la brèche en fonction du temps.

Trois approches sont utilisables pour déterminer l'hydrogramme de brèche :

- Estimation du débit maximum de brèche à l'aide d'une formule empirique, puis construction d'un hydrogramme de brèche simplifié (généralement triangulaire) ;
- Estimation du débit maximum de brèche à l'aide d'une loi de seuil et d'une estimation de la largeur maximale de la brèche, puis construction d'un hydrogramme de brèche simplifié se basant sur une vitesse moyenne d'élargissement de la brèche ;
- Calcul déterministe de l'hydrogramme de brèche à l'aide du code WinDAM C ou EMBREA, réservé pour l'instant uniquement aux remblais homogènes et de géométrie simple constitués de matériaux fins cohésifs.

3.3.2. Formules empiriques de débit maximum de brèche

Les formules empiriques de brèche disponibles ont été conçues pour estimer de manière très rapide le débit maximum de brèche dans les barrages en remblai. Elles sont mal adaptées pour être utilisées sur des digues ou des remblais de canaux.

Les formules empiriques de brèche utilisées classiquement par la profession ne prennent en compte qu'au plus deux paramètres pour déterminer un débit maximum de brèche : le volume du réservoir et la hauteur du barrage. Elles ont été établies par des régressions linéaires basées sur ces deux paramètres et utilisant des bases de données de cas réels de rupture plus ou moins étendues. En ne tenant pas compte de la résistance à l'érosion du matériau constitutif du remblai, la plupart de ces formules négligent un paramètre essentiel du processus d'érosion et par conséquent du débit qui passe à travers la brèche.

L'ingénieur doit garder à l'esprit que ces formules ne sont capables au mieux que de fournir des ordres de grandeur. Leur utilisation n'assure pas l'obtention de débits maximum de brèche conservatifs, excepté la formule CLF qui a toujours conduit jusqu'à présent à des résultats conservatifs. Il convient d'utiliser l'ensemble des formules présentées ci-dessous et de ne jamais fournir une estimation qui serait le résultat d'une seule formule. Après avoir utilisé plusieurs formules, l'ingénieur doit faire son propre jugement de la plage de valeurs de débit maximum de brèche à retenir.

Les formules qu'il est recommandé de prendre en compte sont les suivantes :

Formule de Froehlich (1995)

Cette formule à 2 paramètres a été établie sur la base d'une vingtaine de cas de rupture.

 $Q_P = 0,607 (V_r)^{0,295} (H_W)^{1,24}$

 H_w est la hauteur d'eau au-dessus du fond de la brèche, exprimée en mètres. A défaut d'être connu précisément, ce paramètre est souvent pris égal à la hauteur du barrage.

Vr est le volume du réservoir avant la rupture, exprimé en m³.

Formule de Costa (1985)

Cette formule à 2 paramètres a été établie sur la base d'une trentaine de cas de rupture.

$$Q_P = 0,981 (H_d V_r)^{0,42}$$

H_d est la hauteur du barrage, exprimée en mètres.

Formules de Molinaro (1989)

Ces deux formules à 2 paramètres ont été établies à l'aide de la base de données utilisée par Costa et d'une analyse dimensionnelle.

La première formule s'applique à des matériaux de remblai résistant relativement bien à l'érosion, tels que des argiles bien compactées d'un barrage en terre homogène ou d'un noyau central épais.

$Q_P = 0,116 (g H)^{0,5} H^2 (V/H^3)^{0,22}$

H étant la hauteur du barrage, en mètres et V, le volume de la retenue avant la rupture, en m³.

La seconde formule s'applique à des matériaux granulaires fins sans cohésion.

$Q_P = 0.07 (g H)^{0.5} H^2 (V/H^3)^{0.5}$

Formule CLF (Courivaud, Lempérière, Fry) (2006) [8]

Cette formule à 4 paramètres n'a pas fait pour l'instant l'objet d'un ajustement par régression linéaire.

 $Q_P = a (H_d)^2 + c H_d (V_r)^{0.5}$

 H_d est la hauteur du barrage, V_r est le volume du réservoir.

a est un paramètre pris jusqu'à présent égal à 1, mais qui pourra faire ultérieurement l'objet d'ajustement.

c est un paramètre représentant de manière empirique la cinétique d'érosion du remblai, dépendant du type d'ouvrage de la manière suivante :

- c = 0,15 pour les ouvrages en terre peu ou mal compactés ;
- c = 0,1 pour les ouvrages compactés avec des moyens modernes, en terre homogène, en matériaux alluvionnaires à masque amont ou les ouvrages zonés munis d'un noyau faiblement résistant à l'érosion ;
- c = 0,01 pour les ouvrages modernes zonés et bien compactés, munis d'un noyau résistant relativement bien à l'érosion.

Formule de Xu et Zhang (2009) [9]

Cette formule à 4 paramètres a été établie à partir d'une base de données de 41 cas de rupture, dont 23 par surverse, le reste étant des cas de rupture par érosion interne.

 $Q_P = 0,133 (g (V)^{5/3})^{0,5} (V^{1/3} / H)^{-1,276} e^{FM+ER}$

V représente le volume d'eau au-dessus de la brèche, H représente la hauteur d'eau au-dessus de la brèche. FM est un paramètre dépendant du mode de rupture :

- FM = -0,788 si rupture par surverse
- FM = -1,232 si rupture par érosion interne.

ER est un paramètre représentant l'érodabilité :

- ER = 0,089 pour une érodabilité élevée ;
- ER = -0,498 pour une érodabilité moyenne ;
- ER = -1,433 pour une érodabilité faible.

La dispersion des résultats fournis par ces quatre formules est illustrée sur les deux graphiques suivants. Pour ces deux graphiques, les formules CLF et de Xu & Zhang ont été utilisées en prenant en compte une faible érodabilité du matériau constitutif du remblai.

Ces deux graphiques présentent les résultats obtenus pour un cas test hypothétique d'un barrage en faisant varier sa hauteur de 20 à 50 m (Figure 3) ou son volume du réservoir de 50 à 100 hm³ (Figure 4).

A partir du majorant et du minorant choisis pour encadrer le débit maximum de brèche, un hydrogramme de brèche triangulaire (Figure 5) peut être défini par les trois points suivants :

- $(T_0, Q_P = 0)$: point origine de l'hydrogramme ;
- (T₁, Q = Q_{max}) : point du pic de débit. T₁ est estimé égal à T₀ + d, d étant la durée de montée du débit jusqu'au pic. Cette valeur de d est estimée à dire d'expert, dans une plage de valeurs variant généralement d'environ 30 minutes à quelques heures, en fonction des informations disponibles sur la hauteur de l'ouvrage, sa section transversale et la connaissance que l'on a de la résistance à l'érosion des matériaux qui le constituent.
- (T₂, Q = 0) : point de fin de l'hydrogramme (retour à un débit nul). T₂ est déterminé de manière à ce que l'intégrale de l'hydrogramme soit égale au volume du réservoir.



Figure 3 : Dispersion des formules de débit maximum de brèche en fonction de la hauteur du barrage



Figure 4 : Dispersion des formules de débit maximum de brèche en fonction du volume de la retenue

3.3.3. Estimation du débit maximum de brèche par une loi de seuil

Cette approche a été développé plus spécifiquement pour les digues, pour lesquelles les formules empiriques de débit maximum de brèche présentées ci-dessus ne sont pas bien adaptées.

Le débit maximum de brèche peut être estimé à partir d'une largeur maximale de brèche et de l'application d'une loi de débit de seuil. Dans cette approche, l'incertitude provient principalement de l'estimation de la largeur maximale de brèche et cette incertitude est importante.

Trois approches peuvent être considérées, selon la configuration de l'ouvrage étudié :

- La partie en remblai qui est soumise à un écoulement de surverse est encadrée par des frontières inérodables (structures génie civil rigides) relativement proches (quelques dizaines à centaines de mètres). Dans ce cas, la largeur maximale de brèche peut être, en première approche et de manière conservative, considérée comme la distance entre les deux structures rigides.
- 2. La largeur maximale de brèche peut être estimée à l'aide d'une formule empirique.
- 3. La largeur maximale de brèche peut être estimée à partir d'une vitesse d'élargissement de brèche et de la durée de la surverse.



Figure 5 : Construction d'un hydrogramme de brèche simplifié

Lorsque la première approche n'est pas applicable (cas le plus fréquent), il est recommandé d'utiliser conjointement les approches 2 et 3 et de retenir une plage de valeurs à partir de l'analyse des résultats fournis par ces deux approches.

Les formules empiriques à utiliser pour estimer la largeur maximum de brèche sont présentées ci-après. B désigne la largeur maximale de brèche. H représente la hauteur entre le niveau d'eau en amont de la brèche et le fond de la brèche. V désigne le volume du réservoir, en m³.

Formule de la FERC

- Valeurs les plus probables : $2 \times H \le B \le 4 \times H$
- Valeurs extrêmes : $H \le B \le 5 \times H$

Formule de l'USBR

Formule de Froehlich

B = 0,1803 x K₀ x V^{0,32} x H^{0,19} avec K₀ = 1,4 pour les ruptures par surverse.

Une représentation de l'incertitude associée à ces formules (FERC valeurs les plus probables mini et maxi et Froehlich) est représentée sur le graphique ci-dessous, où les résultats de ces formules ont été comparés aux données de largeur de brèche observées sur 29 cas de rupture de barrage réservoir documentés.



Figure 6 : Evaluation de l'incertitude des formules de largeur de brèche

La largeur maximale de brèche peut également être estimée en multipliant la durée de surverse ou de formation de brèche par la vitesse d'élargissement de brèche.

Les ordres de grandeur de vitesse d'élargissement de brèche suivants, issus des données de rupture collectées par EDF, peuvent être utilisés :

- Barrages anciens constitués de matériaux très érodables (compactés sans moyen mécanique) : 10 à 15 m/min.
- Barrages modernes (compactés avec des moyens mécaniques) mais constitués de matériaux érodables à très érodables :
 0,5 à 3 m/min.
- Barrages modernes constitués d'un corps homogène ou d'un noyau moyennement résistant à l'érosion : 0,1 à 0,5 m/min.
- Barrages modernes constitués de matériaux très résistants à l'érosion : 0,01 à 0,1 m/min.

Si la durée de surverse n'est pas connue, la durée de formation de brèche (Tf exprimée en heure) peut être estimée à l'aide des formules empiriques ci-après :

Formule de la FERC

- Remblais compactés : 0,1 \leq T_f \leq 1
- Remblais peu compactés : 0,1 \leq T_f \leq 0,5

Formule de l'USBR

T_f = 0,011 B

Formule de Froehlich

 $T_f = 0,002254 \text{ x V}^{0,53} \text{ x H}^{0,9}$

B représente la largeur de la brèche, exprimée en mètres.

V représente le volume du réservoir à l'amont de la brèche, exprimé en m³.

H représente la hauteur entre le niveau d'eau amont et l'altitude du fond de la brèche, en mètres.

La formule de débit de seuil qu'il est recommandé d'utiliser est la formule utilisée dans le code WinDAM, à savoir :

 $Q_{max} = g^{1/2} L (2H/3)^{3/2}$

 Q_{max} est le débit maximum de brèche, en m³/s ; L est la largeur de brèche en mètres, H est la hauteur entre le niveau d'eau à l'amont de la brèche et le niveau d'eau aval, en mètres.

E.01 - Erosion externe des barrages et des digues page 510

3.3.4. Calcul de l'hydrogramme de brèche avec le code WinDAM ou le code EMBREA

Un calcul déterministe à l'aide d'une modélisation basée sur la physique validée au niveau international est recommandé, avec la mise en œuvre du code WinDAM C ou du code EMBREA, dans les conditions suivantes :

- L'ouvrage est un barrage réservoir ou le barrage latéral d'un canal ou d'un bief de fleuve endigué ;
- L'ouvrage peut être considéré comme étant constitué d'un matériau homogène fin et cohésif ;
- Les parements amont et aval peuvent être considérés par un fruit constant sur chaque face ;
- La condition de chargement hydraulique amont peut être représentée par une courbe de capacité de la retenue, une condition initiale de cote du plan d'eau et un hydrogramme de crue entrant défini à partir de l'instant initial de la modélisation;
- Le sol constitutif du remblai a été caractérisé par sa densité humide, sa cohésion non drainée (Cu) et les deux paramètres de résistance à l'érosion mesurés par des essais de Jet Erosion Test : K_D (qui représente la cinétique de l'érosion) et Tau_c (qui représente la contrainte de cisaillement critique à partir de laquelle débute l'érosion).

Ces deux codes mettent en œuvre une modélisation physique conceptuelle 3D du processus d'érosion de type « Head Cut Migration ». Ils se basent sur une représentation 2D verticale de la géométrie du remblai, des caractéristiques géotechniques du matériau constitutif du remblai et des conditions hydrauliques amont et aval. Ils prennent également en compte la résistance à l'érosion par surverse due au type de revêtement sur la face aval et sur la crête de l'ouvrage : enherbement, rip-rap. Ils fournissent comme résultats l'hydrogramme de l'écoulement qui franchit l'ouvrage (qu'il y ait formation de brèche ou pas) ainsi que la géométrie de la zone érodée (largeur, profondeur).

3.4. Besoins d'amélioration de la boîte à outils de l'ingénieur

Pour les barrages en remblai, les principales lacunes de l'état de l'art actuel sont les suivantes :

- Physique non décrite et donc non modélisée pour l'érosion par surverse des ouvrages en remblai constitués de matériaux sablo-graveleux et de manière plus générale, constitués de matériaux alluvionnaires à granulométrie étalée;
- Représentation de l'érosion de corps de barrages en remblai zonés ;
- Représentation de géométries 2D verticales complexes (fruits variables sur le parement, présence de risbermes,...).

Pour les digues, les principales lacunes de l'état de l'art actuel sont les suivantes :

- Non prise en compte de la dissymétrie d'élargissement de la brèche ;
- Non prise en compte de l'érosion de la fondation (souvent plus érodable que le corps de la digue) ;
- Physique non décrite et donc non modélisée pour l'érosion par surverse des digues constituées de matériaux sablograveleux et de manière plus générale, constitués de matériaux alluvionnaires à granulométrie étalée.

Combler ces lacunes va demander des années d'efforts soutenus de recherche et développement et de collaboration internationale. Mais ces efforts sont indispensables pour améliorer notre maîtrise d'une des deux principales causes de rupture des barrages et des digues.

RÉFÉRENCES ET CITATIONS

- [1] Zhang L., Pend M., Chang D., Xu Y., Dam Failure Mechanisms and Risk Assessment, Wiley, 499 p., 2016.
- [2] ICOLD, Etude d'onde rupture de barrage, Synthèse et recommandations, Bulletin n°111, 1998.
- [3] ICOLD, Du bon usage des modèles numériques dans l'ingénierie des barrages, Bulletin n°155, 2013.
- [4] ILH, International Levee Handbook, CIRIA, 2015.
- [5] DSIG, Evaluation of Numerical Models for Simulating Embankment Dam Erosion and Breach Processes, DSO-2017-02, USBR, août 2017.
- [6] CFBR, Recommandations pour la justification des barrages et des digues en remblai, Edition CFBR, oct 2015.
- [7] ICOLD, Internal Erosion of Existing Dams, Levees and Dikes, and their Foundations, Bulletin n°164, 2015.
- [8] Courivaud J.-R., Lempérière F., Fry J.-J., A new analysis of embankment dam failures by overtopping. 22^{ème} Congrès International de la CIGB, Barcelone, 16-23 juin 2006, Q. 86 R. 66.
- [9] Xu Y., Zhang L., Breaching parameters for earth and rockfill dams, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 135, No. 12, 2009.

EVALUATION DU POTENTIEL D'AFFOUILLEMENT DES FOSSES DE DISSIPATION EN AVAL DE BARRAGES – RETOURS SUR LA CONCEPTION DU BARRAGE DE JANNEH ET SUR L'EXPLOITATION DU BARRAGE DE YATE

Scour risk evaluation in dam plunge pools – Sharing the experience of Yaté spillway operation and Janneh spillway design

Thomas PINCHARD, Benoit BLANCHER

EDF-CIH, Savoie Technolac 73373 Le Bourget du Lac Cedex, France <u>thomas.pinchard@edf.fr</u> ; <u>benoit.blancher@edf.fr</u>

Serge ROUSSIN

ENERCAL87 avenue du Général de Gaulle - BP C1 98848 NOUMEA CEDEX Nouvelle-Calédonie <u>s.roussin@enercal.nc</u>

Lucie ALAZARD, Pierre-Etienne LOISEL

ARTELIA Eau & Environnement, 6 rue de Lorraine 38130 ECHIROLLES, France lucie.alazard@arteliagroup.com ; pierre-etienne.loisel@arteliagroup.com

MOTS CLEFS

Evacuateur de crue, saut de ski, affouillement, fosse de dissipation, modélisation physique, jets croisés

KEY WORDS

Flood spillway, flip bucket, scour, plunge pool, scale modeling, intersecting jet spillways

RÉSUMÉ

Le fonctionnement des évacuateurs de crues des barrages est susceptible d'engendrer des érosions en aval des barrages qui peuvent avoir un impact sur leur stabilité. Afin de maîtriser un tel risque, le concepteur doit prendre en compte cette problématique, en optimisant la dissipation d'énergie, mais aussi en estimant les affouillements probables (profondeur et extension) pour les évènements courants et exceptionnels.

Dans ce domaine où il n'existe pas de règle de conception qui fait consensus tant la problématique est complexe, le retour d'expérience sur l'affouillement généré par les évacuateures de crues, constaté ou modélisé, est essentiel. On présente ici les enseignements tirés de l'exploitation d'un modèle réduit à fond mobile (projet du barrage de Janneh - Liban) ainsi que ceux tirés du fonctionnement d'un évacuateur de crues prototype (barrage de Yaté – Nouvelle-Calédonie) et l'évolution de l'érosion associée.

L'analyse de ces deux exemples permet de mettre en évidence la nécessité de réaliser des modélisations hydrauliques 3D, numériques ou - mieux - physiques, pour appréhender ces phénomènes à la conception des ouvrages, et proposer des adaptations le cas échéant pour améliorer la dissipation d'énergie. L'estimation de la profondeur d'affouillement doit aussi parfois considérer la durée de déversement, lorsque la cinétique de creusement est plus lente que les durées de déversements estimées.

ABSTRACT

Operation of spillways might result in scour downstream of dams which is likely to affect their stability. In order to control such risk, spillways shall be engineered considering the scour issue and designers shall optimize the energy dissipation. In addition, estimating the anticipated scour depth and dimensions in the downstream pool is necessary for ensuring the safety of the structures.

Scour process is a complicated matter and there is no international consensus on the estimation methods. In this context, sharing the lessons learnt from previous experiences, in design or operation of spillways, is essential. Here, two examples are presented: feedback from the physical model of the Janneh dam spillway (Lebanon), incorporating loose material to represent scour, and feedback from the operation of the Yate dam spillway (New Caledonia) and measured scour.

These two projects confirm that 3D modelling, numerical or physical whenever possible, is mandatory at design stage to ancipate these complex phenomena and to optimize the energy dissipation. Scour estimation shall also consider the duration of operation when scour cinetic is slower than the expected spilling duration.

1. INTRODUCTION

La conception, la réalisation, l'exploitation, la surveillance et la maintenance des évacuateurs de crues sont des éléments essentiels à la surêté des barrages. En effet, considérant les puissances associées aux déversements des barrages en crue, la maitrise de la dissipation d'énergie et de l'érosion engendrée doit être correctement démontrée et le suivi de l'évolution des fonds à la suite des épisodes de crue doit être effectué régulièrement. Le risque d'érosion régressive vers les ouvrages de retenue ou de déstabilisation des rives est un risque majeur qui doit être appréhendé.

Les phénomènes hydrauliques associés à la restitution des évacuateurs de crues sont complexes, intégrant bien souvent des effets tri-dimensionnels et une intéraction air/eau importante et parfois eau/matériau lorsqu'on souhaite représenter l'érosion. Des travaux ont été réalisés par de nombreux auteurs sur le sujet, notamment dans le domaine des formules empiriques permettant d'estimer les profondeurs de fosses d'érosion formées par des jets issus de saut de ski. Il reste cependant délicat d'appréhender l'évolution temporelle des affouillements ainsi que l'évolution tri-dimensionnelle de la fosse (emprise horizontale et verticale de l'érosion) en fonction de l'éclatement du jet sur le coursier ou la cuiller, et en fonction des formes du toit rocheux situé sous le matériau sédimentaire.

EDF et ARTELIA ont récemment eu l'opportunité de travailler sur 2 projets illustrant ces problématiques. Le premier met en évidence la pertinence de réaliser un modèle réduit afin de mieux apréhender l'évolution tri-dimensionnelle de la fosse en vue de limiter les risques d'affouillement, le second permettant de comparer les estimations d'érosion avec un cas concret d'un barrage soumis à des écoulements intenses fréquents.

2. L'OPTIMISATION DE LA DISSIPATION D'ENERGIE SUR LE BARRAGE DE JANNEH

2.1. Présentation de l'aménagement

L'aménagement de Janneh, actuellement en cours de construction au Liban, inclut un barrage poids arqué en béton compacté au rouleau (BCR) de 157 m de hauteur sur fondation et 100 m de hauteur au dessus du terrain naturel. Disposé en travers du Nahr Ibrahim, le barrage crée une retenue d'une capacité de 38 hm³, qui permettra à terme l'alimentation en eau potable et en eau d'irrigation des régions alentour ainsi que l'alimentation d'une centrale hydro-électrique d'une puissance de 40,5 MW.

Cet aménagement, géré à l'avenir par l'EBML (Establishment of the Water of Beirut and Mount Lebanon), a été conçu par le groupement de bureau d'études ARTELIA et Khatib & Alami depuis 2006. Du fait de la configuration du site (vallée profonde et étroite, grande épaisseur d'alluvions sablo-graveleuses, contexte sismique contraignant), le choix s'est porté sur un barrage BCR arqué, positionné sur une fouille profonde de 60 m.



Figure 1 : Vue 3D du barrage et photographie du chantier depuis l'amont (mai 2019)

D'une longueur d'environ 300 m en crête (cote de crête 847 masl) et d'une épaisseur en pied de 66 m, l'ouvrage est équipé d'un évacuateur à surface libre sur sa partie centrale, d'un pertuis vanné de demi-fond de capacité 53 m³/s et d'une prise d'eau de 32 m³/s notamment pour le futur aménagement hydroélectrique.

En juin 2019, la longue phase d'excavation préalable à la montée du BCR approche de son terme (90% réalisé, cote 705 masl atteinte) et le barrage commencera à sortir de terre au 2nd semestre 2019.

2.2.Conception initiale de l'évacuateur de crues

Le barrage porte dans sa portion centrale un évacuateur de crues de surface non vanné, de 91 m de largeur brute, divisé en 6 passes par les piles supportant le tablier du pont de la route de crête. Cet évacuateur, dans sa conception initiale, est composé d'un seuil profilé Creager (cote de crête 839 masl) et d'un coursier suivant le fruit du parement aval du barrage (1V/0,8H) sur un dénivelé de 64 m jusqu'à une cuiller inclinée selon un angle de 20° par rapport à l'horizontale (cote 775 masl). La cuiller présentant une largeur de 70 m, le coursier est donc convergent, avec un angle en plan entre les 2 bajoyers latéraux de 22,5°. Environ 30 m sous la cote du seuil (cote 810 masl) est prévu un dispositif d'aération de l'écoulement afin de protéger le radier contre le risque de cavitation dans les zones soumises à de très fortes vitesses.

L'analyse hydrologique a abouti à l'estimation des débits de pointe des crues de dimensionnement (crue décamillénale) et de sûreté (crue maximale probable, « PMF »), avec des valeurs respectives de 1300 m³/s et 2830 m³/s. Ces débits maxima correspondent ainsi à des débits spécifiques de 18,6 et de 40,4 m³/s/m sur la cuiller, et sont donc relativement élevés sans cependant approcher les valeurs maximales citées par l'USACE sur une cuiller de flip bucket (Applegate dam, 79 m³/s/m). [1]

En aval du barrage, l'écoulement déversé en crue est éjecté par la cuiller dans une fosse pré-excavée, dans laquelle est dissipée l'énergie considérable de la chute. Le batardeau aval, construit sur un rideau étanche barrant le sous-sol de la vallée, sera aménagé à terme en contre-seuil (cote de crête 745 masl) permettant de maintenir un niveau d'eau minimum dans cette fosse.



Figure 2 : Plans de l'évacuateur de crues en configuration initiale

2.3. Modélisation physique de la conception initiale

Dans le cadre des études d'exécution de l'ouvrage, l'évacuateur de crues a fait l'objet d'une modélisation hydraulique 3D physique, réalisée au laboratoire d'hydraulique d'ARTELIA Eau & Environnement à Grenoble (France). Le modèle, construit à l'échelle 1/80 et exploité selon la similitude de Froude, représente la partie aval coudée de la retenue, l'évacuateur de crue intégré dans le corps du barrage, ainsi qu'un linéaire de 365 m en aval du pied de barrage, incluant donc la fosse de dissipation et le contre-seuil aval. Lors de la construction initiale du modèle, les excavations n'étaient pas suffisamment avancées sur site pour bien connaitre les formes du toit rocheux. Il a donc été fait dans un premier temps l'hypothèse de formes simplifiées. Les matériaux sédimentaires du lit et le remblai des excavations a été représenté par un matériau granulaire, sans cohésion, de densité identique au matériau réel et de granulométrie réduite selon le facteur d'échelle. Les hypothèses principales prises pour la représentation des matériaux constituant les fonds de la fosse aval sont cependant les suivantes :

- La fraction la plus fine qui pourrait apporter une certaine cohésion n'a pu être représentée, car de trop petites dimensions. Cette hypothèse reste sécuritaire car peut amener à une représentation légèrement exagérée des zones affouillées.
- Le toit rocheux naturel et excavé situé sous le matériau sédimentaire est représenté en matérieu non affouillable (mortier). Cette hypothèse n'est que très peu impactante, car d'une part les excavations descendront jusqu'à atteinte d'un rocher sain et peu fracturé, et d'autre part, l'objectif de l'étude est de ne pas ou très peu atteindre une profondeur d'affouillement telle que le toit rocheux affleure.

Les essais ont été réalisés pour les crues de projet et de sécurité à un débit constant égal au débit de pointe de l'hydrogramme sur une durée de 90 minutes sur modèle, équivalente au temps de base des hydrogrammes de crues définies par l'étude hydrologique du projet, soit 13 heures et 30 minutes en temps réel. Il s'agit encore ici d'une hypothèse sécuritaire prise sur le modèle.

Lors de ces essais, il a été observé que la géométrie convergente du coursier est pénalisante car génère une concentration de la lame d'eau et donc une puissance érosive de jet nettement augmentée ; néanmoins cette configuration permet de limiter les érosions le long des rives bordant la fosse de dissipation. Par ailleurs, le dimensionnement de la cuiller d'éjection (altitude, rayon de courbure et angle de sortie) conduit à une faible inclinaison de la trajectoire au droit de l'impact sur la surface libre de la fosse. Cette forte composante horizontale de la dynamique du jet engendre de ce fait une extension de la zone de dissipation vers l'aval, plus que vers le fond de la fosse. La zone en pied de barrage n'est par ailleurs pas impactée du tout. Ainsi, s'il a bien été constaté un point bas localisé au droit de la zone d'impact, il est également observé le développement d'affouillements secondaires liés aux rouleaux de recirculation apparaissant en aval du point d'impact jusqu'au contre-seuil, ainsi que sur les côtés. Notons également des courants de retour horizontaux le long de chaque rive rocheuse remontant vers le pied aval du barrage, avec des vitesses atteingnant localement 5 m/s environ.

La cote minimale atteinte pour la crue de projet est de 702 masl au droit du point d'impact, soit une profondeur d'érosion maximale locale de 19,50 m (soit 45 m sous le niveau d'eau). Cependant, c'est bien l'ampleur des affouillements liés aux courants de retour tri-dimensionnels fortement turbulents qui posent problème, car ils atteignent la cote 705 masl au contact du contre-seuil aval, le déchaussant ainsi sur une profondeur de 37 m (soit 42 m sous le niveau d'eau). Une telle érosion engendre ainsi à coup sûr la rupture de cet ouvrage en crue ce qui ne permet plus de garantir le maintien du niveau d'eau dans la fosse et risque par conséquent d'entrainer une augmentation des érosions en pied de barrage et potentiellement la destabilisation de ce dernier.

Les études de conception analytiques préalables, basées sur le calcul de la profondeur maximale d'érosion et l'éloignement du point d'impact par rapport au pied aval du barrage, avaient trop peu anticipé les phénomènes 3D amenant au déchaussement du contre-seuil. Le tableau suivant permet ainsi de montrer la variabilité des estimations de profondeurs d'affouillement avec les approches analytiques simples et de les comparer au résultat obtenu par la modélisation physique :

Configuration initiale	Formule de Veronese	Formule de Veronese adaptée par Pinto	Formule de Martins	Formule de Mason [2]	Modèle physique
PMF – Profondeur maximale atteinte	51.6	32.6	29.0	89.5	45 m
PMF – Profondeur atteinte au contact du contre-seuil		Non facilement	anticipable		42 m

 Table 1 : Profondeur d'érosion sous le niveau d'eau aval (m)

E.02 - Evaluation du potentiel d'affouillement des fosses de dissipation en aval de barrages : retours sur la conception du barrage de Janneh et sur l'exploitation du barrage de Yate page 516



Figure 3 : Photos du modèle physique avant/pendant/après la surverse du débit de PMF

2.4.Optimisation sur modèle

Devant cette constatation, il est apparu nécessaire de prévoir un ajustement de conception de l'évacuateur de crues, afin d'annuler, ou au moins de réduire significativement le risque d'érosion auquel est exposé le contre-seuil aval. Au vu de la configuration du site et de l'avancée du chantier au stade des essais sur modèle physique, la forme de la fosse et la position du contre-seuil aval ne pouvaient pas être revues, et le seul ajustement envisageable était la modification des écoulements sur le coursier et la cuiller de l'évacuateur.

Des ajustements successifs de conception ont alors été menés sur le modèle, dans l'objectif d'éclater la lame d'eau avant l'impact dans la fosse, afin d'une part de réduire le débit spécifique à l'impact, et d'autre part de maximiser la dissipation d'énergie par frottement dans l'air. Cette recherche itérative a été menée en faisant d'abord varier la géométrie de la cuiller (remontée de la cuiller de 20 m, cuiller à échancrures (largeur 3700 mm) alternant angles de sortie à 0° et 30°, cuiller à échancrures 0° et 45°). Malgré un éclatement de la lame d'eau nettement amélioré, l'observation des conditions d'écoulement dans la fosse pour chacune de ces itérations a montré que les améliorations n'étaient pas suffisamment importantes pour espérer une réduction des affouillements au droit du contre-seuil aval.



Figure 4 : Lame d'eau éclatée grâce à la mise en place d'une cuiller à échancrures

La recherche de solution s'est ensuite orientée vers la dissipation d'énergie par impact aérien entre 2 lames d'eau, inspiré du principe de « jets croisés » initialement décrit par Lencastre [3] et ayant fait l'objet de recherche détaillée par Pagliara [4] (voir figure ci-dessous).



Figure 5 : Principe des jets croisés (Lencastre)

Selon ce principe, la recherche itérative a mené à disposer 4 blocs sur le coursier dans les axes des passes du seuil, à la cote 815 masl, soit immédiatement au dessus des aérateurs. Ces blocs ne sont pas sans rappeler les « splitters » du Colonel Robert, mis en place sur de nombreux barrages en Afrique du Sud, tels que les barrages de Vanderkloof (précédemment P.K. Leroux) et de Gariep (précédemment Hendrick Verwoerd) [5]. Notons que la fonction hydraulique visée ici est à la fois d'éclater la lame d'eau déversée (principe des splitters du Colonel Robert), mais également de chercher à croiser les jets au dessis de la fosse, afin d'optimiser la dissipation.



Figure 6 : Evacuateurs de crues des barrages de Vanderkloof et Gariep (Afrique du Sud) et application sur le modèle

D'une largeur de 4,00 m et d'une longueur de 5,80 m, ces blocs présentent une face supérieure profilée selon une cuiller d'angle 15°. Les queues des piles du pont sont profilées en pointe afin de réduire les gerbes d'eau observés en configuration initiale au point de jonction des écoulements passant de part et d'autre. La cuiller basse reste inchangée par rapport à la dernière optimisation menée, à la cote 795 masl, équipée d'échancrures alternant les angles de sortie 0° et 45°.

Cette géométrie novatrice a apporté des résultats tout à fait intéressants, avec un impact aérien entre d'une part les 4 lames d'eau issues des 4 blocs et d'autre part les lames d'eau issues de la cuiller à échancrures. Ce croisement des jets dissipe ainsi une partie de l'énergie et fait chuter l'écoulement dans la fosse de façon plus verticale et moins éloignée du barrage. Le comportement hydraulique s'avère satisfaisant sur une large gamme de débits avec : pour les faibles déversements, une trajectoire issue des blocs suffisamment longue pour ne pas toucher la cuiller basse ; pour le débit de projet, des jets qui se croisent de façon efficace du fait de l'étalement transversal des lames d'eau issues des blocs ; pour le débit de sécurité (PMF), des jets croisés tout aussi efficaces, avec l'apparition de gerbes d'eau au droit de la cuiller basse, issues de la réunion des écoulements passant de part et d'autre des blocs. Ce phénomène visible sur la photographie ci-dessous, pouvant être le siège de fluctuations de pression, la dent située dans la cuiller dans l'axe de chacun des blocs supérieurs est enlevée. Les dents restantes dans la cuiller seront conçues en grandeur nature avec un biseau des parois latérales de façon à réduire le risque de décollement des lignes de courant et donc de cavitation.

Les blocs initialement positionnés dans les axes des passes latérales ont été supprimés afin de ne pas déverser latéralement sur le parement aval non déversant du barrage. Il se développe de ce fait une trajectoire inchangée de part et d'autre des jets croisés centraux (voir photo ci-dessous). Notons également que les faces latérales et aval des 4 blocs situés sur le coursier seront équipées d'évents raccordés à la galerie transversale de l'aérateur, afin d'éviter la formation de poches de dépression, pouvant être la source de cavitation.



Figure 7 : Ecoulements sur le coursier en configuration optimisée pour crue de projet et crue de sécurité

En termes d'affouillements, l'effet bénéfique de cette optimisation de conception est net, avec une très forte réduction des profondeurs d'affouillement dans la zone d'impact, mais également sur toute la zone aval de la fosse, au contact du contreseuil aval. Cette différence est visible sur la photographie ci-dessous, en comparaison de celle de la figure 9. Dans la configuration retenue, le contre-seuil aval n'est affecté par aucun affouillement pour la crue de projet. Pour la crue de sécurité, l'affouillement est quasi-nul sur la partie centrale et atteint très localement une profondeur de 12 m contre l'appui rocheux rive gauche (soit 18 m sous le niveau d'eau), versus un affouillement généralisé atteignant 37 m en configuration initiale (soit 42 m sous le niveau d'eau). Ainsi, cette nouvelle configuration (cuiller à 0°, avec tronçons de 3100 mm de large à 45° axés sur les 5 piles du seuil et sur les 2 passes d'extrémité) permet de réduire entre 57 % et 100 % les affouillements le long du contre-seuil aval. Notons ici que les résultats obtenus pour la crue de projet montrent une absence complète d'affouillement au contact du contre-seuil, garantissant ainsi son intégrité.



Figure 8 : Résultats d'affouillements en configuration optimisée suite aux crue de projet (à gauche) et crue de sécurité (à droite)



Figure 9 : Profil en long de la fosse de dissipation après transit du débit de PMF – Configuration initiale et configuration optimisée

E.02 - Evaluation du potentiel d'affouillement des fosses de dissipation en aval de barrages – retours sur la conception du barrage de Janneh et sur l'exploitation du barrage de Yate

2.5.Conclusion

Si des formules empiriques plus ou moins simplifiées constituent un premier outil utile pour l'estimation de la profondeur maximale possible des affouillements, le développement tri-dimensionnel des érosions dans la fosse en aval d'un évacuateur en saut de ski est un phénomène qu'il ne faut pas négliger, mais qui ne peut être abordé en détails que par la modélisation hydraulique 3D, et en particulier par le modèle réduit. La modélisation numérique 3D, intéressante pour accéder de manière fine à toutes les variables de l'écoulement, aurait également pu être utilisée ici, mais elle manque encore de retour d'expérience pour les phénomènes hydrauliques mêlant très fortes vitesses, entrainement d'air et fonds mobiles soumis à une forte turbulence.

L'exemple du projet du barrage de Janneh constitue un exemple remarquable de l'intérêt de cette modélisation 3D, car la trajectoire de la lame d'eau déversée certes est suffisamment longue pour ne pas menacer directement le pied du barrage, mais elle vient générer un affouillement innacceptable au contact du contre-seuil aval, dont la fonction du maintien du niveau d'eau aval est particulièrement importante. Son déchaussement lors des crues pourrait en effet être à l'origine d'un risque de destabilisation du barrage. C'est par un travail d'optimisation itératif sur modèle physique que la conception de l'ouvrage a évolué pour aboutir à une configuration de coursier innovante réduisant les profondeurs atteintes sur l'ensemble de la fosse, mais surtout annulant les creusements générés au contact du contre-seuil aval, ce qui garantit sa pérennité ainsi que celle du barrage.

3. L'EVOLUTION DU CREUSEMENT DE LA FOSSE DU BARRAGE DE YATE

3.1.Présentation de l'aménagement

Le barrage de Yaté est exploité par ENERCAL depuis sa mise en eau en 1958. Ce barrage constitue la plus importante source de production hydro-électrique de Nouvelle-Calédonie en créant une retenue de plus de 300 hm³ qui est turbinée par une usine de 68 MW en bord de mer.

L'ouvrage de fermeture de la vallée est constitué de plusieurs ouvrages de types différents. L'ouvrage principal est un barrage voûte en béton, d'une hauteur d'environ 57 m et 200 m d'ouverture. Cette voûte mince (9 m d'épaisseur en pied et 2.5 m en crête) s'appuie directement sur le rocher de la rive droite tandis qu'elle s'appuie sur un ouvrage poids en béton en rive gauche pour pallier l'absence d'appui rocheux en rive gauche. Cet ouvrage d'environ 45 m sur fondation, constitue ainsi la culée rive gauche de la voûte mais accueille aussi l'évacuateur de crues, constitué de 3 vannes segment de surface, dont le débit est rejeté dans une fosse de dissipation qui s'est creusée à l'aval de l'ouvrage.

Enfin, pour terminer la coupure en rive gauche, le barrage comporte encore deux ouvrages. Le premier est un barrage à contrefort de 28 m de hauteur maximale et 143 m de longueur. Le second est un barrage en enrochements d'environ 17 m de hauteur maximale et 210 m de longueur.

L'évacuation des crues est réalisée au moyen des 3 évacuateurs de surface constitués de seuils Creager obturés par des vannes de 15 m x 14.5 m (l x h), ainsi que par deux vidanges de fond traversant la voûte. La débitance maximale de l'ouvrage est alors d'environ 6 300 m³/s à RN (cote 160) et 6 900 m³/s à PHE (cote 161).



Figure 10 : Vue générale du barrage et détail de l'évacuateur de crues

3.2. Historique des crues

Du fait du régime de crues cyclonique, le barrage de Yaté a souvent été le siège de déversements avec des débits régulièrement supérieurs à 1000 m³/s, ainsi qu'une pointe à plus de 5000 m³/s. Il en a résulté la formation d'une fosse d'érosion aval, d'ampleur significative puisqu'elle atteint aujourd'hui plus de 40 m de profondeur et presque 200 000 m³ de matériaux excavés. L'exploitant ayant procédé à des bathymétries en 3 dimensions en 1992, 2001, 2010 et 2014, nous disposons de données particulièrement intéressantes concernant l'évolution d'une fosse au gré des débits déversés. Nous disposons aussi des résultats sur modèle physique, réalisé en 1957 par EDF à une échelle de 1/75, qui comportait un fond mobile. L'objectif de cette modélisation par fonds mobiles était d'étudier qualitativement, l'influence de diverses formes de coursier et de bajoyer sur l'affouillement. Nous avons pu reconstituer que la durée de déversement simulée était de l'ordre de 10 h (prototype), et le diamètre de l'ordre de 1 cm modèle. Le matériau sur modèle, non cohésif, était donc peu adapté pour représenter les fonds rocheux, mais l'objectif principal du modèle était la vérification de la débitance et l'objectif secondaire était une comparaison relative de l'érosion en fonction des différentes géométries testées .L'ouvrage est aussi équipé de vidanges de fond qui peuvent être sollicitées en crues et qui sont à l'origine du creusement d'une fosse secondaire de moindre importance.



Figure 11: Vue des fosses modèle physique (à gauche) et dernière bathymétrie à droite

L'analyse détaillée des rapports de crues du barrage a permis de reconstituer l'historique des déversements du barrage (évacuateur de surface ou de fond). Les figures ci-dessous reproduisent l'ensemble des évènements (débit de pointe/volume déversé par l'évacuateur de surface) ainsi que le cumul des heures de fonctionnement de l'évacuateur de crues de surface à débit donné. Les données sont traitées par période comprise entre deux bathymétries (vert = avant 1992, rouge=avant 2001, bleu=avant 2010, jaune=avant 2014). La période entre 1992 et 2001 ne présente par grand intérêt car aucun débit significatif n'a été atteint (moins de 1500 m³/s), et aucune érosion n'a été constatée dans la fosse.



Figure 12 : Déversements au barrage et heures de fonctionnement cumulées à une date donnée

3.3.Comparaison de la forme de la fosse

Le terrain qui compose la zone de réception du jet de l'évacuateur de crue est constitué de péridotites et a déjà fait l'objet de publication pour d'autre raisons [6]. On peut considérer que c'est une masse rocheuse avec une fracturation assez intense mais peu ordonnée (pas de direction privilégiée), ayant tout de même des caractéristiques mécaniques d'assez bonne qualité, avec un indice d'érodabilité de 600 à 6000 suivant les zones (failles ou rocher sain). Les matériaux excavés se sont peu déposés à l'aval et n'ont donc pas eu une influence majeure sur les niveaux aval au barrage.



Figure 13 : Comparatif sur une coupe dans l'axe de la passe centrale et coupe transversale au plus profond

Les coupes présentées permettent de tirer les conclusions suivantes. La forme de la fosse telle que déterminée sur le modèle physique ne correspond pas à la réalité. D'après le modèle, la fosse aurait du être plus ou moins centrée sur le point d'impact du jet, tandis que sur le prototype elle est située intégralement en aval du point d'impact du jet, la lame inférieure du jet tangentant le talus amont de la fosse. D'après le modèle, la fosse aurait du être plus étendue et moins profonde. La pente amont de la fosse est de l'ordre 1.5 à 2 V/1H. On met ici en évidence qu'un matériau granulaire sur modèle réduit ne peut représenter fidèlement la stabilité des talus de la fosse car les similitudes des angles de frottement et cohésion ne sont pas respectées.

Etant donné que l'angle du jet avec le plan d'eau lors de l'impact est d'environ 30° (proche de l'horizontale), il semble ne pas s'opérer de recirculation vers l'amont, et seul un rouleau à l'aval est entretenu. Le modèle numérique réalisé récemment (avec la dernière bathymétrie) confirme cette absence de recirculation, ce qui peut expliquer les écarts entre le modèle et la réalité. Par ailleurs, l'absence de cohésion pour le fond mobile du modèle réduit explique aussi les écarts car il représente mal le fond rocheux du barrage de Yaté.



Figure 14 : Coupe dans l'axe du modèle numérique 3D (vitesses en m/s). Une seule recirculation en aval de l'impact du jet

L'évolution temporelle de la forme de fosse montre que la forme reste plus ou moins similaire, avec un creusement généralisé qui suit l'évolution du fond de la fosse. On note toutefois que la fosse ne progresse pas vers l'amont, donc sans risque d'érosion régressive pour la stabilité des ouvrages.

3.4.Comparaison biblio-réel et influence du temps

De nombreuses formules empiriques existent dans la littérature pour prédire la profondeur de la fosse. La revue de 2003 par Bollaert [7] met en évidence le large éventail de formules disponibles et leur dépendance aux paramètres en entrée. Concernant le cas précis de Yaté, on peut aussi se référer aux formules comparées dans la publication de Oukid en 2017 [8]. En revanche, ces formules ne tiennent pas compte de la durée de déversement.

Le débit maximal historique (5000 m³/s) a été déversé avant la bathymétrie de 2010. Entre 2010 et 2014, aucun débit supérieur à 3700 m³/s n'a été déversé, pourtant le creusement de la fosse s'est pousuivi sur cette période (8 m de plus). On peut l'expliquer par le fait qu'entre 2010 et 2014, l'évacuateur a fonctionné environ 10 heures entre 3000 et 3500 m³/s, ce qui revient à doubler le temps de fonctionnement sur cette plage de débit. A titre de comparaison, l'évacuateur a atteint les 5000 m³/s seulement pendant 1h30, et 4000 m³/s pendant 5 heures. Cette constatation permet de supposer qu'une ou deux heures ne permet pas d'atteindre la profondeur ultime d'affouillement.



Figure 15 : Evolution de la fosse fonction de différents débits caractéristiques

La confrontation des relevés en fonction simplement du débit maximal instantané montre une évolution incohérente. En revanche, si l'on considére le débit moyen pendant les 24 h au plus fort débit, on peut retrouver une tendances conforme à la bibliographie. On arrive ainsi à tenir compte non plus de la puissance maximale instantanée, mais on arrive à faire intervenir le paramètre temps, et donc être aussi représentative de l'énergie dissipée.

Il subsiste cependant un doute sur la bonne estimation du niveau de creusement de la fosse après l'épisode le plus fort (en 1996), car cet épisode a été très intense mais les déversements ont été brutalement stoppés après la pointe de crue. Il a fallu attendre 2011 pour que des débits supérieurs à 1500 m³/s soient déversés. Il est probable que le massif rocheux ait été érodé et endommagé lors de cet événement mais que les débits ultérieurs n'aient pas été soutenus assez longtemps pour évacuer les matériaux, faussant alors les bathymétries de 2001 et 2010. On pourrait donc sous-estimer la profondeur de la fosse suite à l'évènement de 1996.

Pour les formules qui font appel à la granulométrie de la fondation, la valeur est difficile à estimer pour une fondation rocheuse, et l'on a retenu ici une valeur de 2 m qui semblait donner la meilleure correspondance et qui ne semble pas absurde étant donné le caractère rocheux. De manière générale, la formule qui semble la plus adaptée à ce cas précis serait celle de Veronese ou de Mason, en considérant un débit caractéristique comme la valeur moyenne pendant les 24 heures avec le fonctionnement le plus intense de l'évacuateur de crues.

On peut citer le travail sur modèle réduit de Heng en 2012 [8], mettant en évidence la cinétique du creusement de fosse sur un modèle réduit avec fond mobile cohésif. D'après ce travail sur modèle réduit, la constante de temps associée au creusement d'une fosse serait de l'ordre de la dizaine d'heures ce qui semble compatible avec les conclusions tirées ici, néanmoins il est difficile d'en tirer des généralités tant la cinétique est dépendante des conditions hydrauliques ainsi que du terrain.

3.5.Conclusion

Le barrage de Yaté dispose d'un évacuateur de crues de dimensions conséquentes, mettant en jeu des puissances importantes, et qui est fréquemment en fonctionnement, ce qui est assez rare pour un barrage de type capacitif en Europe. Le suivi du creusement de cette fosse d'érosion au moyen de bathymétries, ainsi que la comparaison avec le modèle physique réalisé lors du projet, permet de tirer divers enseignements. Le modèle n'a pas permis de représenter fidèlement la géométrie et la position de la fosse, en prévoyant une fosse plus large et moins profonde, mais aussi plus près du barrage. Cela ne remet pas en cause les apports du modèle réduit qui avait notamment permis d'optimiser les formes de l'évacuateur pour assurer la dissipation d'énergie. Le modèle physique n'avait d'ailleurs pas pour ambition de représenter fidèlement l'érosion et aucun travail particulier n'avait été effectué pour se rapprocher au mieux des conditions réelles en travaillant en similitude pour ces phénomènes là.L'angle d'impact du jet avec le plan d'eau aval semble jouer un rôle particulièrement fort dans la non apparition de courants de recirculations qui auraient probablement entraîné l'extension de la fosse vers l'amont.

Le second enseignement, concerne l'évolution temporelle de la fosse. D'après cet exemple précis, il semble qu'il faille considérer non pas le débit maximum déversé, mais probablement un débit caractéristique sur une période de l'ordre de quelques heures à 10 ou 20 heures afin de pouvoir relier les dimensions de la fosse au débit déversé de l'évacuateur. De cette manière, on arrive à considérer à la fois puissance et énergie et non pas seulement puissance (débit maximum) ou énergie (volume déversés).

Cette considération devrait être prise en compte dans les diagnostics de surêté des ouvrages, afin de ne pas conclure trop hâtivement à la stabilisation d'une fosse qui aurait supporté des débits importants mais sur de courtes durées. A l'inverse, dans le cadre de la conception d'aménagements neufs, susceptibles de supporter des crues de forte intensité mais de courte durée, les estimations des dimensions des fosses pourraient être sur-estimées par les méthodes traditionnelles.

4. SYNTHESE GLOBALE

Les phénomènes d'affouillement en aval des évacuateurs de crues à saut de ski sont générés par des écoulements rapides, turbulents et tridimensionnels et dépendent de nombreux paramètres, en particulier les conditions hydrauliques (débit, hauteur de chute, mais aussi configuration du jet ou des jets : concentration, trajectoire, inclinaison, ...), topographiques et géologiques. De par cette complexité, l'étendue en plan et la profondeur des érosions sont souvent difficiles à appréhender, au-delà des formules analytiques semi-empiriques habituelles.

Les 2 retours d'expérience présentés ici illustrent l'intérêt que représentent les modélisations hydrauliques 3D, numérique ou physique, notamment pour l'optimisation de la dissipation d'énergie de l'écoulement avant l'impact dans la fosse, mais également pour l'évaluation de l'évolution des fonds sur le long terme, bien que la modélisation fait nécessairement appel à des hypothèses pouvant parfois altérer les résultats (notamment la représentation des caractéristiques mécaniques d'un matériau rocheux).

Enfin, l'étude de l'historique des crues au barrage de Yaté rappelle l'importance à la fois de la tenue d'un registre d'exploitation complet (permettant de tracer les durées et intensités des déversements) et du suivi régulier de l'évolution bathymétrique au pied aval de l'évacuateur, afin de permettre une analyse a posteriori des mécanismes d'érosion.

5. REFERENCES

[1] : Hydraulic Design Spillway EM1110-2-1603 USACE

[2] : Free Jet Scour Below Dams and Flip Buckets, Mason, P.J., and K. Arumugam, ASCE Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 111, No. 2, 1985

[3] : Etat des connaissances sur le dimensionnement des évacuateurs de crue de barrages, La Houille Blanche n°1, 1985

[4] : Pagliara et al., Scour process due to symmetric dam spillways crossing jets, IAHR, 2011

[5] : Bulletin 58 ICOLD, Evacuateurs de crues de barrages, 1987

[6] : Les déformations différées de la fondation à l'origine des déplacements irréversibles du barrage de Yaté, T.Pinchard, E.Bourdarot, G.Castanier, R.Jarlan, Colloque CFBR Fondation des barrages, 2015,

[7] : Scour of rock due to the impact of plunging high velocity jets Part I: A state-of-the-art review, E.Bollaert & A.Schleiss, JHR, 2003

[8] : Plunge Pool Physical models : Challenges and cases study, Y.Oukid, G.Barsse, J.C Girard & F.Ferranti, HYDRO, 2017.

[9] : Analysis of plunge pool scour hole formation below a chute spillway with flip bucket using a physical model, S.Heng, T.Tingsanchali & T.Suetsugi, ASEAN Engineering journal part C vol 1, 2012

ETUDE DU POTENTIEL D'EROSION DU CHENAL EN AVAL DES VANNES DE FOND DU BARRAGE DE PETIT-SAUT PAR APPLICATION DES CRITERES EGSI ET RMEI

Scour assessment of the Petit-Saut dam bottom outlet channel following eGSI and RMEI criteria

Anaïs FAIVRE, Benoit BLANCHER, Florence LAFON

EDF-CIH, 4 allée du Lac de Tignes, 73290 La-Motte-Servolex, France anais-an.faivre@edf.fr ; benoit.blancher@edf.fr ; florence-c.lafon@edf.fr

Thierry LETURCQ

EDF-CEIDRE, 905 avenue camp de Menthe, 13095 Aix-en-Provence, France thierry.leturcq@edf.fr

MOTS CLEFS

Erosion, évacuateur de fond, indice d'érodabilité, puissance de dissipation hydraulique, modèle numérique 3D, FLOW-3D

KEY WORDS

Scour, bottom outlet, rock mass index, stream power dissipation, 3D numerical model, FLOW-3D

RÉSUMÉ

Les vannes de fond du barrage de Petit-Saut (Guyane) ont évacué des crues importantes, notamment une crue centennale au printemps 2000. Les récentes inspections bathymétriques ont révélé une érosion marquée du chenal rocheux en aval du radier en béton de cet évacuateur de crues. Afin de caractériser l'évolution potentielle de l'érosion à l'avenir et évaluer les risques éventuels pour la stabilité des structures de l'aménagement, EDF a mené une étude en appliquant la méthode proposée par S. Pells en 2016 [1].

Cette méthode d'évaluation du risque d'érosion en aval des évacuateurs de crues repose sur la caractérisation de l'érodabilité du massif rocheux et des conditions hydrauliques d'évacuation des crues. Le risque d'érosion est alors déduit à partir de l'abaque puissance dissipée - indice d'érodabilité proposé par S. Pells. Cet abaque définit 5 classes d'érosion à partir de 118 références provenant de 26 évacuateurs de crues de barrages en Australie, Afrique du Sud et Etats-Unis.

Les résultats confirment que la fosse d'érosion observée correspond à une fondation rocheuse dont l'érodabilité est avérée quelle que soit la puissance à dissiper. En revanche, le massif rocheux au plus près du radier de l'évacuateur de fond sur environ 15 mètres, qui est très compact et sain, présente une érodabilité qualifiée de négligeable à faible. Une érosion régressive vers le radier de l'évacuateur de crues du barrage semble donc très peu probable.

ABSTRACT

The Petit-Saut dam bottom outlet (Guiana) released important discharges, especially during a 100-year flood in spring 2000. Recent bathymetric surveys revealed that important erosion occurred in the bottom outlet channel, downstream of the concrete slab. In order to assess the evolution of scour and to anticipate potential damages to the facility, EDF undertook a study following the scour assessment method developed by S. Pells.

This method of assessment of scour risks in spillways is based on the assessment of both rock mass scour vulnerability and hydraulic conditions during flow releases. The scour vulnerability of the channel is then deduced using the comparative chart as published in S. Pells thesis [1]. This chart was set using 118 references from 26 dam spillways in Australia, South Africa and USA. A rock mass index is used to compare rock conditions, the unit stream power dissipation is used to compare hydraulic conditions and 5 erosion classes are defined.

The results confirm that the observed scour hole corresponds to a rock mass which is highly vulnerable to erosion. In constrast, the rock mass immediately downstream of the concrete slab, which is a fresh and competent granite, is expected to be subject to negligible to minor erosion. A large erosion undercutting the spillway slab seems to be unlikely.

1. INTRODUCTION

Un phénomène d'érosion en aval de l'évacuateur de fond du barrage de Petit-Saut (Guyane) a été mis en évidence par les récentes bathymétries, réalisées en 2014 et 2017. Cette érosion concerne à la fois le fond du chenal en aval du radier béton et les deux rives (mur bajoyer en rive droite et musoir en enrochements en rive gauche).

Une étude de caractérisation du risque d'érosion en aval a été réalisée en 2018 et 2019 par EDF. L'objectif de cette étude est d'évaluer si l'érosion est susceptible de se poursuivre et d'engendrer des dommages aux ouvrages, afin de prévoir le cas échéant une stratégie de protection. Pour cela, la méthode proposée par S. Pells [1] a été appliquée. Cette méthode permet de définir un degré d'érosion attendue à partir de l'évaluation de l'érodabilité du massif rocheux d'une part, et de l'évaluation de la puissance hydraulique dissipée lors du fonctionnement de l'évacuateur d'autre part. Cette méthode a été privilégiée par rapport à celle proposée par Annandale. En effet, la méthode de S. Pells est plus adaptée aux écoulements tangentiels. De plus, la détermination de l'indice eGSI semble plus robuste que celle de l'indice de Kirsten. L'approche permet en outre de définir des niveaux d'érosion, contrairement à l'approche binaire d'Annandale définissant un seuil d'érosion.

Cet article présente l'historique des sollicitations de l'évacuateur ainsi que l'érosion observée. Il détaille ensuite les études géologiques et hydrauliques réalisées ainsi que l'évaluation de l'érosion attendue résultant de ces deux analyses.

2. PRESENTATION DE L'OUVRAGE

Le barrage de Petit Saut est situé à 60 km de l'embouchure du fleuve Sinnamary en Guyane française. L'aménagement a été mis en service en 1994 (début de mise en eau).

Le barrage est de type poids en béton compacté au rouleau, complété par 6 digues annexes en terre et enrochements. Le barrage a une épaisseur en crête de 8 m, une longueur en crête de 740 m et une hauteur maximale de 45 m sur terrain naturel. La crête du barrage est à l'altitude 37 m NGG (digues annexes à 38 m NGG). L'usine hydroélectrique, située en rive droite de l'aménagement, est équipée de 4 groupes Kaplan identiques (débit 110 m³/s par groupe).

L'évacuation des crues est réalisée par l'intermédiaire de trois ouvrages :

- un évacuateur de fond, comprenant 3 pertuis vannés, dont le débit maximal total est de 3045 m³/s sous la cote des plus hautes eaux (PHE) de 36.50 m NGG,

- un déversoir de surface, seuil à écoulement libre situé en rive gauche de l'évacuateur de fond (séparation par un musoir en enrochements), à la cote de retenue normale (RN) de 35 m NGG, d'une largeur de 60 m et capable d'évacuer un débit de 240 m³/s sous la cote des PHE,

 - un clapet de surface de largeur 10 m, de cote de seuil 30.50 m NGG et capable d'évacuer un débit maximal de 344 m³/s sous la cote des PHE.

Figure 1: Vue en plan du barrage et de ses organes

Figure 2 : Photo de l'aménagement de Petit-Saut vu de l'aval

L'évacuateur de fond comprend trois pertuis avec une section au droit de la vanne de réglage aval de 7 m de largeur x 6,7 m de hauteur dont le seuil est calé à la cote 0,20 m NGG (Figure 3). Les pertuis sont numérotés de 1 à 3 de la rive droite vers la rive gauche. Chaque pertuis est équipé de deux vannes wagon en série (écartement de 4 m) : la vanne amont de garde ou de sécurité, ouverte en exploitation normale, et la vanne aval de réglage. Le radier béton s'étend sur une longueur d'environ 46 m en aval de la vanne de réglage aval.

En aval de l'évacuateur de fond, le chenal présente une largeur de l'ordre de 26 m. Cette largeur est constante jusqu'à l'extrémité du mur bajoyer rive gauche (à environ 20 m en aval de l'extrémité du radier béton) puis augmente, notamment avec l'affouillement du musoir rive gauche. Le fond du chenal était sensiblement plat à l'origine, calé à la cote 0 m NGG environ

Le mur bajoyer rive droite en aval de l'évacuateur de fond, retenant le remblai rive droite, présente une longueur d'environ 90 m en aval de l'extrémité du radier béton et une altitude en crête de 12.5 m NGG.

Figure 3 : Coupe transversale dans l'évacuateur de fond (figure de gauche) Figure 4 : Photo de l'évacuateur de fond (à gauche) et de l'évacuateur de surface (à droite), vus de l'aval (figure de droite)

3. HISTORIQUE DES SOLLICITATIONS DE L'EVACUATEUR ET EVOLUTION DE L'EROSION

3.1 Crues évacuées par les pertuis de fond et gestion des ouvertures

Le tableau ci-après (Figure 5) est une synthèse des crues ayant nécessité la mise en application de la consigne de crue depuis la mise en eau de l'aménagement. Les différentes données (débits maximaux des différents organes, cotes maximales atteintes en retenue...) sont issues des rapports de crue fournis par l'exploitant.

Date	Débit entrant instantané maximal (m ³ /s)	Débit sortant maximal (m ³ /s)	Débit turbiné maximal (m ³ /s)	Débit EVC maximal (m ³ /s)	Q _{VDF1} max (m ³ /s)	Q _{VDF2} max (m ³ /s)	Q _{VDF3} max (m ³ /s)	Q _{déversoir} max (m ³ /s)	Q _{clapet surface} max (m ³ /s)	Cote maximale atteinte en retenue (m NGG)
14 au 16 avril 2000	3000 (sur 4h)	2032	302	1766	638	494	634	0	0	34.49
17 au 21 mai 2000	2500 (sur 4h)	2079	293	1786	875	638	273	0	0	34.45
4 juin 2002	1289 durant 30 min	631	322	352	170	182	0	0	0	34.98
6 au 10 avril 2012	1925	1375	418	1055	435	620	0	0	0	34.79
8 au 19 juin 2015	1409 (sur 4h)	1281	430	910	0	332	576	2	0	35.08
16 mai au 13 juin 2017	2007 (sur 4h)	1313	436	942	0	453	519	3.53	0	35.09
juin 2018 (3 au 14 ?)	1118 (sur 4h)	891	447	485	0	0	485	2	0	35.06

Figure 5 : Bilan des crues ayant nécessité l'application de la consigne de crue

Ce tableau témoigne des différentes pratiques dans la gestion de l'ouverture des pertuis de fond en crue :

- Lors de la forte crue d'avril 2000, les pertuis ont été ouverts de façon quasiment symétrique. A partir de mai 2000, le pertuis rive gauche a été très peu sollicité, probablement pour éviter d'aggraver l'érosion du musoir en rive gauche.

- Depuis 2015, les ouvertures rive gauche ont été privilégiées afin d'éviter d'aggraver les affouillements à proximité du mur bajoyer rive droite.

3.2 Evolution de l'érosion en aval de l'évacuateur de fond

Lors de la mise en service du barrage de Petit-Saut en 1994, le chenal en aval des évacuateurs de fond du barrage de Petit-Saut était en théorie plat à la cote 0 m NGG. Les levés bathymétriques de novembre 2014 et novembre 2017 montrent les évolutions du chenal en aval de l'évacuateur de fond après une vingtaine d'années d'exploitation et l'évacuation de crues conséquentes. Ces levés couvrent la zone des 120 premiers mètres en aval des évacuateurs de fond et de surface.

Les conclusions du levé bathymétrique de 2014 (Figure 6) sont les suivantes :

- La présence de fosses transversales suivant les lignes de fracture du rocher, dont la profondeur maximale est de – 8 m NGG (en bleu sur la vue 3D, Figure 6) le long du bajoyer rive droite, à environ 30 m du radier ;

- La présence d'une fosse d'érosion le long du mur bajoyer rive droite, avec disparition partielle ou totale des matériaux de blocage et la présence de sous-cavages sous le mur bajoyer rive droite ;

- Une érosion du talus en enrochements côté rive gauche, les matériaux érodés étant présents en rive gauche au pied du talus (ce talus est visible sur la Figure 4, en rive gauche de l'évacuateur de fond).

L'inspection et le levé bathymétrique de 2017 montrent que, avec des ouvertures préférentielles coté rive gauche, et malgré l'évacuation de débits de l'ordre de 900 m³/s, le fond du chenal en aval de l'évacuateur de fond a peu évolué depuis la dernière bathymétrie en 2014. Il semble que les matériaux présents en 2014 en rive gauche au pied du musoir, et provenant de l'érosion de celui-ci, aient été déplacés vers la rive droite, certainement dû aux ouvertures préférentielles du pertuis rive gauche, générant les courants de la rive gauche vers la rive droite. Ces déplacements de matériaux seraient à l'origine d'un comblement partiel de la fosse la plus profonde en rive droite observée en 2014.

Figure 6 : Comparatif photo de construction (1994) à droite / Bathymétrie de 2014 à gauche

4. CARACTERISATION DE L'ERODABILITE DU CHENAL EN AVAL DE L'EVACUATEUR DE FOND

L'analyse géologique est réalisée à partir des données d'archives disponibles (photographies et descriptions géologiques) résultant de l'ouverture des fouilles à la construction du barrage et à partir des derniers levés bathymétriques. Ces données couvrent uniquement la zone de la fouille de l'évacuateur de fond et aucune information de ce type n'est disponible en aval de la bêche aval du radier. En effet, la zone concernée est en permanence noyée et sa mise hors d'eau nécessiterait des moyens conséquents. Elle n'a donc pas pu faire l'objet d'observations directes récentes.

4.1 Description géologique de la fondation de l'évacuateur de crues

Le barrage de Petit-Saut est fondé sur des granites, de faciès d'altération G1 au minimum (granite avec début d'altération dans la masse). Sur le site des fouilles, une formation meuble est également mise en évidence, constituée de granite altéré en gore et légèrement latérisé. Au sein de cette formation, des boules de granite moins ou non altérées, de tailles variables (décimétriques à plurimétriques) sont présentes. Au niveau des fouilles du barrage, les faciès fortement altérés ont été décapés, à l'époque de la construction du barrage, lorsqu'ils ont été rencontrés. Au-delà de la zone de fouille, c'est-à-dire au-delà de l'emprise de la dalle de l'évacuateur de fond, le gore et les faciès d'altération n'ont pas été décapés.

Les principales familles de discontinuités affectant le massif rocheux au droit du barrage sont les suivantes :

- Famille A, de pendage subhorizontal, structurant le granite en dalles dans la tranche « superficielle » du massif rocheux. Elle est à l'origine du phénomène de desquamation du granite et de l'altération en « pelures d'oignon ». La fréquence de ces fractures diminue avec la profondeur et elles n'existent la plupart du temps plus au-delà d'une dizaine de mètres. Au droit de l'évacuateur de fond, un niveau de rocher sain a été atteint.

- Famille B, fractures orientées de rive à rive au niveau du chenal de l'évacuateur de fond et de pendage entre 55 et 70°. Il s'agit de la famille de fractures la plus représentée à l'échelle du site.

- Famille C, fractures approximativement orientées amont/aval au niveau de l'évacuateur, à pendage subvertical. Leur densité est relativement faible.

4.2 Définition des différentes qualités de massif rocheux

A partir de la description géologique réalisée au précédent paragraphe, les 3 classes de qualité de massif rocheux suivantes sont définies. Elles sont illustrées dans la Figure 7.

- MR1 : Massif rocheux caractérisé par une zone de faille. Le granite est très fracturé et profondément affecté par l'altération météorique. Le MR1' correspond à un faciès de forte altération dans la masse ;

- MR2 : Massif rocheux relativement fracturé mais sain ;
- MR3 : Rocher sain et compact à massif.

Remarque : Le MR3' représente la frange légèrement plus fracturée et décomprimée du MR3.

Figure 7 : Massif rocheux au droit du parement rive gauche et définition des 3 classes de qualité de massif rocheux

Ces qualités de massif rocheux correspondent aux fouilles de l'évacuateur de fond, zone où la géologie a fait l'objet d'observations et de mesures précises et est donc bien connue. Les zones de massif rocheux ayant subi les érosions les plus importantes sont situées environ 40 m en aval de la zone de fouille et n'ont donc pas fait l'objet d'une description permettant d'en établir un modèle géologique précis.

Toutefois, sur la base du modèle géologique de la zone de fouille sous l'évacuateur et de l'imagerie issue des bathymétries de 2014 et 2017, des hypothèses quant à la qualité des massifs rocheux du chenal en aval de l'évacuateur de fond sont réalisées.

Il semble que la zone de la fosse d'érosion principale montre de fortes analogies d'organisation de la fracturation avec la zone où est défini le massif rocheux MR1 (Figure 8). A partir de ces analogies, la similitude géologique de la zone maintenant érodée avec la zone de la Figure 7 représentant le MR1 peut être envisagée de manière crédible :

- les objets structuraux impliqués sont de même attitude et probablement de même nature,

- l'échelle de la zone faillée sur laquelle le MR1 est défini est équivalente à celle de la fosse d'érosion,

- la frange de granite très affecté par l'altération ne semble pas se poursuivre au-delà de 8 à 10 m de profondeur sur la Figure 7, ce qui équivaut à la profondeur maximale de la fosse d'érosion en aval de l'évacuateur.

Figure 8 : Superposition de la bathymétrie de 2014 et des informations du levé géologique

A partir des éléments de comparaison précédents, la Figure 9 ci-dessous illustre l'hypothèse qui est réalisée sur la distribution des qualités de massifs rocheux au droit de l'évacuateur de fond et de son chenal aval (Figure 9) :

Figure 9 : Cartographie des qualités de massifs rocheux selon les hypothèses réalisées

4.3 Détermination des indices d'érodabilité du massif rocheux

La sensibilité intrinsèque du massif rocheux à l'érosion est évaluée à partir des deux indices eGSI et RMEI B proposés par S. Pells [1]. Ces deux méthodes sont appliquées sur les fouilles de l'évacuateur, dans une zone où la géologie a fait l'objet d'observations et de mesures précises et est donc bien connue.

L'eGSI est obtenu à partir du GSI (Geological Strength Index) déterminé à partir de la charte graphique de Hoek, puis ajusté avec un facteur dépendant de l'orientation des principales discontinuités du massif rocheux en fonction de l'écoulement (paramètre Edoa) (Figure 10).

Solution graphique de détermination du GSI (Par Hoek)

Figure 10 : Détermination des eGSI des différentes qualités de massif rocheux en aval de l'évacuateur de fond de Petit-Saut

Le RMEI B est obtenu à partir d'une formule mettant en relation les principales caractéristiques favorisant l'érosion d'un massif rocheux et la probabilité d'occurrence de ces caractéristiques sur le site (Figure 11).

Les indices eGSI et RMEI B sont calculés pour les 3 qualités de massif rocheux : MR1 à MR3, qui ont été reconnues sur le site.

Paramètres			Facteur de probabilité (LF ; Likelihood Factor ;)									
favorisant l'érosion (Relative	R F	Très improbable	Improbable	Probable	Très probable	Presque certain						
(mportance Factor)		1	2	3	4	5						
P1 : discontinuités ^s et cinématique de détachement	3	MR avec 3 familles de discontinuités, la disc de base est subparallèle à la surface de l'EVC, et n'es pas reliée à la surface,	MR avec 3 familles de disc. ou plus, la disc de base est subparallèle à la surface de l'EVC, la famille 2 est «saillante» en surface, MR 3	MR avec 3 familles de disc. ou plus, avec une disc. basale persistante présentant un pendage amont de 10 à 30° par rapport à la surface de l'EVC,	MR avec 3 familles de disc. ou plus, avec une disc. basale persistante présentant un pendage amont <10° par rapport à la surface de l'EVC, MR 2	Discontinuité basale persistante sub- paralièle, s'ouvrant vers l'amont ou l'aval, MR 1						
		MR massif avec seulement 2 jeux de discont. Et pas de plan basal relié à la surface	ou; la disc, basale est inclinée vers l'amont ou l'aval de plus de 30°par rapport à la surface de l'EVC	ou ; discontinuité basale persistante présentant un pendage aval de 10 à 30° sous la surface de l'EVC	ou ; discontinuité basale persistante présentant un pendage aval <10° par rapport à la surface de l'EVC	ou ; « bande » cisaillée ou MR très fracturé facilement érodable relié à la surface de l'EVC (?)						
P2 : nature de la surface d'érosion	3	Surface lisse, usée par l'eau ou un glacier, le Joint 2 n'est pas saillant, les discontinuités sont fermées	Bedding surface affectée par une famille de joints 2 très légèrement saillants (<1mm), très légèrement ouverts ou pas	Surface présentant des petites inrégularités et petites ouvertures (surface générée par un prédécoupage, ou un rippage ou un défoncase au buli)	Surface irrégulière conditionnée par les discontinuités légèrement ouvertes (biasted rock)	Surface irrégulière conditionnée par des discontinuités à l'ouverture étendue (heavily blasted rock)						
P3 : Nature et qualité	2	Surface très rugueuse	Surface rugueuse JRC 8-10	Surface légèrement	Surface lisse JRC<4	Surface très lisse (slickensided)						
des discontinuités ⁵								Epontes fermées et discontinuités cimentées	Ouverture <1mm	Ouverture de 1 à 2 mm	Ouverture de 2 à 5 mm	Ouverture >5 mm
		UCS > 50 MPa	UCS de 20 à 50 MPa	UCS de 5 à 20 MPa	UCS de 1 à 5 MPa	UCS< 1 MPa, ou remplissage « tendre » >5 mm						
24 : Espacement de la discontinuité basale ⁷	1	>3 m	1à3m	0,3 à 1 m	0,1 à 0,3 m	<0,1 m						
P5:	1	≤ 0,5	0,5 à 1	1 à 2	2 à 5	>5						

Figure 11 : Détermination du RMEI B des différentes qualités de massif rocheux en aval de l'évacuateur de fond de Petit-Saut

Les résultats de l'analyse pour ces 3 qualités de massif rocheux sont les suivants :

	Qualités de Massif Rocheux	eGSI	RMEI B
MR 1	Massif rocheux caractérisé par une zone de faille. Le granite est très fracturé et profondément affecté par l'altération météorique	15-35	2500
MR 2	Massif rocheux relativement fracturé mais sain	30-45	1500
MR 3	Rocher sain et compact à massif. Le MR3' correspond à l'horizon superficiel légèrement plus fracturé et décomprimé	70-85	150

Figure 12 : Sensibilité à l'érosion des 3 qualités de massifs rocheux : évaluation des indices eGSI et RMEI B

Les trois qualités de massif rocheux présentent des sensibilités très différentes vis-à-vis de l'érosion.

5. CARACTERISATION HYDRAULIQUE DE L'ECOULEMENT EN AVAL DE L'EVACUATEUR DE FOND

Afin d'appliquer la méthode d'évaluation du risque d'érosion proposée par S. Pells, il est nécessaire de caractériser l'écoulement en aval de l'évacuateur de fond lors de son fonctionnement pour évaluer sa « puissance érosive ». La puissance hydraulique dissipée est notamment évaluée, paramètre que S. Pells juge le plus pertinent pour représenter les conditions hydrauliques de l'écoulement et évaluer par la suite, grâce à un abaque, l'érosion attendue. Cette analyse hydraulique est réalisée par le biais d'une modélisation numérique 3D sur le logiciel Flow-3D.

5.1 Modèle numérique et cas simulés

Le modèle numérique reproduit la géométrie des ouvrages de génie civil (barrage, évacuateur de fond), des berges, et du fond du chenal (bathymétrie de 2017). Le paramétrage du modèle a été défini en menant des analyses de sensibilité sur les différents paramètres (maillage, rugosité du fond, emprise de la zone modélisée, conditions limites). Les vitesses obtenues sont du même ordre de grandeur que celles relevées sur le modèle physique* (pour le cas n°6, seul cas commun entre modélisations physiques et numériques). La forme des écoulements est cohérente avec les écoulements observés durant la crue du printemps 2017 (zones de recirculation, étalement de l'écoulement, turbulences à proximité du musoir rive gauche).

* Nota : Trois modèles physiques au 1/50^{ème} du barrage de Petit-Saut ont été réalisés entre 1989 et 1990 au laboratoire national d'hydraulique de Chatou, lors de la phase de conception du projet. L'évacuateur de fond a été représenté et étudié sur le modèle n°2, avec un fond fixe (le modèle n°1 était un modèle en canal vitré de l'évacuateur de surface, et le modèle n°3 reproduisait notamment la partie usine et clapet de surface). Le modèle ne représente néanmoins pas tout à fait la géométrie actuelle de l'ouvrage (bajoyers plus longs, notamment en rive gauche, fond plat). L'emprise était de 350 m en amont et 500 m en aval. Les essais réalisés avaient pour objectif de vérifier la débitance de l'ouvrage, d'étudier les conditions d'entonnement et de qualifier l'écoulement à l'aval. L'existence d'un ressaut à l'aval dont la position varie suivant un mouvement périodique a été observée et des vitesses importantes ont été relevées (plus de 20 m/s au sortir des pertuis pour un débit de 2900 m³/s), faisant craindre « des érosions importantes à l'aval des pertuis de fond ». Néanmoins, les rapports ne décrivent pas de façon plus précise les conditions de dissipation et des courants de recirculation.

Trois modèles physiques au 1/50^{ème} du barrage de Petit-Saut ont été réalisés entre 1989 et 1990 au laboratoire national d'hydraulique de Chatou, lors de la phase de conception du projet. L'évacuateur de fond a été représenté et étudié sur le modèle n°2, avec un fond fixe (le modèle n°1 était un modèle en canal vitré de l'évacuateur de surface, et le modèle n°3 reproduisait notamment la partie usine et clapet de surface). Le modèle ne représente néanmoins pas tout à fait la géométrie actuelle de l'ouvrage (bajoyers plus longs, notamment en rive gauche, fond plat). L'emprise était de 350 m en amont et 500 m en aval. Les essais réalisés avaient pour objectif de vérifier la débitance de l'ouvrage, d'étudier les conditions d'entonnement et de qualifier l'écoulement à l'aval. L'existence d'un ressaut à l'aval dont la position varie suivant un mouvement périodique a été observée et des vitesses importantes ont été relevées (plus de 20 m/s au sortir des pertuis pour un débit de 2900 m³/s), faisant craindre « des érosions importantes à l'aval des pertuis de fond ». Néanmoins, les rapports ne décrivent pas de façon plus précise les conditions de dissipation et des courants de recirculation.

Six cas sont modélisés, en faisant varier le débit et les configurations d'ouverture des vannes de fond, en considérant la retenue à RN. Pour 5 cas, le débit total testé est de 990 m³/s, correspondant à la débitance maximale d'un pertuis à RN. Différentes configurations d'ouverture des pertuis sont testées pour évacuer ce débit : évacuation sur chacun des pertuis (cas 1 à 3), évacuation selon des modalités similaires à celles des crues de 2015 et 2017 (cas 4) et répartition homogène sur l'ensemble des pertuis (cas 5). Un dernier cas (cas 6) modélise l'ouverture maximale de l'ensemble des pertuis à RN (débit de 2970 m³/s). Ce débit est supérieur à la crue millénale (évaluée à 2800 m³/s en 1988 par la méthode du GRADEX) et très proche du débit évacué par les 3 pertuis aux PHE.

5.2 Détermination de la puissance hydraulique dissipée

La puissance hydraulique dissipée peut être calculée en utilisant les formules ci-après, issues de [1] et [2]. La première formule est une approche par bilan d'énergie. La seconde considère la contrainte de cisaillement sur le fond.

$$\pi_{UD} = \rho. g. q. \frac{dH}{dx} = \rho. g. \frac{Q}{L} \cdot \frac{dH}{dx}$$

avec :

 π_{UD} : puissance dissipée par unité de surface (W.m⁻²) ;

- ρ : masse volumique de l'eau (1000 kg.m^-3) ;
- g: accélération gravitationnelle (9.81 m.s⁻²);

q : débit par unité de largeur (m³.s⁻¹.m⁻¹) ;

Q : débit (m³.s⁻¹) ;

 $\pi_{UD} = \tau_b. U$

L : largeur de la section d'écoulement (m) ;

H : charge hydraulique totale (m)

 τ_b : contrainte de cisaillement sur le fond (N.m⁻²), variable « shear stress » dans Flow-3D

U : vitesse de l'écoulement (m.s⁻¹).

La puissance hydraulique dissipée, calculée selon la formule $\pi_{UD}=\tau_b.U_{fond}$, est représentée dans la Figure 13 ci-dessous pour le cas avec tous les pertuis ouverts au maximum à RN (débit de 2970 m³/s). La distribution des puissances pour les autres cas est similaire, avec des niveaux de puissance différents.

Figure 13 : Puissance hydraulique dissipée calculée sur le fond (W/m^2) – Cas 6 : tous pertuis ouverts à RN

Remarque : pour les besoins de visualisation, la vue est prise de dessous. Les puissances sont prises au fond, i.e. à une altitude variable

Pour calculer la puissance hydraulique dissipée par l'approche par bilan d'énergie avec le modèle 3D, des surfaces de contrôle (ou « baffles ») sont définies de façon transversale à l'écoulement en aval des pertuis de fond entre x = -20 m (à l'intérieur des pertuis de fond) et x = 50 m (correspondant à la limite aval du musoir rive gauche). Ces « flux surfaces » permettent de mesurer le débit s'écoulant au travers d'une surface définie ainsi que le flux de la charge hydraulique moyenne à travers cette surface. La charge hydraulique totale est calculée sur chacune des sections de contrôle ([altitude moyenne de la surface libre sur la section] + [vitesse moyenne (dans toutes les directions) sur la section]²/2g). On peut ainsi calculer la puissance hydraulique dissipée par unité de surface entre deux sections de contrôle. La Figure 14 ci-dessous présente les résultats de cette approche, pour le cas avec tous les pertuis ouverts au maximum à RN (débit de 2970 m³/s). L'allure des graphes pour les autres cas est similaire, avec des niveaux de puissance différents.

Figure 14 : Evolution longitudinale de la charge et des puissances dissipées – Cas 6 : tous pertuis ouverts à RN

Les deux pas d'espaces sont intéressants à considérer : le pas $\Delta x = 2$ m permet de visualiser les effets très locaux de dissipation brutale, et le pas $\Delta x = 10$ m offre une représentation plus moyennée de la puissance dissipée, gommant les petites incohérences éventuellement liées à des effets numériques.

Sur le graphe (Figure 14), 3 zones se distinguent :

- Une zone autour de x = 0 (entre x \approx -2 m et x \approx 6 m) : Cette zone correspond à la partie aval du radier (de l'élargissement progressif de la section d'écoulement au niveau des nez de piles jusqu'au passage entre radier et fond rocheux). Au niveau de cette zone, il se produit une très forte dissipation d'énergie.

- Une zone entre x ≈ 6 m et x ≈ 30 m, correspondant à la zone en aval du radier, jusqu'à la section maximale d'écoulement au niveau de la dépression dans le musoir rive gauche. La dissipation d'énergie y reste importante, mais est plus faible qu'au niveau de la zone précédente.

- Au-delà de x \approx 30 m, la puissance dissipée diminue et atteint de plus faibles valeurs entre les abscisses x \approx 40 m et x \approx 50 m.

Le tableau suivant résume les ordres de grandeur des puissances dissipées pour chaque approche. Les valeurs **en gras** sont celles qui sont prises en compte pour l'évaluation du potentiel d'érosion (cf. partie suivante).

	Approch	Approche π _{UD} =τ _b .U _{fond}			
Cas	Zone 1	Zone 2	Zone 3	Puissance maximale	
	(x = -2 a 6 m) $(x = 6 a 30 m)$		(x > 40 m)	observée	
4	140 (max pour dx = 2 m)	20 50	2 5	15	
990 – Crue 2015 - 2017	40 - 60	20 - 30	2 - 5		
5	60 (max pour dx = 2 m)	15 35	2 5	10	
990 - Tous	15 - 25	15 - 23	2 - 5	10	
6	750 (max pour dx = 2 m)	100 200	20 40	24	
2970 - Tous	250	100 - 200	30 - 40	31	

Figure 15 : Puissances hydrauliques dissipées (kw/m²) calculées selon les deux approches

L'approche par bilan d'énergie aboutit à un ordre de grandeur de puissance dissipée plus majorant en aval immédiat des pertuis, ce qui permet de définir une « borne supérieure » du niveau de puissance dissipée pouvant être observé. La différence de puissance dissipée maximale entre les deux approches s'explique par le fait que l'approche par bilan d'énergie prend en compte la totalité de l'énergie dissipée, et non uniquement la puissance dissipée par frottement sur le fond, comme le fait la méthode considérant la contrainte de cisaillement.

Toutefois, ces deux approches convergent vers la même conclusion : pour un même débit, répartir le débit sur l'ensemble des pertuis de façon symétrique réduit la puissance dissipée en aval, et donc le risque d'érosion. Pour une même répartition du débit sur les 3 pertuis, plus le débit total évacué est important, et plus la puissance de dissipation hydraulique maximale est importante (puissance plus élevée pour le cas n°6, correspondant à l'ouverture maximale de l'évacuateur de fond à RN).

5.3 Conclusions plus générales apportées par les modélisations numériques 3D

En plus de la puissance hydraulique dissipée, plusieurs paramètres ont été analysés sur les résultats des modélisations numériques : vitesses dans l'axe des pertuis et sur le fond du chenal, position du ressaut hydraulique... Ces résultats permettent de comparer les différents cas entre eux et d'analyser l'impact de la gestion des ouvertures sur les conditions hydrauliques en aval de l'évacuateur. Les conclusions de cette analyse sont les suivantes :

1. D'un point de vue hydraulique, il semble plus favorable de répartir le débit évacué sur les trois pertuis de façon symétrique. En effet, à débit équivalent, la répartition du débit sur un maximum de pertuis permet de :

- Réduire les vitesses en aval des pertuis (pour un débit de 990 m³/s, les vitesses maximales sont de l'ordre de 18 à 20 m/s pour un seul pertuis ouvert, 14 m/s pour une répartition sur 2 pertuis et 12 m/s avec 3 pertuis ouverts),

- Réduire la puissance hydraulique dissipée en aval (en considérant l'approche par bilan d'énergie, qui fournit des valeurs majorantes, la valeur maximale de puissance hydraulique dissipée en aval est de 50 kW/m² lorsque le débit de 990 m³/s est réparti sur 2 pertuis, et 25 kW/m² en le répartissant 3 pertuis),

- Obtenir un écoulement plus homogène : les courants transversaux et recirculations sont réduits (les ouvertures non symétriques sont à l'origine de recirculations qui prennent place derrière les pertuis fermés).

2. Parmi les cas simulés, la situation la plus défavorable est le fonctionnement de l'évacuateur à sa débitance maximale à RN (2970 m³/s, tous les pertuis sont ouverts). Dans cette situation, de très fortes vitesses sont observées (environ 18 à 20 m/s au maximum). Le ressaut hydraulique débute immédiatement à la sortie des pertuis, avec des niveaux élevés de puissance dissipée.

A noter que, pour un débit de 990 m³/s évacué par un seul pertuis, le seul pertuis ouvert subit des vitesses similaires à celles du débit de 2970 m³/s évacué sur les trois pertuis. Les fortes vitesses se propagent sur une plus longue distance lorsque le pertuis rive droite seul est ouvert (en comparaison avec une ouverture du seul pertuis central ou du seul pertuis rive gauche). Des recirculations se produisent derrière les pertuis fermés.

6. EVALUATION DU NIVEAU D'EROSION ATTENDU

Une fois définies la sensibilité à l'érosion intrinsèque du massif rocheux et la dissipation de puissance hydraulique liée au fonctionnement de l'évacuateur de fond, ces deux paramètres doivent être confrontés afin d'évaluer le niveau d'érosion attendu au niveau du chenal en aval de l'évacuateur. L'évaluation du niveau d'érosion est réalisée par l'introduction de ces paramètres dans les graphiques $\pi_{UD} = f(eGSI)$ ou $\pi_{UD} = f(RMEI_B)$ proposés par Pells. En fond de ces graphiques sont représentés 118 références (représentant 26 évacuateurs de crue ayant subi des écoulements importants) étudiés par Pells et auxquels il associe un indice d'érodabilité du massif rocheux, une puissance dissipée et un niveau d'érosion réellement observé. Ces données sont « traitées » graphiquement pour définir, selon les cas, des zones de niveau d'érosion homogène ou des courbes/seuils délimitant ces zones.

La Figure 16 et la Figure 17 représentent les graphes proposés par S. Pells pour les approches avec eGSI et RMEI B, sur lesquelles sont placées les valeurs d'indices d'érodabilité des trois qualités de massif rocheux définies précédemment ainsi que les puissances hydrauliques dissipées.

Figure 16 : Cartographie (à gauche) et courbes seuils (à droite) des niveaux d'érosion définis par S. Pells [1] sur un graphe $\pi_{UD} = f(eGSI)$ et résultats de l'analyse pour l'évacuateur de fond de Petit-Saut

Figure 17 : Cartographie (à gauche) et courbes seuils (à droite) des niveaux d'érosion définis par S. Pells [1] sur un graphe π_{UD} = f(RMEI B) et résultats de l'analyse pour l'évacuateur de fond de Petit-Saut (légende identique à la figure précédente)

Les 2 méthodes eGSI et RMEI B préconisées par S. Pells pour évaluer la sensibilité à l'érosion d'un massif rocheux ont été appliquées à la fondation de l'évacuateur de fond du barrage de Petit-Saut et donnent des résultats similaires et cohérents. Ces résultats peuvent être résumés ainsi :

- Le massif rocheux MR1, défini par une forte fracturation, est très sensible à l'érosion quelles que soient les puissances considérées (niveaux d'érosion modérés à importants) ;

- Le massif rocheux MR2, correspondant à un granite relativement sain mais significativement fracturé, est susceptible de subir une érosion modérée pour des puissances inférieures à 25 kW/m². Au-delà, il est susceptible d'être très érodé.

- Le massif MR3, correspondant au granite sain et compact, est peu sensible à l'érosion : pour les puissances considérées, le niveau d'érosion attendu est négligeable à mineur. Les plus fortes puissances (à partir de 200 kW/m²) sont en limite du graphe mais le faible impact de ces puissances sur l'intégrité du massif rocheux semble assez réaliste et probable.

- Les cas étudiés par S. Pells, à partir desquels sont bâties ses solutions graphiques, n'atteignent pas les puissances maximales de l'ordre de 750 kW/m² qui sont envisagées à Petit-Saut au niveau des nez de piles (sans contact avec le massif rocheux). Il peut donc être considéré soit que l'analyse est impossible pour de tels niveaux de puissance, soit que les graphes peuvent être extrapolés. Dans ce cas, le massif rocheux MR3 subirait probablement des érosions mineures à modérées s'il devait être soumis à ces niveaux de puissances. Toutefois, cette valeur maximale est à relativiser : celle-ci est un maximum local, comprenant toute la dissipation (dans la masse d'eau et sur le fond), et est observée au niveau du radier et non du fond rocheux

7. CONCLUSION

La méthode d'évaluation de l'érosion en aval des évacuateurs de crues développée par S. Pells a été appliquée pour étudier le potentiel d'érosion du chenal en aval de l'évacuateur de fond de Petit-Saut. Une analyse géologique a permis de définir des qualités de massifs rocheux au droit de l'évacuateur de fond et de son chenal à partir des informations issues des fouilles géologiques réalisées lors de la construction de l'ouvrage et d'hypothèses. La sensibilité à l'érosion de ces massifs rocheux a été évaluée. En parallèle, les caractéristiques de l'écoulement en aval de l'évacuateur de fond ont été étudiées pour différents cas de fonctionnement. Le croisement de ces données hydrauliques et géologiques sur les graphes établis par S. Pells a permis de définir les niveaux d'érosion attendus pour les différents massifs rocheux.

Cette analyse permet de développer les conclusions suivantes :

- L'érosion paraît aujourd'hui relativement stabilisée. En effet, l'évolution de la bathymétrie du chenal montre peu d'évolution entre 2014 et 2017 malgré des sollicitations en crue. De plus, la profondeur atteinte par la fosse principale correspond approximativement à l'épaisseur du rocher très érodable visible au niveau de la zone amont où est défini le MR1. Une amélioration du massif rocheux au-delà de cette profondeur est très probable.

- Le massif rocheux entre la fosse et la fondation de l'évacuateur de fond est sain et très compact (MR3). D'après l'analyse réalisée, ce massif est très peu sensible à l'érosion quel que soit le niveau de puissance de dissipation hydraulique considéré. Ainsi, même en cas de progression de l'érosion de la fosse au niveau de la zone du chenal définie comme très érodable (MR1), il est très peu probable que l'érosion régresse vers le radier.

- Si malgré cela l'érosion devait se poursuivre et affecter la zone entre la fosse et le radier de l'évacuateur, celle-ci serait probablement lente et détectée par les bathymétries régulières qui sont mises en oeuvre.

- Par ailleurs, les modélisations hydrauliques ont permis de formuler des recommandations pour adapter les modalités d'ouverture de l'évacuateur de fond en crue, afin de réduire les niveaux de puissance de dissipation hydraulique en aval.

RÉFÉRENCES ET CITATIONS

- [1] Pells, S. (2016). *Erosion of rock in spillways.* School of Civil and Environmental Engineering Faculty of Engineering University of New South Wales. 2016. Thèse.
- [2] Van Schalkwyk, A., Jordaan, J.M. et Dooge, N. 1994. Erosion of rock in unlined spillways. *Commission Internationale des Grands Barrages Dix-huitième Congrès des Grands Barrages, Durban.* Q.71 R.37, pp. 555 571.

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

Laouzas dam downstream scour assessment

Benoit BLANCHER, François MOREL

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

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

MOTS CLEFS

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

RÉSUMÉ

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

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

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

EDF a souhaité mener une étude numérique pour évaluer le potentiel d'érosion en aval du barrage en utilisant le modèle global d'affouillement développé par E. Bollaert et pour quantifier le bénéfice apporté par les ancrages au rocher. Ce modèle est basé sur la physique du phénomène et permet de prédire le potentiel d'affouillement avec le temps en fonction de différents mécanismes de rupture du rocher (fracturation de la masse rocheuse, soulèvement d'un bloc rocheux et décollement). Le modèle a été calibré à l'aide des déversements passés et grâce à l'évolution observée de la zone d'érosion, surveillée depuis 1966 après chaque déversement significatif. Les résultats obtenus montrent qu'un approfondissement de la fosse est possible notamment pour une succession de crues de temps de retour elevés, en l'absence d'action corrective entre chaque épisode de déversement. La stabilisation du massif rocheux par des ancrages passifs réduit considérablement le risque de soulèvement du rocher ancré dans les zones les plus critiques et contribue à la préservation de l'intégrité de la butée rocheuse à l'aval des plots centraux du barrage lors de l'évacuation des crues.

1. CONTEXTE

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

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

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

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

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

2. HISTORIQUE DES DÉVERSEMENTS (1965-2014)

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


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

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

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



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

A titre d'illustration, on note :

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

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

3. HISTORIQUE BATHYMÉTRIQUE (1965-2012)

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



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

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

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

4. CARACTÉRISTIQUES DU JET

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



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

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



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

5. NIVEAUX D'EAU EN AVAL DE LA FOSSE

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



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

6. PARAMÈTRES GÉOMÉCANIQUES

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

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

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

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

7. HYDROGRAMMES DE CRUE

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



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

8. CLOUAGE DU MASSIF ROCHEUX

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

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

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



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

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

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

Rive gauche

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



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

Rive droite

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



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

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

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

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



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

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



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

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

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



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

11. CONCLUSION

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

RÉFÉRENCES ET CITATIONS

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

Comité Français des Barrages et Réservoirs

Le comité français des **barrages** et **réservoirs** (CFBR), est une association scientifique et technique créée en 1926. Il constitue la branche française de la commission internationale des grands barrages (CIGB).

L'association cherche à progresser dans la conception, la construction, l'entretien, la surveillance, la sûreté et l'exploitation des barrages, des réservoirs et des digues, en rassemblant la documentation, en étudiant les questions qui s'y rapportent, notamment d'ordre technique, économique, sociétal et environnemental, et en contribuant à la diffusion des connaissances.

A ce jour, le CFBR comprend 534 membres, représentants de **l'administration**, *des* **maîtres d'ouvrages**, *des* **ingénieurs-conseils**, *des* **entrepreneurs**, *des* **experts individuels**, *des* **chercheurs** *et des* **enseignants**, *tous désignés en raison de leur compétence*.

Au niveau national, le CFBR organise principalement des **colloques techniques** réguliers, anime plusieurs **groupes de travail** nationaux et propose une **journée de visite annuelle pour les étudiants** d'écoles d'ingénieurs.

Au niveau international, le CFBR participe activement aux travaux de la CIGB, et notamment à la rédaction des **bulletins des comités techniques** qui constituent la référence internationale dans la profession. Le CFBR présente également des **rapports et communications** lors des Assemblées Générales et des Congrès.

comité français des **barrages** et **réservoirs** Savoie Technolac 73373 Le Bourget du Lac Cedex Tél. : 04.79.60.64.45 - <u>http://www.barrages-cfbr.eu</u>



