

Sûreté des barrages et enjeux

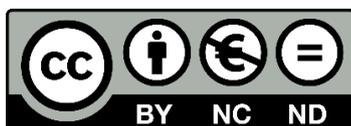


Colloque
Chambéry
23-24 novembre
2016



Edition Cfbr – 2016
www.barrages-cfbr.eu

Actes du colloque sûreté des barrages et enjeux
ISBN 979-1096371-02-0 – dépôt légal 1^{er} trimestre 2017



Cette œuvre est mise à disposition selon les termes de la licence Creative Commons Attribution - Pas d'Utilisation Commerciale – Pas de Modification 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 Puylaurent
© *Sophie Binder*



Sûreté des barrages et enjeux

*Chambéry, Centre de Congrès Le Manège
23 et 24 novembre 2016*

- Différentes approches d'appréciation des risques et méthodes d'évaluation de la sûreté
- Etudes de cas, pratiques et recommandations relatives aux méthodes d'évaluation de la sûreté
- Méthodes d'analyse des conséquences et évaluation du risque sur les enjeux autour et en aval des barrages
- Risque en exploitation et en phase travaux, sécurité du public autour et en aval des barrages en service
- Analyse et capitalisation du retour d'expérience sur les incidents et accidents et formation à la sûreté des barrages

Comité d'organisation

Laurent PEYRAS

Michel POUPART

Thomas ADELINÉ

Alexandre ALBANÉL

Benoît BLANCHER

Catherine CASTEIGTS

Jacques DE SAINT-SEINE

Clément GASTAUD

Ahmed KHALADI

Frédéric LAUGIER

Christine NORET

Guirec PREVOT

Jérôme SAUSSE

Bachir TOUILEB

CFBR

Savoie Technolac

73373 LE BOURGET DU LAC

Tél : 04 79 60 64 45

www.barrages-cfbr.eu

SOMMAIRE

Introduction

THEME A

Différentes approches d'appréciation des risques et méthodes d'évaluation de la sûreté

A.1 La sûreté des barrages des petits aménagements hydroélectriques d'EDF par une approche des risques résiduels de défaillance <i>Clément Eldin</i>	1
A.2 Sûreté d'un barrage poids vis-à-vis de l'aléa sismique : évaluation probabiliste du glissement grâce à une méthode simplifiée <i>Sadri Mével, Moez Jellouli</i>	13
A.3 Fiabilité des fondations rocheuses de barrages et variabilité spatiale de la résistance au cisaillement des discontinuités <i>Claudio Carvajal, Laurent Peyras, Djibril Sow, Patrice Rivard, Gérard Ballivy, Pierre Breul, Claude Bacconnet</i>	29
A.4 Evaluation probabiliste de la sécurité des ouvrages hydrauliques en remblai vis-à-vis du mécanisme de glissement par la méthode des éléments finis stochastiques <i>Anthony Mouyeaux, Claudio Carvajal, Laurent Peyras, Philippe Bressolette, Claude Bacconnet, Pierre Breul</i>	41
A.5 Modèles décisionnels pour l'évaluation du risque lié aux barrages <i>François Beaudouin</i>	55
A.6 Evaluation de l'auscultation des barrages pour sa valorisation dans les études de dangers <i>François Massé, Thibaut Balouin</i>	69
A.7 ALOHA : Système innovant pour la surveillance des ouvrages hydrauliques <i>Paul-Henri Faure, Violaine Degezelle, Vanina Gbiorczyk, Vincent Morisseau</i>	83

THEME B

Etudes de cas, pratiques et recommandations relatives aux méthodes d'évaluation de la sûreté

B.1 Particularités des études de dangers des digues maritimes : retours d'expérience <i>Jacques Prigent, Xavier Suisse de Sainte-Claire, Edouard Rosier</i>	101
B.2 Contribution des études de dangers à la sûreté des systèmes d'endiguement <i>Patrick Ledoux, Yann Deniaud, David Salmon, Daniel Loudiere, Rémy Tourment</i>	113
B.3 Barrage du PATY : un manque de données historiques qui rend difficile l'appréciation des marges de sécurité <i>Xavier Molin, Benoit Jacquemart, Pascale Richert, Sarah Delmas, Céline Brignolles, Katia Laliche, Muriel Linage</i>	125
B.4 Les mesures de réduction de risque sur le barrage voûte des CAMMAZES : une valeur ajoutée des études réglementaires <i>Moez Jellouli, Emilio Tena, Nicolas Pepin, Michel Lino, Olivier Fully</i>	137
B.5 Retours d'expérience de l'évaluation de la sûreté de deux grands barrages par l'analyse des modes potentiels de rupture <i>Christine Noret, Nathalie Rosin-Corre, Sylvain Lopez</i>	151
B.6 Contributions des revues de sûreté à la sécurité des barrages <i>Thierry Guilloteau, Elisabeth Barros-Maurel, Christophe le Verger</i>	163
B.7 Evolution de la réglementation des barrages en France <i>Patrick Le Delliou, Marc Hoonakker</i>	177
B.8 Concept et aspects particuliers de la révision de la directive suisse sur la sécurité des ouvrages d'accumulation <i>Markus Schwager, Rocco Panduri, George Darbre</i>	187

THEME C

Méthodes d'analyse des conséquences et évaluation du risque sur les enjeux autour et en aval des barrages

C.1 Sûreté et efficacité des barrages écrêteurs de crue <i>Luc Deroo, Paul Royet, Christine Poulard</i>	203
C.2 Evaluation du risque induit par les glissements de terrain : du modèle géologique de glissement aux estimations de hauteurs de vague et de risque pour le barrage <i>Thomas Viard, Gilbert Castanier, Denis Aelbrecht, Olivier Chulliat, François Vaysse</i>	223
C.3 Application de la méthode des dommages incrémentaux relative aux évacuateurs de crues de barrage en France : proposition d'un cadre méthodologique par un groupe de travail du CFBR <i>Denis Aelbrecht, Benoit Blancher, Thomas Adeline, Claudi Carvajal, Etienne Frossard, Didier Mazel, Claude Guilbaud, Vincent Lefebvre, Patrick Le Delliou, Jacques de Saint-Seine, David Ouf</i>	241
C.4 Approche synthétique des dommages incrémentaux dus à une rupture de barrage par surverse en crue : cas du barrage du LAC AU DUC <i>Thomas Adeline, Arnaud Le Gal</i>	259
C.5 Evaluation de la gestion des scénarii de dysfonctionnement des barrages-réservoirs en BELGIQUE <i>Benoit Liégeois, Michel Piroton, Benjamin Dewals, Philippe Dierickx, Thibaut Mouzelard</i>	273
C.6 Barrage réservoir de LOM PANGAR : un cas concret d'application de la politique de la Banque Mondiale en matière de sécurité <i>Thomas Adeline, Michel Lino, Adrien Towa</i>	291
C.7 L'analyse de risques des systèmes d'endiguement : comparaison de différentes pratiques internationales <i>Rémy Tourment, Bruno Beullac, Annemargreet de Leew, Ferdinand Diermanse, Ben Gouldby, Michaël Wallis</i>	301

THEME D

Risque en exploitation et en phase travaux, sécurité du public autour et en aval des barrages en service

D.1 Evaluation de la criticité des sites à l'aval des aménagements hydroélectriques et mise en œuvre de parades : méthode de retour d'expérience <i>Arnaud Belleville, Benjamin Blanchard</i>	319
D.2 Impact de l'augmentation du débit réservé sur la sécurité du public en aval d'un barrage en situation d'exploitation normale <i>Cécile Bouniol, Sophie Divet, Gaëlle Kiersnowski</i>	333
D.3 Rénovation des barrages du RHIN : mesures de réduction du risque crue en phase chantier <i>Geoffrey Wolvert, Bertrand Heully</i>	347
D.4 Sûreté du barrage de LA RAVIEGE lors des travaux de réalisation d'un nouvel évacuateur de crue <i>Marie Cubaynes, Christophe Vedrenne, Frédéric Laugier</i>	359
D.5 Sûreté en crue des grands barrages d'EDF : retour d'expérience et nouveaux développements <i>Manuel Antunes-Vallerey</i>	371

THEME E

Analyse et capitalisation du retour d'expérience sur les incidents et accidents et formation à la sûreté des barrages

E.1 SIMBA : simulateur de barrage pour la formation des exploitants à la gestion d'une chaîne d'aménagements hydrauliques en crue <i>Manuel Antunes, Eric Demay, Jean-Noël Ponsard, Jean-Marc Lagrange, Thierry Aune, Hervé Barthomeuf</i>	385
Analyse et capitalisation du retour d'expérience : lien avec le processus de formation à la conduite en manuel de barrages <i>François-Xavier Hostin, Sandie Devillard, Jean-Pierre Chelle</i>	401
E.2 Discussion sur les mécanismes de défaillance des barrages-voûtes : retour d'expérience de l'accidentologie et de l'incidentologie <i>Eric Bourdarot</i>	411
E.3 Apport des modèles physiques dans l'évaluation de la sûreté des barrages en remblai <i>Jean-Jacques Fry</i>	431
E.4 Retour d'expérience de la première génération des études de dangers en France : analyse méthodologique et comparaison à l'accidentologie <i>Simon Dieudonné, Laurent Peyras, Bruno Beullac, Clément Gastaud, Guirec Prévot</i>	443
E.5 Les barrages et le risque crue : retour d'expérience ; modes de défaillance ; expérience d'EDF pour les solutions de confortement <i>Denis Aelbrecht, Julien Vermeulen, Frédéric Laugier</i>	459
E.6 Idées à retenir pour les systèmes de gestion de la sécurité pour les ouvrages hydrauliques <i>Damien Fabre, Gérard Laulagnet, Thibault Balouin</i>	473
E.7 Le BETCGB, acteur de la sûreté des ouvrages hydrauliques <i>Stéphan Aigouy, Florent Bacchus, Clément Gastaud, Marc Hoonakker, Patrick Le Delliou, Fabien Miniscloux, Guirec Prévot, Laëtitia Rivollet</i>	487

INTRODUCTION

par Michel POUPART et Laurent PEYRAS

co-présidents du Comité d'Organisation

La sûreté est une préoccupation constante des professionnels des barrages, que ce soient les Pouvoirs Publics, porteurs des attentes de la Société, les Maîtres d'Ouvrages, les Exploitants et les Bureaux d'études. Le CFBR contribue pleinement à cette exigence de sûreté comme le montrent ses publications récentes de recommandations d'évaluation de la stabilité des barrages poids (2012) et en remblai (2015) et du dimensionnement des évacuateurs de crues (2013). La question de la sûreté des ouvrages est également systématiquement présente dans les différentes thématiques traitées dans les colloques et groupe de travail du CFBR.

Spécifiquement dédié aux études de dangers des barrages, le colloque du CFBR de 2011 a présenté un bilan des pratiques de l'analyse de risques des barrages et des digues quelques années après l'instauration de la nouvelle réglementation française de 2007 relative à la sécurité des ouvrages hydrauliques. L'enjeu de ce colloque avait été d'examiner les avancées de l'adaptation des méthodologies de l'analyse de risques sur ces ouvrages exceptionnels de génie civil.

Dorénavant, nous pouvons considérer que l'analyse de risques appliquée aux barrages est bien maîtrisée et ne pose plus de difficultés majeures à la profession. Les nouveaux verrous identifiés sont ceux de l'évaluation des variables du risque, à savoir *la sûreté et les enjeux*. C'est l'objet de ce colloque qui vise à apporter des réponses aux questions de l'évaluation de **la sûreté des barrages et des enjeux** autour et en aval des ouvrages. Il est articulé en 5 thèmes.

L'évaluation de la sûreté a sensiblement évolué ces dernières décennies. Les vérifications déterministes d'un respect de critères normatifs, cloisonnées par type de chargement, ont longtemps été la seule règle pour les barrages, et continuent d'ailleurs d'être largement utilisées en France et à l'international. Les vingt dernières années ont vu émerger des méthodes cherchant à nuancer le jugement déterministe en « tout ou rien » de ces méthodes en affectant aux sollicitations et aux propriétés des matériaux des lois de probabilités, ce qui permet d'intégrer les incertitudes des données d'entrée et de prendre des décisions en étant informé objectivement des risques et de leur possible hiérarchisation. C'est ce que les anglo-saxons appellent « Risk informed decision making ». Le CFBR a largement contribué à ces évolutions, notamment par la publication de recommandations professionnelles proposant des démarches de justification semi-probabiliste aux états-limites pour les ouvrages hydrauliques, à l'instar de celles des Eurocodes. Par ailleurs, l'analyse de risques apporte un cadre plus global en traitant le barrage comme un « système » composé de structures, d'équipements, construits et exploités par des entités humaines organisées. Dans cette approche, l'évaluation de la sûreté des barrages doit prendre en compte, non seulement la sécurité structurale des ouvrages, mais aussi toute la chaîne des modes de défaillance tels que les états-limites de service, les barrières de sécurité et les défaillances humaines.

Ainsi, les questions suivantes, cruciales à l'évaluation de la sûreté des barrages, seront abordées dans **les thèmes A et B** qui traitent **des différentes approches d'appréciation des risques, des méthodes d'évaluation de la sûreté et présentent des études de cas** :

- La modélisation des scénarios de défaillance : la démarche des études de dangers, la modélisation des scénarios complexes (érosion interne, défaillance des systèmes électromécaniques, etc.) ;
- L'évaluation semi-quantitative de la sûreté : les pratiques des études de dangers, les approches déterministes ;
- L'évaluation fiabiliste de la sûreté : la modélisation probabiliste des propriétés de résistance, la prise en compte de leur variabilité spatiale, l'utilisation du dire d'Expert dans une évaluation fiabiliste, l'utilisation de méthodes de propagation d'incertitude dans l'évaluation de la sûreté, les méthodes semi-probabilistes ;
- La modélisation des sollicitations liées aux aléas naturels ;
- L'évaluation et la détermination de la cote de dangers et des marges de sécurité ;
- Le couplage sûreté des ouvrages et enjeux : les méthodes d'évaluation des risques, l'analyse ALARP, l'analyse semi-quantitative, etc.

Les méthodes d'analyse de risques ont mis en lumière l'aspect dual de l'évaluation des risques d'un barrage : d'un côté l'évaluation de la probabilité d'atteinte à l'intégrité des structures et des équipements, de l'autre celle des **conséquences des défaillances et l'évaluation du risque sur les enjeux autour et en aval des barrages**. Ainsi le **thème C** du colloque traite spécifiquement de cet aspect et aborde les questions suivantes :

- Les méthodes d'évaluation de l'onde de rupture et de l'inondation associée ;
- Les méthodes d'évaluation/quantification des enjeux (populations, biens, infrastructures, environnement...) ;
- Les perspectives des méthodes incrémentales d'évaluation des dommages.

A côté de ces problématiques, il ne faut pas oublier **les risques liés à l'exploitation des barrages**, en exploitation normale ou en crue, d'autant que l'expérience française et internationale indique l'importance de ce risque sur la sûreté. Cette question a été peu abordée jusqu'à présent par le CFBR et il a semblé important de le traiter dans un thème spécifique de ce colloque, **le thème D**, qui traite des points suivants :

- la modélisation des risques liés à l'exploitation,
- les aspects socio-organisationnels et humains,
- les apports de la surveillance et de l'auscultation dans la sûreté,
- la maîtrise des lâchers d'eau.

Enfin tous les aspects concernant **la valorisation du retour d'expérience dans l'évaluation de la sûreté et la formation** font l'objet du **thème E**.

Deux experts internationaux ont été sollicités pour présenter les avancées sur le domaine des analyses probabilistes et l'expérience globale de traitement du risque aux Pays-Bas.

En conclusion, il faut chaleureusement remercier tous les auteurs de communications qui contribuent à présenter à la communauté des barragistes une vision globalement complète de l'état de la pratique française relative à l'évaluation de la sûreté des barrages et des perspectives issues de la recherche en cours dans ce domaine. Un colloque ne peut cependant pas prétendre à l'exhaustivité, mais les professionnels intéressés pourront approfondir des sujets particuliers en prenant contact avec les auteurs et en consultant la bibliographie.

Un grand merci aussi à tous les membres du Comité d'Organisation, qui nous ont fait profiter de leur expérience et n'ont pas compté leur temps pour l'élaboration de l'appel à communication, le choix des articles à retenir à partir des résumés reçus, leur relecture critique et les contacts avec les auteurs et enfin l'animation des cinq thèmes.

Tous les membres du comité de pilotage espèrent que ce colloque vous apportera des informations pertinentes sur l'état des pratiques et des perspectives dans le domaine de la sûreté des barrages et des enjeux associés.

Le Comité d'Organisation

Thème A

Différentes approches d'appréciation des risques et méthodes d'évaluation de la sûreté



Barrage de Bort
© EDF – Sophie BINDER

LA SÛRETE DES BARRAGES DES PETITS AMENAGEMENTS HYDROELECTRIQUES D'EDF PAR UNE APPROCHE DES RISQUES RESIDUELS DE DEFAILLANCE

Dams Safety of EDF hydroelectric schemes by an approach of residual failure risks

DOI : 10.24346/cfbr_colloque2016_a01

Clément Eldin

Hydrostadium, 7 rue Pierre Fermat 63170 Aubière
clement.eldin@hydrostadium.fr

MOTS CLÉS

Fiabilité, diagnostic, défaillance, économie

RÉSUMÉ

Les barrages des Petits Aménagements Hydroélectriques (PAH) d'EDF sont anciens et leur maintenance a toujours été confrontée à des équilibres économiques précaires. En dehors des remises en état après des avaries, comme certains les ont vécu ces dernières années suite aux crues, les travaux de maintenance sont souvent reportés par leur coût élevé soit en raison des contraintes environnementales et sociétales fortement contraignantes, soit parce que les propositions des maîtres d'œuvre ne sont pas financièrement acceptables. Hydrostadium propose aux maîtres d'ouvrage de les aider à résoudre l'équation d'une maîtrise de la sûreté avec des solutions techniques économiquement compatibles par l'objectivation des risques résiduels des solutions proposées. Faire un choix c'est parfois consentir à un renoncement qui doit être choisi et non pas subi par le maître d'ouvrage. Il faut donc que les maîtres d'œuvre aident les maîtres d'ouvrage à faire leur choix en expliquant et en argumentant les risques résiduels des solutions proposées. Pour cela, la méthode s'appuie sur les démarches fonctionnelles, composantes de base des approches de la sûreté de fonctionnement, sans y adjoindre la partie probabiliste de la défaillance. Cette méthode permet d'objectiver les solutions par une argumentation adaptée.

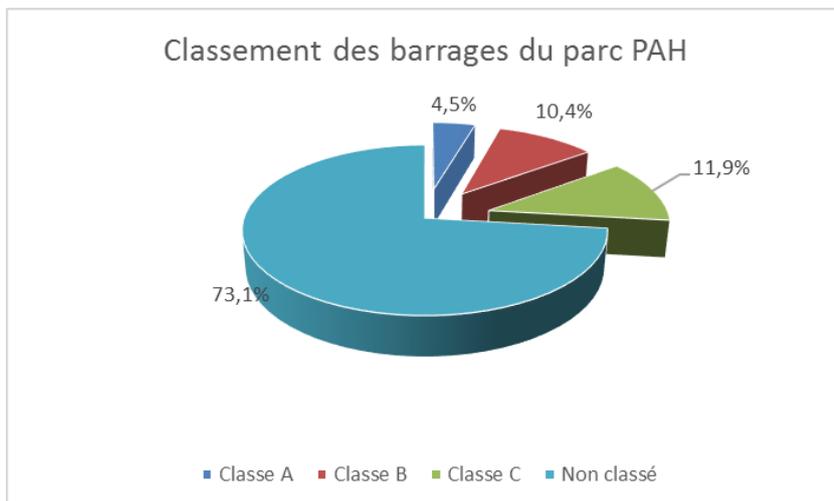
ABSTRACT

Dams in EDF small hydro facilities (known as PAH for Petits Aménagements Hydroélectriques) are old and their maintenance has always been confronting to precarious economic balances. Besides repairings following damages, as some have been experienced in the recent years due to flooding, the maintenance work is frequently deferred due to budgetary reasons raising from strong environmental or societal issues, or from too expensive answers proposed by the project management. Hydrostadium is proposing to owners to help them to manage dam safety with economically efficient technical solutions selected from an objectivation of residual risks they embed. To make a choice sometimes means to renounce, which shall be chosen not incurred by the owner. The project manager has to explain and help the owner to make a decision by indicating what residual risks the proposed solutions induce. For this purpose, the method is based on functional approaches, which are core components of approaches to reliability, not considering the probability part for the failure. This method allows to make objective decisions based on appropriate arguments.

1. LES BARRAGES DES PETITS AMENAGEMENTS HYDROELECTRIQUES (PAH) D'EDF

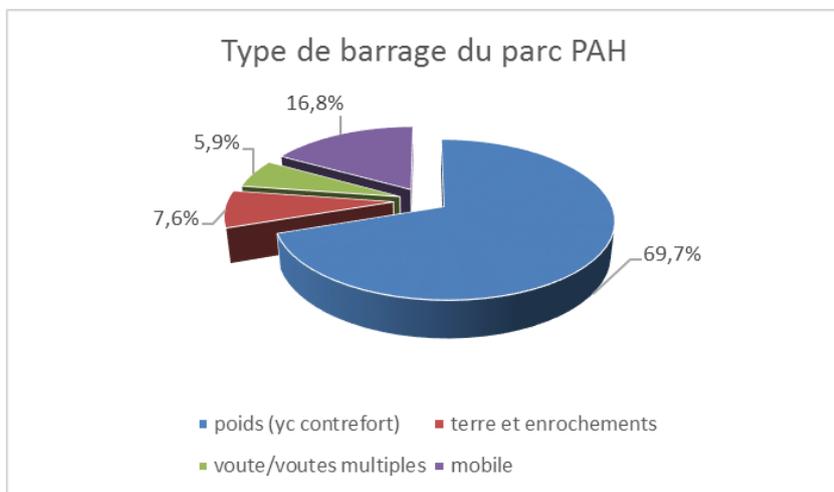
1.1. Le parc PAH du groupe EDF

Les petits aménagements hydroélectriques sont ceux dont la puissance est inférieure à 12 MW (sauf quelques exceptions). Le parc PAH actuel d'EDF (hors filiales) sur lequel Hydrostadium intervient compte une centaine de barrages dont la plupart sont de taille modeste. L'ensemble des barrages non classés représente près de 3/4 des ouvrages du parc alors que ceux de classe A moins de 5 %.



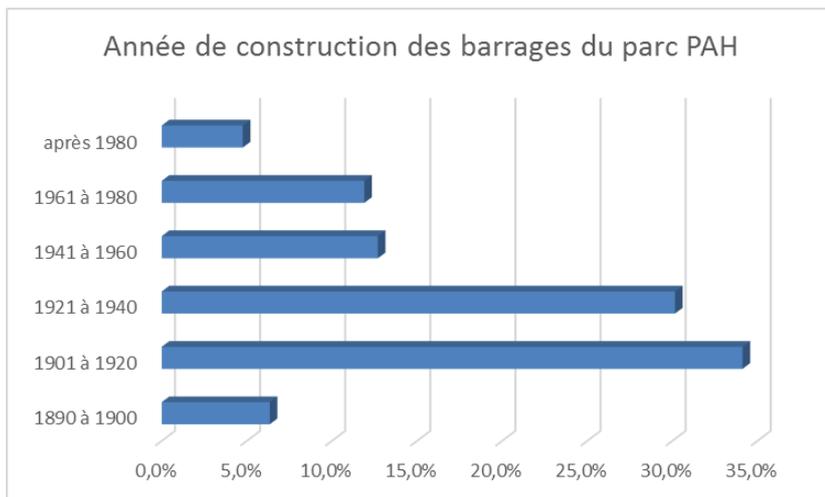
Graphique 1 : répartition des classes de barrages du parc PAH EDF

Ces ouvrages sont principalement des barrages-poids construits en maçonnerie ou en béton. Les barrages mobiles sont le second type d'ouvrages le plus représenté dans le parc (environ 17 %) ; les barrages en terre et/ou en enrochements ainsi que les voutes étant les moins fréquents.



Graphique 2 : répartition des types de barrages du parc PAH EDF

Plus de 70 % de ces barrages ont été construits avant la 2nde guerre mondiale et aucun n'a moins de 30 ans.



Graphique 3 : répartition des années de construction des aménagements du parc PAH EDF

Le productible des aménagements PAH est modeste par les faibles hauteurs de chute. De ce fait, les recettes annuelles sont aussi modestes conduisant les maîtres d'ouvrage à une gestion contrainte de leurs dépenses.

Les ouvrages anciens sont victimes de carences fortes en termes de fonds documentaire et par des défauts d'exhaustivité sur les éléments de conception et de réalisation. La qualité des données disponibles est très variable à cause d'un manque de traçabilité des travaux antérieurs et de l'historique des ouvrages en général.

Cela induit des difficultés pour le maître d'œuvre dans l'estimation de la sûreté des ouvrages. Quasiment 10 ans après la parution du décret du 26 décembre 2007, l'ensemble des maîtres d'ouvrage n'a pas encore mis en place une organisation efficace d'enrichissement du fonds documentaire.

1.2. La surveillance des ouvrages

Les barrages du parc PAH ont la particularité d'être peu auscultés (les barrages non classés n'étant pas, sauf quelques exceptions, pourvus de dispositifs). Ceux qui sont auscultés le sont principalement par mesures des débits de fuites.

Leur surveillance se fait par examens visuels, effectués soit par les exploitants EDF, soit par des prestataires externes. La traçabilité de leurs résultats n'est pas de qualité homogène.

Les Visites Techniques Approfondies (VTA) se mettent progressivement en place et conduiront dans le temps à améliorer la surveillance des ouvrages.

Pour la maîtrise d'œuvre, cela se traduit par des difficultés pour évaluer l'évolution du comportement de l'ouvrage.

1.3 Les travaux

La démarche décrite ci-après a pour but principal d'aider à objectiver les choix de travaux de maintenance. Cela ne concerne pas les réparations suite à avaries, les modifications ou les révisions spéciales dont le périmètre conduit rarement à plusieurs scénarios.

Le vieillissement des barrages du parc PAH mène à une dégradation lente par usure-vieillesse (érosion, pertes de caractéristiques intrinsèques par le gel...), par développement de pathologies (lixiviation par exemple) et nécessite d'entreprendre des travaux de maintenance.

La priorisation des budgets dans le cadre de la maintenance adaptée aux enjeux a, au fil des années, conduit à un déficit de maintenance sur ces ouvrages. On note également que, du fait des difficultés liées aux travaux de génie civil (accès, nécessité de vidange, perte de production...) et de leur coût, les arbitrages sont principalement faits sur de la maintenance curative plutôt que préventive.

2. LA DEMARCHE DE MAITRISE DE LA SURETE DES BARRAGES DES PAH

2.1 La maîtrise de la sûreté

La maîtrise de la sûreté est un enjeu majeur pour les maîtres d'ouvrage, les barrages étant souvent situés dans des zones fréquentées par le public. L'application de la réglementation sur leur sécurité rend obligatoire une surveillance effectuée par les exploitants et la conduite de VTA réalisées par des spécialistes dont les conclusions conduisent éventuellement à préconiser des améliorations.

Ces améliorations ont pour objectif de garantir dans la durée la maîtrise de la sûreté par une adaptation de la surveillance, et par éventuellement la réalisation de travaux de maintenance corrective. Ces travaux sont parfois devenus coûteux du fait de contraintes environnementales et d'exigences sociétales rendant difficile leur réalisation du fait des reports successifs des opérations générant une aggravation de l'état de l'ouvrage. Les solutions proposées par les maîtres d'œuvre privilégiant la sécurité à long terme, impactent fortement l'équilibre économique de l'aménagement et les maîtres d'ouvrage repoussent leur décision.

Pour autant, un niveau de maintenance doit être adapté au vieillissement des structures afin de conserver un niveau de sûreté acceptable. Les maîtres d'ouvrage en ont conscience et cherchent à trouver un équilibre permettant de concilier les enjeux de sûreté et l'économie de l'aménagement.

2.2 La démarche

L'équilibre entre ces deux enjeux ne peut être trouvé que par un périmètre et une nature des travaux économiquement compatibles offrant les garanties de maîtrise du niveau de risques acceptable. Le choix entre les différents scénarios de maintenance est objectivé par une démarche d'analyse de risques afin d'évaluer les risques résiduels de défaillance.

La théorie de la fiabilité, qui repose sur une formulation probabiliste de la sécurité des constructions, répond conceptuellement de façon adaptée à l'évaluation et la gestion des ouvrages et de leur sécurité. Un groupe de travail, piloté par C. Cremona, produit en 2003 un rapport intitulé « Application des notions de fiabilité à la gestion des ouvrages existants » [1]. Toutefois, il est difficile de chercher à formuler une évaluation probabiliste de la rupture des barrages faiblement documentés, les données disponibles ne permettant pas de conduire des analyses statistiques et probabilistes [2]. Des pays se sont volontairement lancés dans ces approches présentées au congrès de Valence en 2011[6] et en France des organismes développent des approches présentées au dernier colloque sur les 9^{èmes} Journées Nationales sur la Fiabilité des Matériaux et des Structures [3] [4]. Par ailleurs, les études de Dangers (EDD) exigées pour les barrages de classes A&B évaluent le niveau de sûreté des barrages et identifient les mesures de réduction et de maîtrise des risques de défaillance [5].

La démarche développée à Hydrostadium applique les principes en déroulant une approche fonctionnelle s'inspirant des travaux d'EDF [6]. Dans cette analyse, la fonction à laquelle on s'intéresse particulièrement est la stabilité, la fonction étanchéité ayant davantage un enjeu de performance hydraulique sauf pour certains types d'ouvrage où elle peut contribuer à la performance de la fonction de stabilité.

Un diagnostic est établi en identifiant les défauts pouvant être des précurseurs de défaillance de la fonction de stabilité. L'analyse de l'importance des défauts, tant quantitative qu'évolutive, permet d'évaluer la cinétique de la défaillance et donc son occurrence. Plusieurs mesures d'amélioration de la sûreté chiffrées sont décrites avec, pour chacune d'elles, une évaluation qualitative des risques résiduels de défaillance. Le maître d'ouvrage, pour décider de ses investissements, dispose de plusieurs solutions argumentées.

3. MISE EN ŒUVRE DE LA DEMARCHE

3.1 Le diagnostic

L'établissement d'un diagnostic complet est une des conditions fondamentales de réussite de la démarche car il permet d'appréhender de façon la plus précise possible l'état et le comportement de l'ouvrage.

La démarche proposée comprend les étapes suivantes :

- l'appropriation des données technico-historiques afin d'identifier les particularités et les fragilités potentielles de l'ouvrage, préparant l'examen visuel ;
- l'examen visuel avec localisation et caractérisation des défauts ;
- l'analyse des défauts afin d'identifier les précurseurs de défaillance ;
- l'évaluation de l'occurrence de défaillance ;
- l'identification des mesures d'amélioration de la sûreté et estimation de leur coût ;
- l'évaluation qualitative des risques résiduels de défaillance ;
- la conclusion.

Ce processus peut être itératif si le maître d'ouvrage accepte des investigations visant à recueillir des données complémentaires.

3.1.1 Les données technico-historiques

Elles sont de différentes natures : données de conception (plans, notes de calcul), de réalisation (marchés, photos, rapports), de comportement (auscultation lorsque le barrage est pourvu d'un dispositif, constat des examens visuels, diagnostics précédents) et de travaux. Cette étape est primordiale pour la performance de l'examen visuel à venir. Les modes de défaillance, variables selon le type de barrages, sont appréhendés, comparés avec le retour d'expérience pour lister les précurseurs de défaillance à rechercher. Les éléments à rechercher sont listés avec leurs moyens d'accès : vidange de l'ouvrage, examen endoscopique, sécurisation des accès, etc.

Les principales difficultés résident dans l'absence de données historiques, ou leur dispersion, et dans le manque de compétences des exploitants dans le domaine de la technologie des barrages. La nouvelle réglementation conduit à une traçabilité obligatoire mais sa qualité n'est pas toujours suffisante et sa formalisation mal adaptée.

Concernant les données historiques, le travail de recherche ne doit pas être sous-estimé, ce que ne comprend pas toujours le maître d'ouvrage. C'est l'expérience de l'ingénieur qui va pallier ce manque de données avec un travail par comparaison à des cas comparables.

Concernant la compétence des exploitants, la connaissance dans le domaine des barrages s'acquiert principalement par la pratique et la recherche bibliographique. Le retour d'expérience est malheureusement peu disponible d'une façon structurée pour apporter une aide efficace aux personnes inexpérimentées.

3.1.2 L'examen visuel

Ainsi préparée, la recherche de défauts visibles est facilitée. Cette anticipation a permis de préparer le matériel adéquat pour le repérage de la localisation, de l'importance (dimensionnelle, caractérisation du développement), de l'ancienneté du défaut observé.

Lorsque cela est rendu possible par le maître d'ouvrage, des investigations sont mises en œuvre pour mieux caractériser les ouvrages : déformations (scanning), examen subaquatique (plongeurs), caractéristiques des matériaux (prélèvements).

3.1.3 Analyse des défauts

L'analyse a pour objectif d'identifier parmi les défauts, les précurseurs de défaillance. Les défauts sont soit originels liés à la réalisation de l'ouvrage et non évolutifs, soit liés au vieillissement, soit un signe de développement d'une pathologie pouvant conduire à une défaillance. Il s'agit dans ce dernier cas d'un précurseur de défaillance.

3.1.4 L'occurrence de défaillance

Cette étape est cruciale pour appréhender les phénomènes en présence, leur intensité, leur cinétique, leurs effets potentiels sur l'ouvrage et son environnement.

C'est dans cette étape difficile que se trouve la forte plus-value d'une ingénierie de maintenance. Toutes les situations potentielles pouvant conduire à une défaillance de la fonction de stabilité doivent être connues de

la personne réalisant le diagnostic. Elle doit apprécier de la façon la plus objective possible la présence et l'importance des précurseurs de défaillance sur cette dernière.

A ce stade, la personne peut s'appuyer sur une bibliographie des modes de défaillance (telle que décrite dans le chapitre 3.2) et/ou confronter son avis avec une personne plus expérimentée.

3.1.5 Les mesures d'amélioration de la sûreté et leur coût

Les mesures d'amélioration de la sûreté sont les actions traitant les causes et les effets de la défaillance sur les enjeux de la PAH, notamment la sûreté. Elles sont décrites comme des objectifs à atteindre en termes de solutions de prévention : supprimer l'occurrence du risque (traiter définitivement la cause du phénomène et les effets produits sur les structures), baisser l'occurrence (traitement partiel de la cause et tout ou partie des effets produits), ne pas baisser l'occurrence mais mettre en place une surveillance particulière sur des paramètres dont l'atteinte de seuils prédéfinis déclenchera le traitement de la cause, ou baisser les impacts de la défaillance (mesures de protection).

Dans un diagnostic, les mesures d'amélioration de la sûreté sont exprimées en termes d'objectifs car la mise en œuvre de solutions de traitement nécessite des études plus approfondies. Ces objectifs sont décrits avec suffisamment de précision pour une bonne compréhension du maître d'ouvrage.

Les coûts sont évalués par comparaison avec des travaux similaires, leur précision étant de l'ordre de 30 à 50 % selon le type de travaux.

3.1.6 Les risques résiduels

Un risque résiduel est un risque qui subsiste après la mise en œuvre des mesures d'amélioration de la sûreté. Il comprend la partie de risque initial non traité et, éventuellement, les risques spécifiques que les mesures d'amélioration de la sûreté génèrent. Chaque solution proposée est accompagnée d'une description et d'une évaluation qualitative du niveau de risques résiduels.

3.1.7 La conclusion du diagnostic

La conclusion du diagnostic présente la solution recommandée par la maîtrise d'œuvre offrant le meilleur compromis entre le coût respectant les exigences formulées du maître d'ouvrage dans ce domaine et les risques résiduels, ou le meilleur compromis à dire d'expert si les contraintes économiques ne sont pas exprimées. Le maître d'ouvrage choisit une solution et accepte de fait le niveau de risques résiduels.

La conclusion est établie après que toutes les investigations complémentaires aient eu lieu. Le maître d'œuvre rappelle les incertitudes résiduelles accompagnant ses recommandations.

3.2 Les risques de défaillance

Les scénarios de défaillance des barrages sont spécifiques à chaque type d'ouvrage. Un nombre de plus en plus important de publications sur l'analyse de risques est produit au niveau mondial. A Hydrostadium, les approches de maîtrise des risques de défaillance mises en œuvre dans les diagnostics et les études se développent en s'appuyant sur les démarches développées à EDF notamment dans les approches fonctionnelles telles que présentées au colloque de Valence (Espagne) en 2011 [6] sur les méthodes d'analyse de risques et en 2016 à Nancy [3].

Des compléments sont à apporter pour ce qui concerne les barrages en maçonnerie en s'appuyant notamment sur le projet de recherches PEDRA consacré aux ouvrages en maçonnerie en pierres sèches ou faiblement hourdées, dont les résultats ont été présentés à l'Ecole Centrale de Lyon le 20 janvier 2015 [8].

Parallèlement aux opérations réalisées sur les ouvrages du Groupe EDF, Hydrostadium a initié la formalisation d'un référentiel à destination des chargés d'affaires synthétisant les connaissances sur les ouvrages et leurs modes de défaillance.

3.3 L'évaluation des risques résiduels

L'évaluation des risques résiduels reste une approche qualitative décrivant la situation après travaux et précisant la nouvelle occurrence des scénarios de défaillance. Ces descriptions doivent être objectivées par

des arguments techniques, compréhensibles par les maîtres d'ouvrage. Par exemple, des travaux sur un masque d'étanchéité limitée à une zone partielle du parement conduit potentiellement à baisser le niveau de fuites avec une probabilité de conserver des fuites à un niveau évalué acceptable par le maître d'œuvre.

4. LES EXEMPLES

4.1 Exemple 1 : barrage-poids déversant en béton

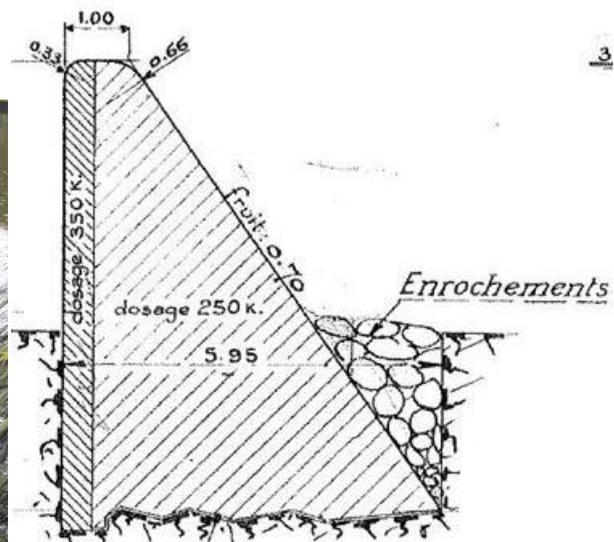
4.1.1 Présentation de l'ouvrage

Les principales caractéristiques de l'ouvrage sont les suivantes :

- Type : barrage-poids déversant
- Longueur déversante : 25 mètres
- Épaisseur maximale à la base : 6,50 mètres
- Matériaux : béton (dosé 250 k/m³ pour le corps)
- Hauteur maximale sur fondation : 7 mètres, l'ouvrage n'est pas classé (décret n° 2015-526)
- RN : 231,10 m NGF
- PHE : 232,50 m NGF
- Capacité théorique de la retenue 30 000 m³



Graphique 4 : Photo du seuil après un déversement



Graphique 5 : Coupe type du seuil

4.1.2 Problématique

Dans le cadre de la campagne de rénovation de l'aménagement et pour définir précisément le périmètre des travaux, le maître d'ouvrage a souhaité s'assurer des conditions de stabilité du barrage. Une première étude a conclu que le profil le plus défavorable du seuil n'était pas stable vis-à-vis du glissement (à RN : facteur de sécurité FS = 0,44 et à PHE : FS = 0,26

Les hypothèses prises concernant les matériaux étaient les suivantes :

- Masse volumique du béton : 2 100 kg/m³
- Cohésion dans le béton : 0 KPa
- Cohésion du contact béton/rocher : 0 KPa
- Résistance à la traction du béton : 0 MPa
- Résistance à la traction du contact béton/rocher : 0 MPa
- Angle de frottement dans le béton : 45°
- Angle de frottement du contact béton/rocher : 37°

La section la plus défavorable étant le contact béton/rocher, la solution proposée est la mise en place d'une recharge aval par enrochements bétonnés.

Le coût des travaux de renforcement préconisés n'étant pas compatible avec le faible productible (la faible production hydroélectrique) de l'aménagement, des solutions alternatives, mettant en œuvre la démarche décrite, ont été recherchées.

4.1.3 Examen de l'ouvrage

Un examen visuel a été réalisé pour diagnostiquer l'état réel du barrage.

Il n'a pas mis en évidence de précurseurs de défaillance : pas de fissuration, pas de déplacement observé, une présence de végétation normale du fait d'un déversement quasi permanent, une détérioration partielle du radier de protection en pied d'ouvrage en rive droite (figure 4). Les désordres observés sont superficiels (décollement de plaques d'enduit et végétation) ou partiels pour le radier de protection.

Le constat de la géométrie effective du barrage est en contradiction avec l'hypothèse prise dans le premier calcul de stabilité. Comme indiqué dans la figure 5, le barrage est encasté avec un remplissage en enrochements bétonnés constituant une butée de pied se situant à environ 2,5 mètres au-dessus de la fondation.

Ces constats amènent à considérer que les hypothèses prises dans le calcul initial sont trop conservatives.

4.1.4 Solution proposée

Il a été proposé au maître d'ouvrage de ne pas réaliser le confortement et de lui préciser les risques résiduels liés à cette proposition, et de réaliser par ailleurs les travaux de rénovation.

4.1.5 Analyse des risques résiduels

Les risques résiduels concernent la stabilité du barrage. Pour leur évaluation il est nécessaire de réaliser une nouvelle étude de stabilité prenant en compte les constats précédents.

Une étude de stabilité paramétrique, a été réalisée avec une géométrie et des chargements inchangés, afin de déterminer les valeurs caractéristiques conduisant à un facteur de sécurité supérieur à 1. Les valeurs obtenues, prenant en compte les coefficients partiels, sont les suivantes :

- Masse volumique du béton : 2 200 kg/m³
- Cohésion dans le béton : 80 KPa
- Cohésion du contact béton/rocher : 80 KPa
- Résistance à la traction du béton : 0.16 MPa
- Résistance à la traction du contact béton/rocher : 0.13 MPa

Ces valeurs caractéristiques sont cohérentes avec les valeurs usuelles comme celles mentionnées à la référence [2] (comprise, selon les cas, entre 0.2 et 2.6 MPa pour la résistance à la traction). Par ailleurs, d'après les recommandations pour la justification de la stabilité des barrages-poids (CFBR 2012) [7], il est possible dans certains cas, de retenir des valeurs positives pour la cohésion et la résistance à la traction (le contact béton/rocher ayant fait l'objet d'un soin particulier lors de la construction), ce qui est justifié ici par le fait que le barrage a fait l'objet d'injections de collage du contact béton/rocher.

De plus, la maîtrise des risques résiduels résidant dans la fiabilité des valeurs caractéristiques adoptées dans le calcul paramétrique, il est nécessaire de s'assurer de la résistance réelle des matériaux. Pour ce faire, des investigations ont été proposées au maître d'ouvrage. Par ailleurs, la surveillance régulière de l'ouvrage hors déversement permettra également d'identifier les éventuelles évolutions de l'état remettant en cause la pérennité de l'ouvrage, notamment les fonctions de protection du tapis de réception aval et de l'enduit du parement aval.

4.2 Exemple 2 : seuil déversant en maçonnerie

4.2.1 Présentation de l'ouvrage



Graphiques 6 & 7 : vue de la chaussée en déversement et à l'étiage

Les principales caractéristiques de l'ouvrage sont :

- Longueur : environ 178 mètres
- Hauteur : 3,30 mètres sur la partie la plus haute
- Constitution : maçonneries montées en opus incertum

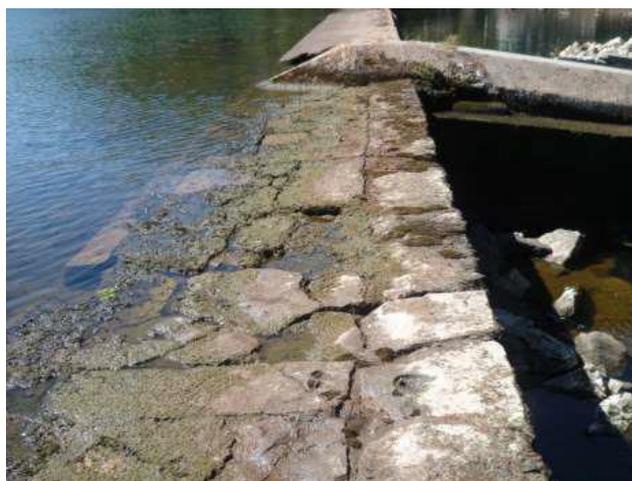
4.2.2 Problématique de l'ouvrage

L'ouvrage subit des crues annuelles fréquentes et des dégradations sont apparues lors de l'étiage de 2012. Il n'a pas été possible de connaître l'antériorité de ces dégradations par l'absence de rapport d'examen visuel ces dernières années. Ces dégradations concernent principalement des fuites au travers de l'ouvrage (photo 8), des arrachements du glacis (photo 9), des pierres absentes (environ une dizaine) et du déplacement vers l'aval des enrochements qui avaient été mis en protection (photo7).

L'évènement redouté est un éventrement du seuil en période de fréquentation du cours d'eau par le public. La rupture en crue n'aura pas d'impact sur la sûreté mais sur la performance car elle privera l'usine de sa retenue.



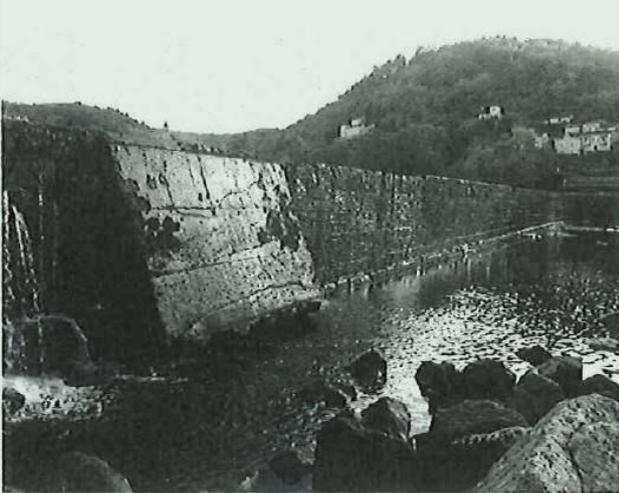
Graphique 8 : fuites au travers de la maçonnerie



Graphique 9 : disparition du glacis

4.2.3 *Solution de base*

L'éventrement du seuil est dû à un déséquilibre des pierres par une désolidarisation de la maçonnerie générée par le départ de quelques pierres sous l'effet de fortes fuites. Une réparation a déjà eu lieu par adjonction d'un renfort en béton comme le montre la photo 10.



Graphique 10 : renfort du seuil (date inconnue)

La solution de base de remise en état consiste en la reconduction des confortements précédents par réalisation d'un renfort partout où les fuites sont visibles et le parement aval dégradé (soit trois zones principales), la reprise de l'étanchéité par la réalisation d'un enduit à l'amont et l'injection du corps de la maçonnerie, la reprise du glacis et la reprise des enrochements en pied du seuil. Ces travaux sont incompatibles avec un productible de 8,5 GWh.

4.2.4 *Solution proposée au maître d'ouvrage*

Considérant que le seuil n'est pas déformé, que le nombre de pierres arrachées est faible, il a été proposé de ne pas mettre en œuvre la solution de base précédente mais de réaliser les travaux de confortement strictement nécessaires pour conserver la stabilité d'ensemble en :

- Traitant les joints de la maçonnerie par l'amont avec des mortiers mis en place par des plongeurs pour éviter de construire un batardeau ;
- Reprenant le glacis par un béton armé ancré ;
- Remplaçant les pierres arrachées pour reconstituer la continuité du parement aval et en traitant des sous-cavages par du béton ;
- Ne changeant pas l'état d'équilibre des enrochements en pied.

4.2.5 *Les risques résiduels*

Le traitement localisé du parement amont au droit des fuites les plus importantes et la reprise de la maçonnerie ne permettent pas de s'affranchir complètement du risque résiduel d'éventrement mais d'en réduire fortement l'occurrence. Par ailleurs, le fait de ne pas ramener les enrochements en pied aval du seuil laisse entier le risque résiduel d'érosion. Pour autant, il a une occurrence faible car son assise est rocheuse et les sous-cavages seront traités.

La surveillance, ciblée notamment sur le départ de quelques pierres et l'apparition de nouveaux sous cavages, préconisée par le maître d'œuvre permet de s'assurer en permanence de la pertinence des choix faits.

5. CONCLUSIONS

L'objet de cette publication est de présenter la démarche qui se met en place à Hydrostadium pour aider les maîtres d'ouvrage à concilier les nécessaires travaux de maintenance avec les contraintes économiques liées à leurs petits aménagements hydroélectriques. Le but de cette démarche est l'objectivation des risques résiduels inhérents à chaque scénario de maintenance. Ces scénarios s'appuient sur des diagnostics suffisamment précis pour caractériser les risques de défaillance. Le maître d'œuvre, en étudiant des solutions

de traitement partiel, doit permettre au maître d'ouvrage de faire un choix en les accompagnant d'une description argumentée des risques résiduels. La démarche applique les principes de l'analyse de risques, sans pour autant y adjoindre l'approche probabiliste des ruptures. Elle met en œuvre une explicitation des modes de défaillance et des impacts des précurseurs détectés dans les diagnostics. Un référentiel est en cours de rédaction en vue d'une mise en application systématique pour tous types d'ouvrages. Le choix d'une solution parmi celles proposées incombe au maître d'ouvrage seul qui s'engage de fait sur l'acceptabilité du niveau de risque résiduel.

REMERCIEMENTS

Je remercie Marc Perez, Expert Génie Civil & Management des Risques, qui nous fait profiter de son expérience dans le domaine de la maintenance des ouvrages hydrauliques et de la maîtrise de leur sûreté, et pour l'aide apportée dans le développement de ces approches.

RÉFÉRENCES ET CITATIONS

- [1] Groupe de travail de l'Association Française de Génie Civil (AFGC) (2003), Application des notions de fiabilité à la gestion des ouvrages existants, éd. Presses des Ponts et Chaussées.
- [2] Deroo, Luc, & Boris, Jiménez (2011) Notes sur l'accidentologie des barrages-poids, Colloque CFBR-AFEID Etudes de dangers.
- [3] Anne Laure, Andrieu & Jérôme, Sausse (2016), Analyses fonctionnelles et diagnostics de sûreté des ouvrages hydrauliques à EDF, 9^{èmes} Journées Nationales Fiabilité des Matériaux et des Structures.
- [4] Anthony Mouyeaux, Claudio Carvajal, Laurent Peyras, Philippe Bressolette, Claude Bacconnet & Pierre Breul, Développement d'un modèle de variabilité spatiale des pressions interstitielles au sein d'un ouvrage hydraulique en remblai, 9^{èmes} Journées Nationales Fiabilité des Matériaux et des Structures.
- [5] Colloque sur la pratique des EDD des barrages (2011).
- [6] Sausse, Jérôme, Marc, Perez & Philippe, Bourgey (2011), Surveillance of dams adapted to risks, 3^{ème} International Week on Risks Analysis, Dam Safety, Dam Security and Critical Infrastructure Management, Valencia Spain.
- [7] Groupe de travail CFBR (2012), Recommandations pour la justification de la stabilité des barrages-poids
- [8] Eric VINCENS (2015), rapport de clôture du projet de recherche PEDRA, ouvrages en pierre sèche ou faiblement hourdés, Ecole Centrale de Lyon

SÛRETE D'UN BARRAGE-POIDS VIS-A-VIS DE L'ALEA SISMIQUE : EVALUATION PROBABILISTE DU GLISSEMENT GRACE A UNE METHODE SIMPLIFIEE

Dam safety under seismic hazard: probabilistic assessment of sliding with a simplified method

DOI : 10.24346/cfbr_colloque2016_a02

SadriMével

SL Ingénierie, 84 boulevard Marius Vivier Merle, 69003 Lyon

mevel@isl.fr

Moez Jellouli

ISL Ingénierie, 75 boulevard Macdonald, 75019 Paris

jellouli@isl.fr

MOTS CLÉS

Glissement, séisme, barrage-poids, étude paramétrique, étude probabiliste, fiabilité

RÉSUMÉ

Sûreté d'un barrage-poids vis-à-vis de l'aléa sismique : évaluation probabiliste du glissement grâce à une méthode simplifiée. L'évaluation de la sûreté des barrages vis-à-vis de l'aléa sismique doit tenir compte de l'aléa sismique lui-même, de l'aléa sur les autres charges au moment où le séisme se produit (principalement la cote de la retenue), et de l'incertitude sur les caractéristiques des matériaux. Le caractère dynamique du comportement de l'ouvrage soumis à un chargement sismique rend les calculs complets plus longs que les calculs sous chargement statique. Le but de la méthode décrite ici est de proposer une procédure de calcul qui permet d'évaluer rapidement le déplacement irréversible d'un barrage-poids sur sa fondation durant un séisme. Ceci permet de combiner plusieurs aléas et d'évaluer la probabilité de dépassement d'un critère de défaillance portant sur le glissement irréversible du barrage. Un tel critère doit être fixé en tenant compte des conséquences de ce glissement. Pour obtenir des résultats fiables, la procédure de calcul simplifiée doit intégrer le caractère dynamique du comportement de l'ouvrage. Dans la première partie du présent article, on décrit la méthode et on compare les résultats obtenus à ceux issus de calculs temporels non linéaires en éléments finis. Dans la deuxième partie de l'article, on applique la procédure de calcul simplifiée à trois cas d'école pour mener des études de sensibilité, des études probabilistes et des calculs de fiabilité.

ABSTRACT

The reliability assessment of a dam under seismic hazard should take into account several hazard parameters: the seismic load itself, the other loads during the earthquake (mainly the water level), and the uncertainties about the resistance of the dam. The dynamic behavior of the dam during an earthquake makes the calculations longer than the static computations. The aim of the presented method is to propose a procedure to quickly estimate the irreversible sliding of a gravity dam during an earthquake. The procedure can take into account several hazards, so as to estimate a failure probability, defined by a failure criterion on the irreversible sliding. Such a criterion has to be defined by considering the consequences of a sliding. In order to estimate accurately the dam sliding, the proposed method takes into account the dynamic behavior of the dam. In the first part of this article, the sliding calculation is described and the results are compared to non-linear finite elements models results. In the second part, this method is used on three textbook cases: parametric and probabilistic studies, and reliability assessment.

1. INTRODUCTION

Lors d'un séisme, lorsque la condition de résistance au cisaillement de la fondation d'un plot de barrage-poids n'est pas respectée, il devient difficile de justifier que le non glissement du barrage. Une question essentielle est l'estimation de ce glissement : parle-t-on d'un millimètre, d'un centimètre, ou d'un mètre ?

Si un critère de performance portant sur le glissement maximal admissible est formulé, et que les paramètres d'entrées – charges et résistances notamment – sont modélisés dans un cadre probabiliste, alors un calcul de glissement selon ces paramètres permet d'estimer la probabilité de défaillance de l'ouvrage vis-à-vis de ce risque. Cependant, les calculs de glissement de fondation de barrage peuvent être longs et chers. Les deux premières parties de cet article proposent et décrivent une méthode simple et rapide pour estimer le glissement d'un barrage durant un séisme. Seuls quelques paramètres fondamentaux sont pris en compte, comme l'angle de frottement représentatif du plan de rupture ou la fréquence fondamentale de l'ouvrage. La simplicité des calculs et la vitesse d'obtention des résultats permettent de mener des études paramétriques, probabilistes et des études de fiabilité. Des exemples complets de telles études sont donnés dans les parties suivantes.

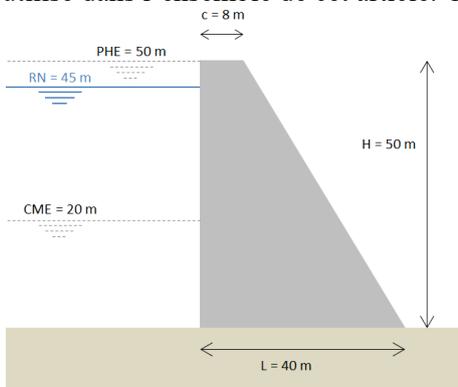
A ce jour, cette méthode peut toujours être optimisée. Elle ne prend par exemple pas en compte la cohésion, ou l'éventuelle évolution de la répartition des sous-pressions durant le séisme. Des modèles simples pourraient aussi venir la compléter afin de tenir compte de l'interaction du barrage avec le sol.

2. PROPOSITION DE MODÈLE SIMPLIFIÉ DU GLISSEMENT

L'étude du glissement d'un barrage-poids durant un séisme est un problème de la dynamique non-linéaire. Il est de plus en plus courant de faire appel à des modèles aux éléments finis en deux ou trois dimensions (des outils sont développés dans [3] et un exemple est présenté dans [2]), mettant en jeu des lois de comportement non-linéaires, afin de réaliser des simulations temporelles. Ces modèles, s'ils sont inévitables pour la modélisation des phénomènes complexes, ne permettent pas d'appréhender facilement l'influence des différents paramètres de calcul. Des modèles semi-analytiques ont déjà été proposés ; ils font souvent l'hypothèse du mouvement de corps rigide (par exemple [1] ou [4]). On propose ici un modèle simple, permettant d'estimer le glissement d'un barrage-poids lors d'un séisme, tenant compte de sa souplesse.

2.1 Plot de barrage poids : un exemple idéalisé

En ne s'intéressant qu'à une coupe transversale d'un plot de barrage-poids, on propose un exemple qui sera utilisé dans l'ensemble de cet article. On considère un barrage ayant la coupe suivante.



Graphique 1 : Coupe-type du barrage étudié en exemple dans cet article.

Il s'agit d'un barrage de classe A, situé dans la zone de sismicité 4. Son séisme de dimensionnement a une période de retour $T = 5\,000$ ans, et une accélération horizontale de pic $a = 3,5$ m/s². La fondation est rocheuse. L'angle de frottement au contact entre le béton et le rocher est $\varphi = 40^\circ$, et aucune cohésion n'est prise en compte. Aucun remblai ni sédiment n'est présent. Le matériau béton a une masse volumique de $2,40$ T/m³, un module de Young $E_b = 15$ GPa, et un coefficient de Poisson $\nu = 0,2$.

Un modèle bidimensionnel aux éléments finis a permis de calculer la masse totale du barrage M_B et, tenant compte de l'influence de l'eau par l'ajout de masses sur le parement amont (définies selon [6] et [8]), la fréquence fondamentale de la structure f_0 , ainsi que la fraction α de masse modale du premier mode.

- $M_B = 2\,880$ T/m ;
- $f_0 = 5,14$ Hz ;
- $\alpha = 0,50$.

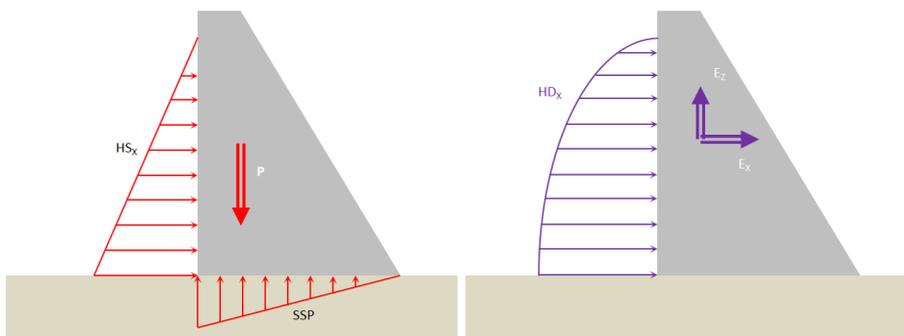
Il existe de nombreux moyens simples d'estimer la fréquence fondamentale et la masse modale d'un plot de barrage (modèle de poutre, Rayleigh, éléments finis, estimation empirique tabulée, etc.). Cependant, calculer ces paramètres à l'aide d'un modèle aux éléments finis est une solution convenable : cette estimation n'est à faire qu'une seule fois pour l'ensemble des études qui vont suivre. Pour des études paramétriques ou statistiques pour lesquelles on souhaite réaliser plusieurs milliers voire plusieurs millions de simulations, le coût d'une telle opération reste négligeable devant le temps nécessaire au calcul d'autant de simulations aux éléments finis.

2.2 Notion d'accélération limite

L'accélération limite est définie comme étant la plus petite accélération horizontale qui, appliquée de façon uniforme à l'ensemble du système étudié, provoque le dépassement du critère de glissement.

En dehors d'un séisme, les efforts appliqués à l'ouvrage sont (graphique 2) :

- Le poids propre : P ;
- La poussée hydrostatique vers l'aval : HS_x ;
- Les sous-pressions : SSP .



Graphique 2 : Efforts s'appliquant sur le barrage, en permanence (à g.) et en séisme (à d.).

Afin de simplifier les calculs, le diagramme des sous-pressions pris en compte est triangulaire, en considérant un coefficient de rabattement $\lambda = 50\%$ appliqué à partir de l'amont (voir [5]). Durant un séisme, d'autres efforts s'ajoutent à ces efforts permanents (graphique 2, voir [6]) :

- L'inertie de la structure : E_x, E_z ;
- L'action dynamique de l'eau : HD_x .

L'effet vertical E_z de l'inertie est négligé dans la suite.

Sans que cela soit l'objet de cet article (voir [8] et [9] pour la démonstration), il est admis que les efforts dynamiques de l'eau peuvent s'écrire sous la forme $HD_x = a M_w$, et que l'inertie appliquée à la structure de masse M_B est $E_x = a M_B$. La condition d'état-limite (condition de Mohr-Coulomb, recommandée par [6]) avec une propriété de cohésion nulle est exprimée par l'inéquation suivante : $T < N \tan(\varphi)$. Un bilan des efforts sur la fondation, tenant compte d'une accélération a uniformément appliquée sur l'ouvrage, mène à l'accélération limite a_{lim} :

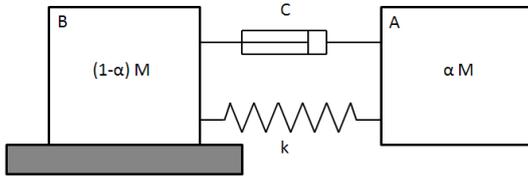
$$a < a_{lim} = \frac{(P - SSP) \tan \varphi - HS_x}{M_w + M_B} \quad (1)$$

La masse d'eau M_w participant aux efforts hydrodynamiques de la retenue peut être bien approximée par l'équation de Westergaard (il s'agit de l'hypothèse retenue par [6], voir la démonstration dans [8]). Chacun des termes de cette expression étant connu, l'accélération limite est un paramètre simple à calculer. Intuitivement, elle représente l'accélération du sol au-dessus de laquelle le barrage commence à glisser sur la fondation.

La cohésion n'est pas prise en compte ici car elle est perdue dès l'initiation du glissement. Il serait cependant plus satisfaisant de tenir compte de cette cohésion, qui peut fortement augmenter la valeur de a_{lim} tant que la fondation est saine.

2.3 Système masse-ressort équivalent : approche intuitive et démonstration

Pour beaucoup d'applications, un barrage est un système à un seul degré de liberté. On peut montrer que pour estimer le cisaillement à la fondation, et donc le glissement du barrage, cette représentation est souvent satisfaisante. Il est proposé le schéma suivant, comprenant deux masses rigides, un ressort, et un amortisseur visqueux.



Graphique 3 : Système à 1 degré de liberté représentant le comportement du barrage.

Le corps A de masse αM représente le mode fondamental du barrage, tandis que le corps B de masse $(1-\alpha)M$ représente les modes de fréquence plus élevée. La masse M est la masse totale du système : $M = M_B + M_w$. Le contact entre la fondation et le corps B a les mêmes caractéristiques que la fondation réelle : il y a glissement à partir de l'accélération limite a_{lim} . La raideur du ressort et le coefficient de l'amortisseur sont choisis afin de représenter correctement les caractéristiques du mode fondamental, dont on fixe le pourcentage d'amortissement critique ξ .

- $k = \alpha M \omega_0^2 = \alpha M (2\pi f_0)^2$;
- $C = 2 \xi \alpha M \omega_0$.

La justification théorique de ce modèle (voir [7]) vient de la bonne représentation des efforts de cisaillement à la fondation. Dans un calcul complet, le barrage est représenté par un système à N degrés de liberté (avec N assez grand). On construit alors les matrices $N \times N$ de raideur \underline{K} , d'amortissement \underline{C} et de masse \underline{M} . Le vecteur d'influence $\underline{\Delta}$, qui représente la direction des forces d'inertie, est alors composé de 1 aux degrés de liberté de translation horizontale, et de 0 ailleurs (on considère la sollicitation horizontale). Le cisaillement : de la fondation T s'obtient à partir du vecteur des efforts F , qui lui-même se calcule à partir du vecteur des déplacements U et des vitesses \dot{U} . Dans ce cas simple, l'équilibre « dynamique » de la structure assure que le cisaillement de la fondation est égal à la somme des efforts horizontaux sur la structure

$$T = \underline{\Delta} \cdot (\underline{K}U + \underline{C}\dot{U}), \quad (2)$$

D'autre part, une décomposition modale complète permet d'écrire le déplacement U sous la forme :

$$\underline{U} = \sum_{i=1}^N \underline{D}_i a_i q_i(t), \quad (3)$$

Où a_i est le coefficient de participation du mode i ($a_i = \underline{D}_i \underline{M} \underline{\Delta} / \underline{D}_i \underline{M} \underline{D}_i$) et q_i est la solution de l'équation suivante, où la sollicitation en accélération $a_s(t)$ est l'accélération du sol :

$$\ddot{q}_i + 2\xi_i \omega_i \dot{q}_i + \omega_i^2 q_i = -a_s(t), \quad (4)$$

Après remplacement, on peut exprimer le cisaillement T sous la forme suivante, qui sépare clairement la contribution du mode fondamental.

$$T = \underline{\Delta} \underline{K} \left(\underline{D}_1 a_1 q_1(t) + \sum_{i=2}^N \underline{D}_i a_i q_i(t) \right) + \underline{\Delta} \underline{C} \left(\underline{D}_1 a_1 \dot{q}_1(t) + \sum_{i=2}^N \underline{D}_i a_i \dot{q}_i(t) \right), \quad (5)$$

Dans l'hypothèse où les modes de fréquence supérieure à la fréquence fondamentale sont assez rigides, la première somme est la réponse statique de la structure, minorée de la réponse statique du premier mode. La réponse statique (en effort) de la structure à une accélération $a_s(t)$ est $M a_s(t)$. La réponse statique (en déplacement) du premier mode est $\underline{D}_1 a_1 a_s(t) / \omega_1^2$. Il vient donc :

$$T = M a_s(t) - \underline{\Delta} \underline{K} \underline{D}_1 \frac{a_1 a_s(t)}{\omega_1^2} + \underline{\Delta} \underline{K} \underline{D}_1 a_1 q_1(t) + \underline{\Delta} \underline{C} \underline{D}_1 a_1 \dot{q}_1(t), \quad (6)$$

Tenant compte des propriétés des modes propres, et en supposant l'orthogonalité de la matrice d'amortissement selon l'hypothèse usuelle $\underline{D}_i \underline{C} \underline{D}_i = 2\xi_i \omega_i \underline{D}_i \underline{M} \underline{D}_i$, alors il est obtenu finalement :

$$T = (M - m_1) a_s(t) + \omega_1^2 m_1 q_1(t) + 2\xi_1 \omega_1 m_1 \dot{q}_1(t), \quad (7)$$

Où m_1 est la masse modale du premier mode propre. En posant $\alpha = m_1/M$, on remarque que les équations (4) et (7) régissent aussi le comportement et le cisaillement à la fondation du système du graphique 3.

La démonstration s'appuie sur une décomposition modale classique mais la clé de la méthode est de montrer que si tous les modes sont rigides sauf le mode fondamental, alors le comportement et le cisaillement sont bien représentés par le système simple à 2 masses. En particulier, attribuer à la masse A la masse modale du premier mode propre n'est pas forcément intuitif.

Paramètre du calcul et résolution du problème de glissement

Une fois donné un accélérogramme, le comportement du système simplifié est calculé au cours du temps.

- Tant que le cisaillement à la fondation est inférieur au cisaillement limite $T_{lim} = Ma_{lim}$, la masse A est solidaire du sol. Le comportement du système est alors régi par l'équation (4), où $q_i = q_1$ représente le déplacement relatif de la masse B par rapport à la masse A.
- Lorsque le cisaillement à la fondation atteint la valeur limite T_{lim} , alors ce dernier devient constant le temps du glissement (d'après Mohr-Coulomb). En appliquant le principe fondamental de la dynamique à chacune des masses, le déplacement irréversible est obtenu comme le déplacement relatif de la masse B par rapport au sol.

La méthode de résolution de l'équation du mouvement au cours du temps dépasse le cadre de cet article ; plusieurs méthodes sont numériquement acceptables. Le problème étant simple, une solution complètement explicite est souvent adaptée (voir par exemple [7] qui développe aussi la solution selon la méthode d'intégration de Newmark). Il est primordial de noter que la solution ne dépend pas de la masse M . Les seuls paramètres à définir sont (d'après [7]) :

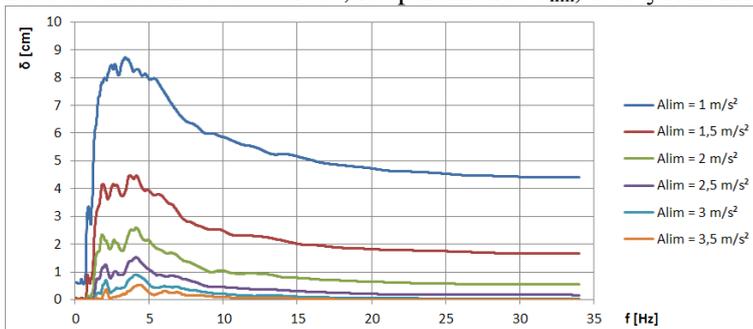
- La fréquence fondamentale du barrage : f_0 ;
- La fraction de masse modale du mode fondamental : α ;
- Le pourcentage d'amortissement critique : ξ ;
- L'accélération limite : a_{lim} .

C'est grâce à ce jeu réduit de paramètres, et à la simplicité du calcul, qu'apparaît l'intérêt de la méthode.

3. CONSTRUCTION DE SPECTRES DE GLISSEMENT

3.1 Définition d'un spectre de glissement

Les spectres de glissement (définis dans [7]) sont un outil permettant l'évaluation rapide du glissement d'un barrage sur sa fondation. Ayant sélectionné un ou plusieurs accélérogrammes représentatifs du mouvement à étudier (voir paragraphe 3.2), il peut être tracé une série de courbes donnant le glissement δ (par exemple, moyenné sur les différents accélérogrammes) en fonction de la période fondamentale du barrage. Pour le tracé de chacune des courbes, les paramètres a_{lim} , α et ξ sont fixés.

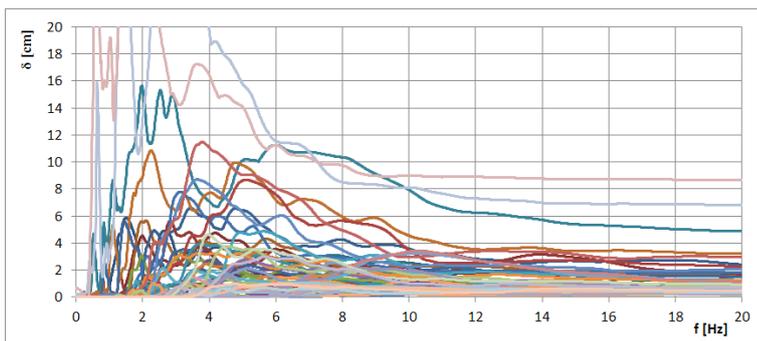


Graphique 4 : Spectres de glissement moyennés sur 5 accélérogrammes choisis, pour différentes accélérations limite.

Les valeurs de α et ξ étant en général peu variables, des tracés comme celui du graphique 4 permettent d'estimer l'étendue des résultats possibles, en fonction des inconnues portant sur les paramètres.

3.2 Sélection d'une famille d'accélérogrammes et construction d'enveloppes

Pour construire des spectres de glissement moyens, une famille d'accélérogrammes est sélectionnée. Dans la base de données [10], on a sélectionné des accélérogrammes réels de séismes de magnitudes supérieures à 4, enregistrés en Europe de l'Ouest, au rocher et en champ libre. A la suite de cette recherche, 27 enregistrements ont été sélectionnés, soit 54 accélérogrammes (deux directions par enregistrement). Tous les accélérogrammes sont normés de façon à avoir la même accélération de pic égale à $3,5 \text{ m/s}^2$. Le spectre de glissement correspondant à chacun de ces accélérogrammes est tracé (graphique 5), avec les paramètres suivants : $a_{\text{lim}} = 1,60 \text{ m/s}^2$; $\alpha = 0,50$; $\xi = 5 \%$. L'accélération limite est calculée à l'aide de l'expression (1), pour le barrage traité en exemple.



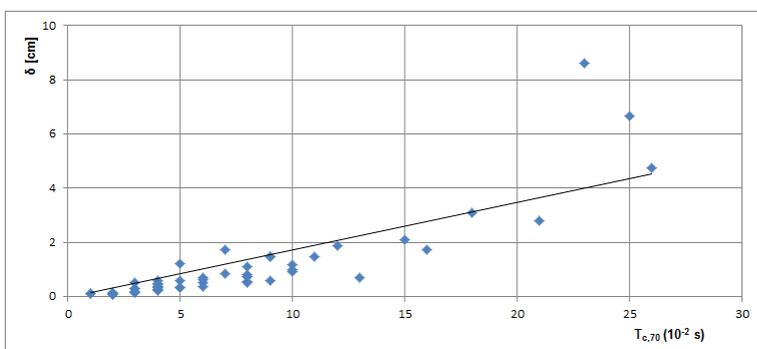
Graphique 5 : Ensemble des spectres de glissement calculés pour les 54 accélérogrammes sélectionnés, normés à la même accélération de pic.

Il ressort du graphique 5 que les paramètres choisis pour sélectionner les accélérogrammes ne permettent pas du tout d'obtenir des spectres globalement cohérents. Contrairement aux études linéaires, où l'ingénieur s'en tient généralement à vérifier que la forme du spectre de réponse élastique est correcte, il faut ici choisir plus finement les accélérogrammes de travail. Les paramètres réellement impactants pour le calcul du glissement sont, en premier lieu, la durée de l'accélérogramme et, plus précisément, le temps durant lequel l'accélération du sol est forte.

De nombreux paramètres permettent de caractériser la nocivité d'un signal sismique vis-à-vis d'un comportement non-linéaire : temps de phase forte, vitesse de pic, intensité d'Arias, etc. (quelques exemples dans [6]). Cependant, un paramètre meilleur pour la présente étude est proposé : soit $T_{c,70}$ le temps durant lequel l'accélération du sol dépasse 70 % de l'accélération de pic.

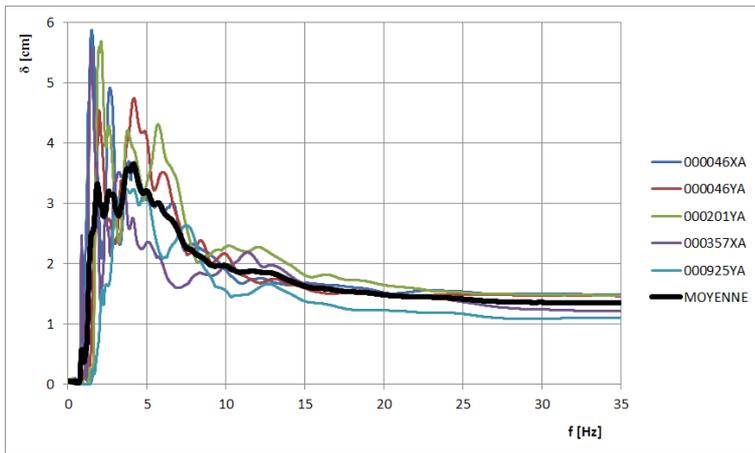
$$T_{c,70} = \int 1_{\langle a_s(t) \geq 0,7A \rangle} dt, \quad (8)$$

Le graphique 6 montre que ce paramètre explique plutôt bien la dispersion des résultats.



Graphique 6 : Représentation du glissement à fréquence infinie en fonction du paramètre $T_{c,70}$.

Afin de donner un exemple concret à la suite de cet article, les auteurs ont sélectionné 5 accélérogrammes ayant à la fois des spectres de glissement et des spectres de réponse élastique proches (graphique 7).

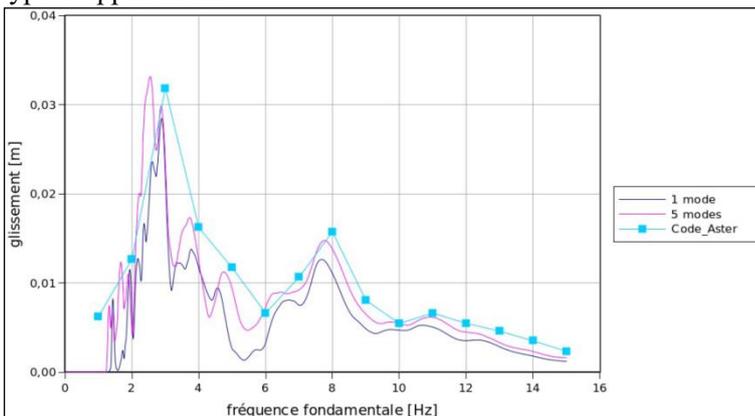


Graphique 7 : Spectres de glissement pour les 5 accélérogrammes choisis, $a_{lim} = 1,6 \text{ m/s}^2$, $\alpha = 0,50$, $\xi = 5 \%$.

Cette recherche a été menée à titre d'exemple, et n'a pas vocation à être aussi rigoureuse qu'une sélection faite par des spécialistes de la sismologie. Dans la suite de cet article, les résultats numériques sont présentés sur la base de cet exemple, en retenant la courbe moyenne de tous les résultats (courbe noire ici).

3.3 Confrontation aux calculs aux éléments finis

Afin de valider la méthode présentée ci-avant, des modèles aux éléments finis ont été bâtis. La résolution temporelle du problème non-linéaire de glissement a été menée à l'aide des solveurs Code_Aster et Ansys. Avec le premier logiciel, on a utilisé la loi de comportement JOINT_MECA_FROT, qui a été développée pour ce type d'applications.



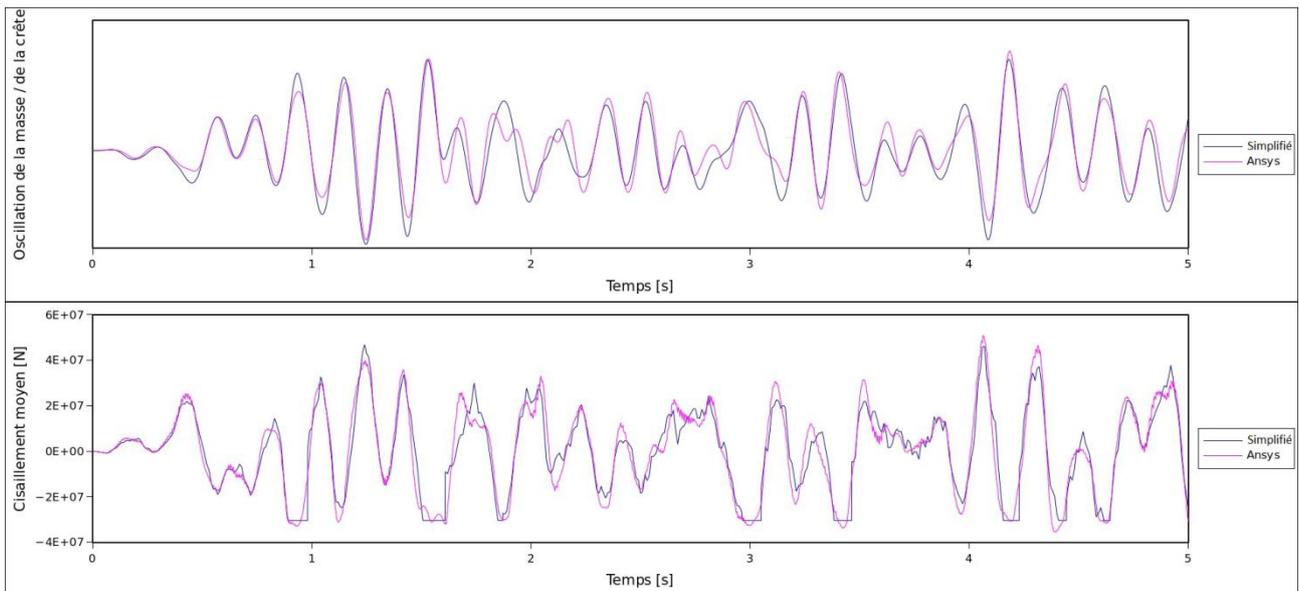
Graphique 8 : Comparaison entre des spectres de glissement obtenus par la méthode simplifiée présentée ici, et des résultats de calculs temporels menés à l'aide de Code_Aster

Le graphique 8 donne un exemple de comparaison de spectre de glissement construit à partir d'une série de calculs Code_Aster avec des spectres construits selon la méthode simplifiée. La courbe nommée « 5 modes » est le résultat d'une généralisation immédiate de la méthode décrite ici tenant compte de 5 masses oscillantes pour représenter 5 modes.

La résolution du problème dans Code_Aster a demandé de faire quelques hypothèses sur le comportement des matériaux et du contact, qui sont données pour information ci-dessous :

- La retenue est modélisée par des masses accrochées au parement amont ;
- Les sous-pressions ne sont pas modélisées, mais prises en compte par l'accélération limite ;
- L'amortissement est un amortissement de Rayleigh porté uniquement par la matrice de raideur, c'est-à-dire que la matrice d'amortissement s'exprime sous la forme $\underline{\underline{C}} = \beta \underline{\underline{K}}$. Ceci a tendance à minimiser l'influence des modes de fréquence élevée ;
- La fondation est rigide.

En plus des valeurs de glissement, il a été vérifié (graphique 9) qu'un système à un degré de liberté permet de représenter de façon suffisamment correcte l'oscillation du barrage et le cisaillement de la fondation.



Graphique 9 : Comparaison entre déplacements et cisaillement de la fondation obtenus par la méthode simplifiée présentée ici, et des résultats de calculs temporels menés à l'aide de Ansys.

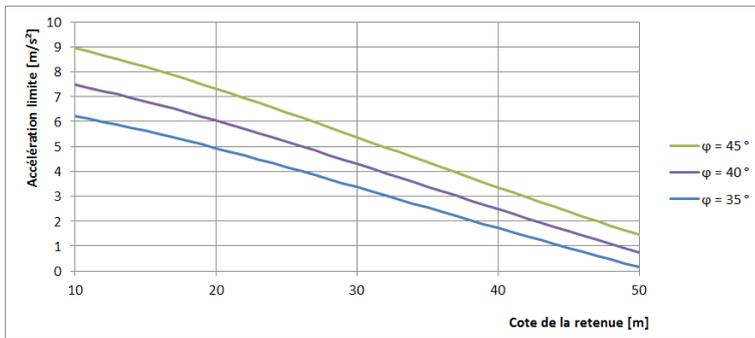
La bonne correspondance entre les résultats de la méthode simplifiée et les résultats des modèles aux éléments finis permet de substituer à ces derniers modèles, lourds et coûteux, des simulations simples et rapides, permettant les études paramétriques et les études probabilistes

3.4. Études paramétriques

On montre ici une étude paramétrique portant sur un (i) l'angle de frottement de la fondation, paramètre physique parfois difficile à estimer et dont on veut voir l'influence sur le glissement, (ii) le module de Young du barrage, paramètre physique également, et (iii) la cote de la retenue, qui est un paramètre choisi. Il s'agit là d'un exemple et d'autres paramètres pourraient être étudiés.

Le graphique 10 représente l'accélération limite du barrage proposé en exemple, en fonction de la cote de la retenue et de l'angle de frottement du contact barrage fondation. Ce graphique, allié aux courbes du graphique 4, permet de conclure rapidement et graphiquement :

- Avec un angle de frottement $\varphi = 45^\circ$, l'accélération limite à la cote RN vaut (graphique 10) environ $2,5 \text{ m/s}^2$, et le glissement provoqué par l'apparition du séisme de dimensionnement est (graphique 4, pour une fréquence fondamentale de $5,14 \text{ Hz}$) de l'ordre de 1 cm ;
- Avec un angle de frottement $\varphi = 40^\circ$, ce glissement est de 4 cm ;
- Avec un angle de frottement $\varphi = 35^\circ$, ce glissement est de 8 cm ;



Graphique 10 : Calcul de l'accélération limite pour le barrage proposé en exemple

Il peut de plus être supposé que la fréquence fondamentale du barrage ne change pas beaucoup en cas de petit abaissement de la retenue, de même que le paramètre α . Si par exemple le vérificateur de l'ouvrage estime que l'angle de frottement mobilisable n'excède pas 35° , mais que le glissement en cas de séisme doit être limité à 2 cm, alors il cherchera à obtenir une accélération limite égale à 2 m/s^2 , ce qui le conduira à recommander un abaissement de la retenue à la cote 38 m environ.

Enfin, le module de Young peut aussi être étudié. Si des essais mécaniques montrent que le matériau en place est sensiblement plus raide qu'escompté, le vérificateur en déduit que la fréquence fondamentale du barrage est plus élevée que celle initialement calculée. Les spectres de glissement étant décroissants autour de la fréquence $f_0 = 5,14 \text{ Hz}$, alors il peut conclure que cela ne remet pas en cause le dimensionnement de l'ouvrage.

La simplification apportée par ces courbes permet donc une estimation aisée et rapide des paramètres importants pour la sécurité de l'ouvrage.

4. ÉTUDES PROBABILISTES

Dans cette partie, on cherche à obtenir les niveaux de confiance sur le glissement maximal que peut subir l'ouvrage sur sa durée de vie. La seule variable considérée comme aléatoire est l'accélération de pic du plus grand séisme sur la vie de l'ouvrage. Le paragraphe 5 traitera un exemple plus riche, avec 2 variables aléatoires.

4.1 Loi d'occurrence des séismes

Une fois choisie une famille d'accélérogrammes, la *magnitude* d'un séisme est caractérisée uniquement par son accélération de pic a , réglée par multiplication de tout le signal par un facteur d'échelle adéquat. Ce travail sur les lois de probabilité des séismes vise à construire les lois de probabilité du glissement des barrages-poids sur la base de la méthode simplifiée proposée.

On suppose en général (recommandations [6]) que la répartition des séismes dans le temps suit un processus de Poisson. Ceci signifie en particulier que c'est un processus stationnaire et sans mémoire, ce qui est une hypothèse discutable. En pratique, on n'utilise que l'équivalent discret du processus de Poisson, qui est le processus de Bernoulli, et pour lequel on adopte l'année comme unité de temps.

La fréquence d'apparition des séismes est caractérisée par la période de retour. Il est couramment admis (voir aussi [6]), sans que cela soit l'objet de cette publication, que la période de retour T d'un séisme est bien estimée par le cube de l'accélération de pic A , selon la relation :

$$A = A_r \left(\frac{T}{T_r} \right)^{1/3}, \quad (9)$$

Où A_r et T_r sont des valeurs de référence. Dans l'exemple des paragraphes précédents, le barrage est de classe A dans la zone sismique 4. Les recommandations [6] proposent de retenir, pour ce barrage $A_r = 3,5 \text{ m/s}^2$ et $T_r = 5\,000 \text{ ans}$.

Chaque année, la probabilité que le séisme maximal observé dépasse le séisme de période de retour t est approximée² par $p = 1/t$. En définissant X une variable aléatoire mesurant la période de retour du séisme maximal observé sur une année, alors la fonction de répartition F_X de cette variable est :

$$F_X(t) = P(X < t) = 1 - \frac{1}{t}, \quad (10)$$

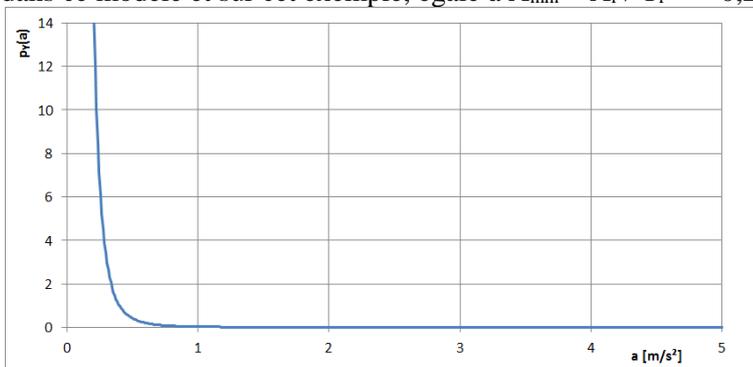
L'unité de temps étant l'année, la valeur minimale de t est $t_{\min} = 1$ an. L'accélération de pic minimale qui sera associée à ce séisme minimal est $A_{\min} = A_r / T_r^{1/3}$. En notant A la variable aléatoire représentant l'accélération de pic a du séisme maximal observé sur la même année, alors les variables X et A sont liées suivant la relation (9). La fonction de répartition F_A de A est alors :

$$F_A(a) = P(A < a) = P\left(X < T_r \left(\frac{a}{A_r}\right)^3\right) = 1 - \frac{A_r^3}{T_r a^3}, \quad (11)$$

Il peut être donné la densité de probabilité p_A de l'accélération de pic :

$$p_A(a) = \frac{\partial F_A}{\partial a} = \frac{3A_r^3}{T_r a^4}, \quad (12)$$

Cette fonction est représentée sur le graphique 11. L'accélération minimale observable sur une année est, dans ce modèle et sur cet exemple, égale à $A_{\min} = A_r / T_r^{1/3} = 0,205 \text{ m/s}^2$.



Graphique 11 : Densité de probabilité de la variable A , représentant l'accélération de pic du séisme maximal enregistré sur une année. La valeur minimale de A est $A_{\min} = 0,205 \text{ m/s}^2$.

La décroissance rapide de cette densité de probabilité (décroissance en a^{-4}) met en évidence que les phénomènes auxquels on s'intéresse dans ce problème sont majoritairement gouvernés par la queue de la loi en $+\infty$. Il faut donc souligner la sensibilité des extrema à la forme de ces lois, qui sont extrapolées et déduites d'observations, mais rarement mesurées.

4.2 Densité de probabilité de l'accélération maximale

Les barrages de classe A sont dimensionnés au séisme de période de retour $T = 5\,000$ ans. Ceci correspond à une probabilité de dépassement, par exemple, de 9,5 % sur 500 ans ; 4,9 % sur 250 ans ou 2,0 % sur 100 ans.

On suppose ici que la durée de vie de l'ouvrage est $D_V = 500$ ans. Le séisme maximal observable sur la période de D_V années, a une accélération de pic dont la loi de probabilité est caractérisée par la fonction de répartition $F_{\max(A)}$ dont l'expression est :

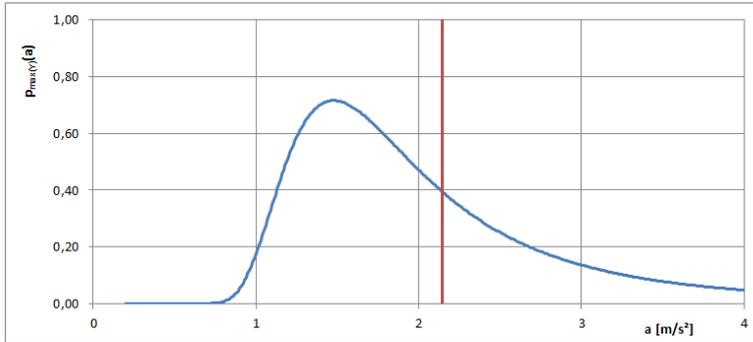
$$F_{\max(A)}(a) = [F_A(a)]^{D_V}, \quad (13)$$

La densité de probabilité de l'accélération de pic s'en déduit de la façon suivante :

$$p_{\max(A)}(a) = D_V \frac{3A_r^3}{T_r a^4} \left[1 - \frac{A_r^3}{T_r a^3}\right]^{D_V-1}, \quad (14)$$

² Ceci constitue une approximation ; pour un processus poissonien, il est souvent retenu $p = 1 - e^{-1/T}$.

Cette densité de probabilité est représentée sur le graphique 12.



Graphique 12 : Densité de probabilité de $\max(A)$ mesurant l'accélération maximale observable sur la durée de vie $D_V = 500$ ans. Le trait rouge représente l'espérance.

Cette densité de probabilité permet de calculer l'espérance de l'accélération maximale observable sur la durée de vie de l'ouvrage. Elle vaut ici :

$$E[\max(A)] = \int a p_{\max(A)}(a) da = 2,15 \text{ m/s}^2 \quad (15)$$

Il est aussi intéressant de calculer le moment d'ordre 2 de cette variable, pour en déduire l'écart-type :

$$\sigma_{\max(A)} = \sqrt{E[\max(A)^2] - E[\max(A)]^2} = 1,11 \text{ m/s}^2 \quad (16)$$

On notera donc cette situation particulière : l'écart-type de $\max(A)$ est relativement grand ; il est plus grand que la moitié de la moyenne. Ceci met en évidence le caractère très diffus des résultats.

4.3 Espérance et fractile du glissement maximal

En notant D la variable aléatoire mesurant le glissement maximal du barrage sur sa durée de vie, la densité de probabilité de $\max(A)$ permet de connaître celle de D . Pour calculer l'espérance et l'écart-type de D , la méthodologie est la suivante :

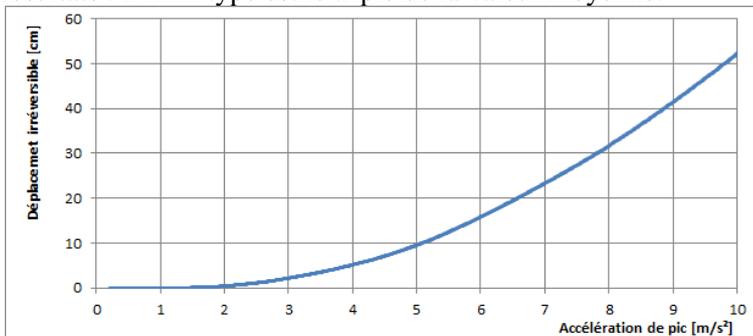
- Une série de simulations avec un jeu de paramètres fixes, ne faisant varier que l'accélération de pic des accélérographes utilisés (par multiplication de tout le signal par un facteur d'échelle), permet de tabuler une relation R liant l'accélération de pic a et le glissement $\delta = R(a)$;
- L'espérance de D se calcule par :

$$E[D] = \int R(a) p_{\max(A)}(a) da \quad (17)$$

- L'écart-type de D se calcule aisément par la propriété « $\text{Var}(Z) = E(Z^2) - E(Z)^2$ » :

$$\sigma_D = \sqrt{\int R(a)^2 p_{\max(A)}(a) da - \left(\int R(a) p_{\max(A)}(a) da\right)^2} \quad (18)$$

Le graphique 13 donne l'allure de la relation R dans le cas en exemple, pour une cote de retenue normale. Le calcul mène à $E[D] = 1,43$ cm, et à $\sigma_D = 4,01$ cm. Ce résultat permet de mettre en évidence la dispersion des résultats : l'écart-type est le triple de la valeur moyenne.



Graphique 13 : Allure de la relation R liant le déplacement irréversible δ à l'accélération de pic a .

Les fractiles de D permettent d'approcher la notion de *confiance* sur la valeur du glissement. En rappelant que la relation R liant l'accélération de pic a au glissement δ est une fonction strictement croissante (sur le

domaine où elle est non-nulle), les fractiles $\psi(x)$ de D s'obtiennent directement à partir des fractiles $\varphi(x)$ de $\max(A)$.

En effet, par le changement de variable $a = R^{-1}(\delta)$, il est immédiat que φ et ψ sont liés par la relation $\psi(x) = R(\varphi(x))$. Il vient :

$$x = \int_0^{\varphi(x)} p_{\max(A)}(a) da = \int_0^{R \circ \varphi(x)} p_D(\delta) d\delta \quad (19)$$

A partir des équations (14) et (19) et de la relation R définie plus haut, les fractiles suivants sont obtenus.

X	$\varphi(x)$ [m/s ²]	$\psi(x)$ [cm]
90 %	3,44	3,22
95 %	4,37	6,32
98 %	6,06	15,8

Tableau 1 : Fractiles φ et ψ des variables $\max(A)$ et D .

Evidemment, le fractile à 90,5 % en accélération est, dans cet exemple, égal à 3,5 m/s². Par définition de la confiance réglementaire exigée pour un ouvrage de classe A en France (période de retour $T = 5\,000$ ans), la probabilité de dépassement du séisme de dimensionnement est de 9,5 % sur 500 ans.

4.4 Intérêt de la méthode proposée

Ce paragraphe a montré comment obtenir rapidement les valeurs de différents niveaux de confiance sur la valeur du glissement maximal sur la vie de l'ouvrage, à partir d'une série de simulations. Pour tabuler correctement la relation R , il est nécessaire de réaliser un grand nombre de calculs. D'abord, parce que l'on cherche à estimer R pour plusieurs valeurs de a ; mais surtout parce que les résultats du calcul ne deviennent exploitables qu'après les avoir moyennés sur de nombreux accélérogrammes. Avec des moyens de calculs usuels, il n'est pas envisageable de mener plusieurs centaines de simulations temporelles non-linéaires aux éléments finis pour chaque conception étudiée.

Enfin, le cas présenté ici est simple. En effet, la relation entre a et δ est bi-univoque, et les propriétés du glissement D se déduisent assez immédiatement de celles de $\max(A)$. Pour d'autres paramètres, par exemple le module de Young ou la densité du béton, la relation n'est plus bi-univoque. Les propriétés du glissement D doivent se déduire par des méthodes plus lourdes. La méthode de Monte-Carlo par exemple devient bien adaptée, mais demande des ressources de calcul plus importantes, ce qui rend plus compétitives les méthodes simplifiées.

5. FIABILITÉ DE L'OUVRAGE

On montre dans cette partie comment la méthode simplifiée présentée au début de l'article permet de mener facilement des études de fiabilité paramétriques. Dans cet exemple, les variables qui sont considérées comme aléatoires sont :

- Le niveau de la retenue ;
- L'accélération de pic du plus grand séisme sur la vie de l'ouvrage.

En plus de l'étude de fiabilité, une étude paramétrique est menée sur l'angle de frottement de la fondation. Il est en effet difficile de définir une loi de probabilité portant sur les caractéristiques des matériaux, les données disponibles étant souvent insuffisantes pour cela. Le choix d'un angle de frottement pour une fondation de barrage fait souvent l'objet, suite aux essais (laboratoire, *in situ*) et à l'analyse des structures géologiques, d'une conclusion par *dire d'expert*. Afin d'aider une telle conclusion, une étude paramétrique mettant aisément en évidence l'influence du paramètre est plus riche. Une démarche complètement probabiliste est cependant expliquée en détail au chapitre de 10 de [12] et mise en application dans certains travaux sur les barrages, comme fait dans [13].

Enfin, il faut souligner que la considération du plus grand séisme sur la vie de l'ouvrage est une simplification : il faudrait, en toute rigueur, considérer que l'occurrence des séismes est un *processus* aléatoire sur la vie de l'ouvrage, et non simplement une *variable* aléatoire. Le caractère ponctuel des séismes permet cette approximation.

5.1 Gestion de la retenue

Pour étudier l'influence du niveau d'eau, on suppose que la gestion de la retenue au cours de l'année est définie par trois paramètres.

- La retenue est à la cote RN durant une fraction de l'année M_{RN} ;
- Le barrage est à la cote CME durant une fraction de l'année M_{CME} ;
- La retenue est à la cote PHE durant une fraction de l'année M_{PHE} .

Il sera ensuite possible de comparer plusieurs régimes de gestion ; soient par exemple les 4 régimes :

- G_0 : $M_{RN} = 1$; $M_{CME} = 0$; $M_{PHE} = 0$;
- G_1 : $M_{RN} = 5,75 / 12$; $M_{CME} = 5,75 / 12$; $M_{PHE} = 0,5 / 12$;
- G_2 : $M_{RN} = 11,5 / 12$; $M_{CME} = 0$; $M_{PHE} = 0,5 / 12$;
- G_3 : $M_{RN} = 0$; $M_{CME} = 1$; $M_{PHE} = 0$.

La première gestion G_0 consistant à maintenir la cote RN en permanence correspond à l'hypothèse usuelle des calculs de stabilité au séisme. La seconde G_1 suppose 2 semaines de crue par an, le reste de l'année étant équitablement réparti entre la cote RN et la cote minimale CME. La troisième gestion suppose 2 semaines de crue par an, le reste de l'année à la cote RN. La dernière G_3 caractérise un barrage dont la cote est maintenue constamment basse.

5.2 Déplacement maximal acceptable, performance et fiabilité annuelle

Supposons que le déplacement maximal acceptable δ_m est connu. Ce déplacement doit être défini par des considérations relatives à la fonction de l'ouvrage (non-saturation des drains, limitation des fuites, circulation en crête, ...). Un exemple de définition de δ_m est donné dans [11], et les outils théoriques peuvent être trouvés dans [12].

Le barrage remplit ses fonctions tant que le critère de performance est vérifié. Ici, le critère de performance porte sur le glissement δ lors de l'occurrence du plus grand séisme sur la vie de l'ouvrage : $\delta < \delta_m$. La fiabilité de l'ouvrage est estimée par le calcul de la probabilité de défaillance suivante :

$$P_f = P(\delta > \delta_m) \quad (20)$$

Dans le cas traité, cette probabilité se calcule facilement à l'aide de la formule des probabilités totales. En notant Z_k la cote de la retenue ($Z_k = RN, CME$ ou PHE), $P(Z_k)$ la probabilité que la cote de la retenue lors du séisme soit Z_k , et $p_{d,k}(\delta)$ la densité de probabilité annuelle du glissement (supposant la cote Z_k), la probabilité de défaillance est :

$$P_f = 1 - \sum_k \int_0^{\delta_m} p_{d,k}(\delta) P(Z_k) d\delta \quad (21)$$

Le paragraphe 4.3 a montré qu'il existe pour chaque jeu de paramètres (angle de frottement, cote de la retenue, etc.) une relation R bi-univoque croissante entre l'accélération de pic a et le glissement $\delta = R(a)$. La densité de probabilité $p_{d,k}(\delta)$ peut donc se calculer à partir de l'équation (12) et de la relation R . Cependant, cette expression est difficile à utiliser car elle fait apparaître la dérivée $\partial R^{-1} / \partial \delta$. Il est préférable de travailler sur l'espace des accélérations ; en notant R_k la relation R pour le jeu de paramètres caractéristiques de la cote k , et $p_A(a)$ la densité de probabilité annuelle de A , la probabilité de défaillance est obtenue par :

$$P_f = 1 - \sum_k \int_0^{R_k^{-1}(\delta_m)} p_A(a) P(Z_k) da \quad (22)$$

Cette expression fait clairement apparaître la fonction de répartition de A , et il vient :

$$P_f = 1 - \sum_k P(Z_k) F_A [R_k^{-1}(\delta_m)] \quad (23)$$

Cette probabilité de défaillance peut alors être calculée pour plusieurs angles de frottement, et plusieurs valeurs du déplacement maximal acceptable. Le tableau 2 donne, pour des glissements maximaux acceptables de 1, 2 et 4 cm, la probabilité annuelle de défaillance.

$\varphi = 40^\circ$	$\delta_m = 1 \text{ cm}$	$\delta_m = 2 \text{ cm}$	$\delta_m = 4 \text{ cm}$
G ₀	$6,0 \cdot 10^{-4}$	$3,4 \cdot 10^{-4}$	$1,7 \cdot 10^{-4}$
G ₁	$4,3 \cdot 10^{-4}$	$2,4 \cdot 10^{-4}$	$1,2 \cdot 10^{-4}$
G ₂	$7,0 \cdot 10^{-4}$	$3,9 \cdot 10^{-4}$	$2,0 \cdot 10^{-4}$
G ₃	$2,5 \cdot 10^{-5}$	$1,7 \cdot 10^{-5}$	$1,1 \cdot 10^{-5}$

Tableau 2 : Probabilité annuelle de défaillance de l'ouvrage, pour un angle de frottement de 40° .

Pour la gestion G₀ (consistant à tenir la cote RN en permanence), le tableau 3 montre l'évolution de la probabilité de défaillance annuelle en fonction de l'angle de frottement.

G ₀	$\delta_m = 1 \text{ cm}$	$\delta_m = 2 \text{ cm}$	$\delta_m = 4 \text{ cm}$
$\varphi = 45^\circ$	$2,4 \cdot 10^{-4}$	$1,4 \cdot 10^{-4}$	$8,0 \cdot 10^{-5}$
$\varphi = 40^\circ$	$6,0 \cdot 10^{-4}$	$3,4 \cdot 10^{-4}$	$1,7 \cdot 10^{-4}$
$\varphi = 35^\circ$	$2,0 \cdot 10^{-3}$	$1,1 \cdot 10^{-3}$	$5,1 \cdot 10^{-4}$

Tableau 3 : Probabilité annuelle de défaillance de l'ouvrage, pour une gestion de retenue G₀.

Avec les valeurs numériques prises comme exemple, la période de retour caractéristique d'une défaillance est de l'ordre de 1 000 à 100 000 ans, ce qui est assez cohérent avec les ordres de grandeur attendus.

L'influence de l'angle de frottement sur la probabilité de défaillance est assez claire. Une augmentation de l'angle de frottement de 5° permet de diviser la probabilité de défaillance par un facteur de l'ordre de 2 à 3.

La gestion de la retenue modifie aussi la fiabilité de l'ouvrage. Sur les 4 gestions étudiées, la plus *sûre* est G₃, consistant à tenir une cote basse en permanence. La gestion G₂ (deux semaines de crue sur l'année, le reste à la cote RN) est finalement assez proche de la gestion G₀ (cote RN permanente), l'augmentation de la probabilité de défaillance étant de l'ordre de 15 % (pour une crue représentant 4 % du temps). La gestion intermédiaire G₁ (deux semaines de crue, abaissement de la cote à CME la moitié de l'année) permet, en comparaison à G₂, une réduction de 65 % de la probabilité de défaillance.

5.3 Intérêt de la méthode proposée

Il faut noter ici la simplification qui a été faite sur la définition de la gestion de la retenue. Si le paramètre Z avait été défini par une loi de probabilité (comme par exemple proposé dans l'étude [14]), alors le calcul de la probabilité de défaillance P_f aurait été sensiblement plus compliqué. Ici, il a suffi de calculer la relation R pour trois cotes de retenue (ce qui demande déjà, pour une bonne précision, plusieurs centaines de simulations). Avec une prise en compte d'une loi de probabilité pour Z, il aurait fallu calculer P_f selon une intégrale double. D'une façon générale, la prise en compte de n variables aléatoires aurait demandé le calcul de P_f selon une intégrale multiple d'ordre n. Lorsque le nombre de paramètres à prendre en compte est grand ou que les densités de probabilités sont difficilement intégrables, les méthodes d'estimation de probabilité basées sur des simulations numériques deviennent indispensables. Le nombre de calculs de glissement nécessaires à l'obtention des résultats est alors tel que des méthodes simplifiées sont indispensables.

6. CONCLUSION

Le présent article a proposé une méthode simple d'évaluation du glissement de la fondation d'un barrage-poids lors d'un séisme menant au dépassement du critère de résistance au cisaillement. Cette méthode simple prend en compte un nombre de paramètres volontairement réduit. La fréquence et la fraction de masse modale du premier mode, le pourcentage d'amortissement critique et l'accélération limite du barrage suffisent à mener un calcul. Il a été montré que les résultats sont en bon accord avec des résolutions temporelles non-linéaires aux éléments finis.

La vitesse d'exécution des calculs (quelques dixièmes de seconde) permet des applications pratiques comme les études paramétriques, les études probabilistes et les calculs de fiabilité. Les exemples d'applications présentés tirent parti de cette simplicité, et mettent en évidence la difficulté qu'il y aurait à obtenir les mêmes résultats à l'aide de simulations temporelles aux éléments finis.

La méthode proposée est à ce jour perfectible, et des modèles simples, ne prenant en compte que quelques degrés de liberté, peuvent permettre de modéliser des phénomènes plus complexes. En particulier, la prise en compte de l'interaction sol-structure demande quelques développements supplémentaires. L'application à des cas réels est aussi prévue.

RÉFÉRENCES ET CITATIONS

- [1] Newmark, N. M. (1965). Effects of earthquakes on dams and embankments. Fifth Rankine Lecture, University of Illinois at Urbana-Champaign
- [2] Grenier, D., Si-Chaib, A. & Alami, A. (2012). Nonlinear Behavior of a Roller Compacted Concrete Dam Under Strong Earthquake. Proceedings of the 6th International Symposium on Roller Compacted Concrete Dams, Zaragoza.
- [3] Kazymyrenko, K. (2011). Loi de comportement des joints de barrages : JOINT_MECA_RUPT et JOINT_MECA_FROT. Documentation Code_Aster.
- [4] Kondo, M., Kirinashizawa, T., Kojima, H. & Yamaguchi, Y. (2012). Seismic Performance Evaluation of Concrete Dams Considering Ultimate Stability of Detached Upper Block. Proceedings of the International Symposium on Dams for a Changing World, Kyoto
- [5] CFBR. (2012). Recommandations pour la justification de la stabilité des barrages-poids.
- [6] MEDDE-DGPR. (2014). Risque sismique et sécurité des ouvrages hydrauliques.
- [7] Mével, S., (2013). Estimation du glissement sismique d'un barrage-poids. Rapport de projet de fin d'études, École Nationale des Ponts et Chaussées, ISL Ingénierie
- [8] Westergaard, H. M. (1933). Water pressure on dams during earthquakes. Trans. ASCE 98, 418-472
- [9] Zangar, C. N. (1952). Hydrodynamic pressures on dams due to horizontal earthquake effects. Bureau of Reclamation, United States Department of the Interior.
- [10] Ambraseys, N., P. Smit, R. Sigbjörnsson, P. Suhadolc, and B. Margaris (2001). Internet-Site for European Strong-Motion Data. <<http://www.isesd.cv.ic.ac.uk>>, EVR1-CT-1999-40008, European Commission, Directorate-General XII, Environmental and Climate Programme, Bruxelles, Belgium.
- [11] Tardieu, B., Vauloup, L., Si-Chaib, A. (2011). Conséquences des déplacements irréversibles sur le comportement sismique des barrages, Colloque AFPS 2011.
- [12] Cremona, C., et al. (2003). Application des notions de fiabilité à la gestion des ouvrages existants, Presses de l'École Nationale des Ponts et Chaussées.
- [13] Carvajal C., Peyras L., Bacconnet C., Bécue J-P. (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, n°1, pp. 91-119.
- [14] Carvajal C., Peyras L., Arnaud P., Boissier D, Royet P (2009). Probabilistic Modelling of Flood Water Level for Dam Reservoirs, ASCE - Journal of Hydrologic Engineering, March 2009, Vol. 14, Issue 3, pp. 223-232.

FIABILITE DES FONDATIONS ROCHEUSES DE BARRAGES ET VARIABILITE SPATIALE DE LA RESISTANCE AU CISAILLEMENT DES DISCONTINUITES

Reliability analysis of rock dam foundations and Spatial variability of the shear strength of rock discontinuities

DOI : 10.24346/cfbr_colloque2016_a03

Claudio CARVAJAL ^{(a),3} ; Djibril SOW ^{(a),(b),(c)} ; Pierre BREUL ^(c) ; Laurent PEYRAS ^(a) ; Patrice RIVARD ^(b) ;
Claude BACCONNET ^(c) ; Gérard BALLIVY ^(b)

^(a) Irstea, UR-RECOVER, Centre d'Aix-en-Provence, France
{claudio.carvajal ; laurent.peyras}@irstea.fr

^(b) Université de Sherbrooke, Sherbrooke, Québec, Canada
{Djibril.Sow2 ; Patrice.Rivard ; Gerard.Ballivy}@usherbrooke.ca

^(c) Université Blaise Pascal, Institut Pascal, Clermont Ferrand, France
{pierre.breul ; claude.bacconnet}@polytech.univ-bpclermont.fr

MOTS CLÉS

Discontinuités d'un massif rocheux, fondations de barrages, résistance au cisaillement, variabilité spatiale.

RÉSUMÉ

Une analyse de fiabilité des structures consiste à tenir compte des incertitudes en modélisant les chargements et les propriétés des matériaux d'un ouvrage par des variables aléatoires, lesquelles sont intégrées dans les calculs de stabilité afin d'évaluer l'incertitude associée aux résultats de ces calculs. La résistance au cisaillement des discontinuités rocheuses joue un rôle essentiel dans la stabilité des massifs rocheux, notamment dans le cas d'une analyse de stabilité au glissement des fondations rocheuses de barrages-poids. Cette communication propose une méthodologie d'analyse de la variabilité spatiale de la résistance au cisaillement le long des discontinuités des fondations rocheuses, permettant de prendre en compte les effets de réduction de variance. Cette démarche vise à évaluer la réduction de variance des paramètres mobilisés à grande échelle à l'aide de l'identification d'une tendance déterministe variant en profondeur et d'une corrélation spatiale déduite d'une analyse géostatistique. La méthodologie est illustrée sur le cas réel d'une fondation d'un barrage-poids en béton. Une analyse de fiabilité a été conduite pour ce cas d'étude afin d'illustrer l'intérêt de la prise en compte de la réduction de variance dans l'évaluation de la probabilité de défaillance.

ABSTRACT

A reliability analysis consists in modeling by random variables the uncertainties in loads and resistances of a structure for their subsequent incorporation in stability calculations to assess the uncertainty on the results of these stability calculations. The shear strength of rock joints plays an important role in the stability of rock masses, particularly in the case of a sliding stability analysis of rock foundations of gravity dams. This paper proposes a methodology for the analysis of the spatial variability of shear strength along the joints of rock foundations, in order to take into account the variance reduction effects. This approach aims at evaluating the variance reduction of the parameters found at a large scale using the identification of a deterministic trend varying in depth and using the spatial correlation derived from a geostatistical analysis. The methodology was applied for the case study of a rock foundation of an existing concrete gravity-dam. A reliability analysis was conducted for this case study to highlight the benefit of considering the variance reduction in the evaluation of the probability of failure.

³ Auteur correspondant : Claudio Carvajal, Téléphone : +33 (0)4 42 66 69 87, Courriel : claudio.carvajal@irstea.fr

1. INTRODUCTION

La résistance au cisaillement des discontinuités rocheuses joue un rôle essentiel dans la stabilité des massifs rocheux, notamment dans le cas d'une analyse de stabilité au glissement des fondations rocheuses de barrages-poids. La résistance au cisaillement des discontinuités, comme la plupart des propriétés géo-mécaniques, varie dans l'espace et sa caractérisation est entachée de plusieurs incertitudes, liées à l'insuffisance des observations et la connaissance limitée de cette propriété géotechnique.

L'évaluation de la sécurité d'un barrage-poids est réalisée traditionnellement dans un format déterministe où les incertitudes sont traitées par un coefficient global de sécurité. Plus récemment, le Comité Français des Barrages et Réservoirs (CFBR) a introduit un format semi-probabiliste inspiré des Eurocodes pour la justification de la stabilité des barrages-poids et de leurs fondations. Actuellement, les approches probabilistes pour l'évaluation de la sécurité des barrages présentent un intérêt significatif dans le cadre des études de dangers préconisées par le décret relatif à la sécurité des ouvrages hydrauliques.

Dans ce contexte, les méthodes fiabilistes constituent une alternative pour l'évaluation probabiliste de la sécurité structurelle d'un barrage. Ces méthodes permettent de prendre en compte, dans un contexte probabiliste, les incertitudes des données associées aux paramètres de calcul utilisés dans les justifications de la stabilité structurelle. Une analyse de fiabilité des structures consiste à tenir compte des incertitudes en modélisant les chargements et les propriétés des matériaux d'un ouvrage par des variables aléatoires, lesquelles sont intégrées dans les calculs de stabilité afin d'évaluer leur impact sur la sécurité structurelle du barrage.

L'évaluation probabiliste de la sécurité d'un barrage vis-à-vis du mécanisme de cisaillement dans les fondations nécessite une modélisation probabiliste des propriétés des matériaux, notamment de la variabilité spatiale de la résistance au cisaillement le long des discontinuités ou surfaces potentielles de rupture. Plusieurs auteurs se sont intéressés à la modélisation probabiliste de la stabilité de massifs rocheux, tels que (Duzgun *et al.*, 2002), (Gravanis *et al.*, 2014) et (Shamekhi *et al.*, 2015).

La première partie de cette communication présente le principe et les principales étapes d'une analyse de fiabilité, ainsi qu'un panorama d'applications des méthodes fiabilistes dans le domaine des barrages. La deuxième partie de cette communication propose une méthodologie d'analyse de la variabilité spatiale de la résistance au cisaillement le long des discontinuités des fondations rocheuses, permettant de prendre en compte les effets de réduction de variance. La méthodologie proposée comporte les étapes suivantes :

- La description probabiliste des discontinuités d'un massif rocheux à partir d'une analyse stéréographique ;
- L'utilisation du critère de Barton et Choubey pour la caractérisation de la résistance au cisaillement des discontinuités. La méthodologie se base sur une démarche expérimentale qui mobilise des moyens simples pour la détermination des paramètres du critère de Barton et Choubey : un profilomètre laser, un appareil portatif d'essai de cisaillement et un scléromètre à béton ;
- La modélisation probabiliste à l'échelle de l'échantillon (provenant de sondages carottés) des paramètres mesurés dans la campagne expérimentale et des paramètres du critère de Barton et Choubey. La modélisation probabiliste des paramètres étudiés 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 ;
- La modélisation probabiliste à l'échelle de l'ouvrage des paramètres de résistance au cisaillement des discontinuités rocheuses à partir d'une analyse de réduction de variance.

La méthodologie est illustrée sur le cas d'étude d'une fondation d'un barrage-poids existant et est valorisée par la présentation d'une étude de fiabilité de la résistance au cisaillement de la fondation rocheuse du barrage au moyen d'un géomodelleur utilisant la méthode aux éléments finis.

2. ANALYSE DE FIABILITE

2.1 Principe d'une analyse de fiabilité

La sécurité des ouvrages du génie civil est placée 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. Dans ce contexte, les méthodes d'analyse de fiabilité apportent une information supplémentaire par rapport à une approche déterministe classique.

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. Elles ont atteint un niveau important de développement et d'application dans le domaine industriel et dans quelques domaines du génie civil.

En préalable d'une analyse de fiabilité, il convient d'analyser tous les modes de défaillance possibles afin d'identifier les causes de défaillance et les variables élémentaires (matériaux, géométrie, liaisons, actions), les composants et les systèmes de l'ouvrage en jeu.

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 qu'il(s) soi(en)t dépassé(s). 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. Selon l'état-limite, le résultat recherché du modèle (ou variable de sortie) peut s'exprimer en termes de contraintes, déplacements, facteur de sécurité, etc. Une fonction de performance est finalement adoptée pour définir le critère de défaillance en fonction de la variable de sortie (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, des variables aléatoires intervenant dans chacun de ces états-limites : 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 probabiliste 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, ... (Lemaire *et al.*, 2005). 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.

Il est enfin pertinent de rappeler que tous les modèles de calcul existant pour décrire le fonctionnement mécanique d'une structure sont fondés sur une idéalisation de celle-ci. Il y a donc une incertitude de modèle, souvent en relation avec l'incertitude des données. Cette idéalisation représente toujours une certaine simplification de la réalité. Ainsi, lorsque l'on parle de l'étude de sécurité d'une structure, on parle en réalité de la sécurité du modèle idéalisé associé à cette structure.

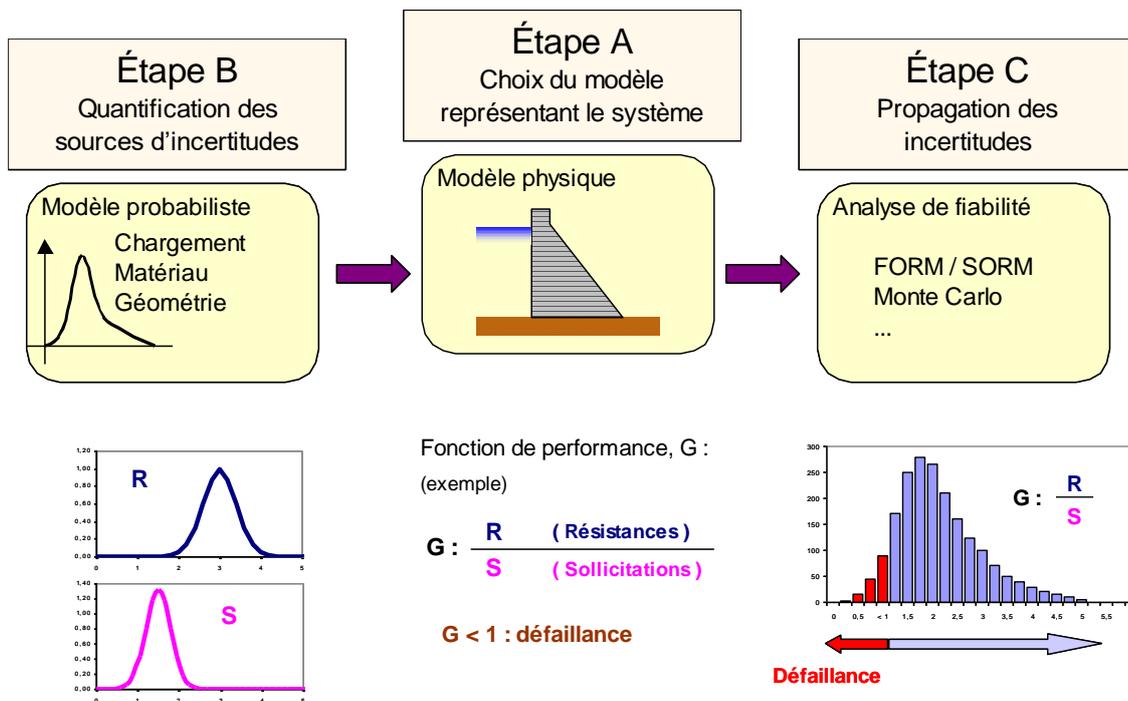


Figure 1 : Démarche générale d'une analyse de fiabilité (Carvajal et al. 2011)

2.2 Application des méthodes fiabilistes dans le domaine des barrages

L'application des approches probabilistes dans le domaine des barrages a fait l'objet de plusieurs travaux de recherche réalisés principalement à la fin des années 90. Suite à l'apparition des études de dangers dans la réglementation relative à la sécurité des ouvrages hydrauliques en France (décret du 11 décembre 2007), de nouveaux travaux de recherche ont été engagés en vue d'une application opérationnelle des méthodes d'analyse de fiabilité dans le cadre des études de dangers : pour les barrages-poids (Carvajal, 2009), (Peyras *et al.*, 2010) ; pour les fondations rocheuses (Sow, 2015) ; et pour les barrages en remblai (Mouyeaux *et al.*, 2016).

La Commission Internationale des Grands Barrages (CIGB/ICOLD) s'est également intéressée récemment à l'application des méthodes d'analyse de fiabilité dans le cadre des deux derniers ateliers numériques de la CIGB, réalisés à Valence en 2011 et à Lausanne en 2015 :

- Evaluation de la probabilité de défaillance au glissement d'un barrage-poids en béton (11th ICOLD Benchmark Workshop, Theme C, Valencia 2011) ;
- Evaluation de la probabilité de défaillance d'un barrage en remblai vis-à-vis du glissement et de la surverse (13th ICOLD Benchmark Workshop, Theme B, Lausanne 2015).

La plupart des travaux d'application des méthodes d'analyse de fiabilité dans le domaine des barrages concernent les barrages-poids en béton et les barrages en remblai.

Concernant le modèle d'état-limite (étape A), dans le cas des barrages-poids en béton, les méthodes fiabilistes ont été majoritairement utilisées pour l'analyse de l'état-limite de glissement, avec la prise en compte ou non de l'ouverture des fissures (qui peut intégrer implicitement l'état-limite de basculement). Ces états-limites sont modélisés par des méthodes à l'équilibre limite ainsi que par des méthodes d'éléments finis.

Dans le cas des barrages en remblai, les approches fiabilistes ont été majoritairement utilisées pour l'analyse de l'état-limite d'instabilité ou glissement des talus, en utilisant généralement des modèles à l'équilibre limite et, parfois, des modèles d'éléments finis. Plusieurs travaux ont également traité l'état-limite de surverse dans un format probabiliste en fonction du niveau de la retenue, mais sans prise en compte de la résistance des matériaux (considérée nulle ou pratiquement nulle). Malgré l'importance et les incertitudes associées à l'érosion interne dans les barrages en remblai, très peu des travaux ont été réalisés sur l'analyse

fiabiliste de l'érosion interne ; ceci en raison des difficultés à définir un critère de défaillance pour chacun des mécanismes élémentaires (suffusion, érosion régressive, érosion de contact, érosion de conduit) et à intégrer dans l'analyse l'ensemble du processus d'érosion interne (initiation, non-filtration, progression, rupture).

Concernant la quantification des sources d'incertitudes (étape B), les variables d'entrée modélisées comme des variables aléatoires sont généralement les suivantes :

- Le niveau de la retenue (en situation de crue) ;
- L'accélération au pic (en situation sismique) ;
- Le coefficient d'efficacité de drainage (pour les barrages-poids) ;
- Le champ des pressions interstitielles (pour les barrages en remblai) ;
- Les paramètres de résistance au cisaillement : cohésion et angle de frottement (pour les barrages-poids et les barrages en remblai) ;
- La résistance à la traction (pour les barrages-poids) ;
- Le poids volumique des matériaux (principalement pour les barrages-poids).

Concernant la propagation des incertitudes (étape C), les méthodes généralement utilisées sont les simulations de Monte-Carlo lorsque l'état-limite est analysé par des méthodes à l'équilibre limite. Dans le cas où l'état-limite est analysé par des méthodes numériques (p.ex. : éléments finis), l'analyse de la propagation des incertitudes est réalisée généralement avec des méthodes basées sur une approximation de la surface de l'état-limite (p.ex. : FORM, surfaces de réponse), ou plus simple encore, sur une estimation de la moyenne et de l'écart type de la réponse (p.ex. : FOSM, Point-estimate method, indice de Cornell).

La section suivante présente une démarche de modélisation de la variabilité spatiale de la résistance au cisaillement des discontinuités des fondations rocheuses, développée dans le cadre d'une thèse de doctorat (Sow, 2015), en vue de la réalisation d'une analyse de fiabilité des fondations d'un barrage-poids.

3. VARIABILITE SPATIALE DE LA RESISTANCE AU CISAILLEMENT DES DISCONTINUITES DES FONDATIONS ROCHEUSES

3.1 Description probabiliste des discontinuités du massif rocheux

Le massif rocheux se présente le plus souvent comme un milieu hétérogène discontinu, comprenant deux types d'éléments : les blocs rocheux et les discontinuités. En raison 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 (Panet, 1976).

Les paramètres qui permettent de décrire la géométrie des discontinuités sont l'orientation, l'espacement et la persistance (Blès, 1981). 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 son plan.

Dans notre démarche, 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.

3.2 Critère de résistance au cisaillement des discontinuités

La réalisation d'essais de cisaillement direct constitue l'investigation de référence pour quantifier la résistance au cisaillement des discontinuités. Toutefois, ces essais se réalisent en nombre limité selon les éprouvettes disponibles, ce qui ne permet pas d'avoir un échantillonnage statistique représentatif de la dispersion des propriétés de résistance au cisaillement. Pour y remédier, nous proposons de recourir à

l'utilisation du critère de Barton et Choubey pour la caractérisation de la résistance au cisaillement des discontinuités, ce travail ayant été présenté au colloque CFBR 2015 (Sow *et al.* 2015). Les quelques résultats d'essais de cisaillement éventuellement disponibles peuvent être utilisés pour valider ou améliorer l'ajustement des paramètres de Barton et Choubey.

Le critère de Barton et Choubey (équation 1) introduit un paramètre appelé le JRC (Joint Roughness Coefficient) qui tient compte de la rugosité, un paramètre de résistance mécanique JCS (Joint Compressive Strength) qui tient compte de l'altération des épontes 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.

$$\tau_{pic} = \sigma_n \tan \left(\varphi_r + JRC \log_{10} \left(\frac{JCS}{\sigma_n} \right) \right) \quad (1)$$

La méthodologie se base sur une démarche expérimentale (Sow *et al.* 2015) 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 et la mesure du paramètre de rugosité Z_2 , (utilisé ensuite pour calculer le *JRC*),
- un appareil portatif d'essai de cisaillement pour la mesure de l'angle de frottement de base φ_b (utilisé pour déterminer φ_r),
- un scléromètre à béton pour la mesure de la valeur au rebond de la matrice rocheuse R et des joints altérés r (afin d'évaluer le paramètre *JCS*).

Cette démarche expérimentale permet de générer des populations abondantes de propriétés de résistance au cisaillement, au moyen d'un protocole expérimental simple et peu onéreux. L'échantillon statistique des propriétés de résistance au cisaillement ainsi généré peut alors faire l'objet d'une analyse et d'une modélisation de la variabilité spatiale.

3.3 Modélisation probabiliste de la résistance au cisaillement des discontinuités

La démarche adoptée pour l'analyse de la variabilité spatiale de la résistance au cisaillement des discontinuités comporte la modélisation des paramètres suivants :

- les paramètres mesurés (Z_2 , φ_b , R et r) à l'échelle des joints intersectés par les forages verticaux réalisés sur le barrage en étude ;
- les paramètres d'entrée du modèle de Barton et Choubey (*JRC*, φ_r et *JCS*), déterminés à l'aide d'un modèle empirique, à l'échelle des joints intersectés par les forages ;
- les paramètres d'entrée du modèle de Barton et Choubey intégrés à l'échelle concernée par l'état-limite (échelle de l'ouvrage).

3.3.1 Modélisation de la variabilité des paramètres mesurés

Nous notons $Z_i(x)$ les paramètres mesurés à l'échelle des joints intersectés par un forage, où x correspond à la position verticale dans le forage. Il s'agit de : la valeur au rebond de la matrice rocheuse $R(x)$ et des joints altérés $r(x)$ obtenue par marteau de Schmidt ; l'angle de frottement de base $\varphi_b(x)$ obtenu par essai de cisaillement sur des joints sciés ; et le paramètre statistique de rugosité $Z_2(x)$ calculé sur des surfaces de joints numérisées au profilomètre laser.

Nous formulons ces variables régionalisées $Z_i(x)$ comme la somme de variables indépendantes (équation 2) : une tendance déterministe en fonction de la localisation spatiale $t_{Z_i}(x)$, une variable régionalisée sans biais de fluctuation autour de la tendance $w_{Z_i}(x)$ et d'une variable aléatoire d'erreur de mesure sans biais e_{Z_i} (Vanmarcke 1983, Phoon *et al.*, 1999).

$$Z_i(x) = t_{Z_i}(x) + w_{Z_i}(x) + e_{Z_i} \quad (2)$$

La variabilité des propriétés des matériaux dans un massif rocheux n'est pas complètement aléatoire. Une partie de cette variabilité peut être expliquée par des phénomènes physiques connus, comme par exemple, une amélioration des propriétés mécaniques avec la profondeur. Ainsi, nous déterminons la tendance $t_{Z_i}(x)$

d'un paramètre par régression linéaire sur les données quantitatives de $Z_i(x)$ suivant la profondeur du forage et tenant compte des données qualitatives d'observation des logs de forages qui permettent une interprétation de l'évolution du paramètre dans l'espace.

Nous modélisons les erreurs de mesures comme des variables aléatoires de moyenne nulle et de variance non nulle (Phoon *et al.*, 1999, Favre 2004). La quantification de la variance de l'erreur de mesure est étroitement liée au protocole expérimental associé à la mesure du paramètre. L'erreur de mesure intrinsèque à l'essai est caractérisée par la variance des résultats obtenus d'un nombre représentatif de répétitions de ce protocole expérimental sur des échantillons nominalelement identiques.

Nous considérons la fluctuation aléatoire $w_{z_i}(x)$ comme une variable régionalisée de moyenne nulle et de variance non nulle (principe d'une régression linéaire). Sa caractérisation consiste à évaluer sa variance et sa corrélation spatiale. Sa variance (équation 3) est déterminée à partir de la variance du résidu aléatoire [$Z_i(x) - t_{z_i}(x)$] et de la variance de l'erreur de mesure e_{z_i} :

$$\text{Var}[w_{z_i}(x)] = \text{Var}[Z_i(x) - t_{z_i}(x)] - \text{Var}[e_{z_i}] \quad (3)$$

Pour la prise en compte de la corrélation spatiale des paramètres, nous menons une analyse géostatistique basée sur la construction de variogrammes. Un variogramme représente la dispersion des valeurs d'une variable en fonction de leur éloignement. Il est basé sur le principe selon lequel deux points rapprochés vont avoir des valeurs plus proches que deux points éloignés.

La corrélation spatiale de $w_{z_i}(x)$ est matérialisée par le coefficient de réduction de variance déterminé idéalement à partir du variogramme expérimental des valeurs de $w_{z_i}(x)$. Cependant, il est impossible de déterminer sur chaque valeur mesurée de $Z_i(x)$ la part revenant à l'erreur de l'essai e_{z_i} . Par conséquent, le calcul du variogramme est effectué sur les données [$w_{z_i}(x) + e_{z_i}$], ce qui est justifié dans le sens où l'erreur de mesure dépend plutôt du matériel d'essai que de la localisation de l'échantillon testé.

3.3.2 Modélisation de la variabilité des paramètres d'entrée du modèle de Barton et Choubey

Nous notons $Z_{di}(x)$ les paramètres d'entrée du modèle de Barton et Choubey à l'échelle des joints intersectés par le forage, correspondant aux paramètres $JRC(x)$, $JCS(x)$ et $\varphi_r(x)$. Ils sont déterminés à l'aide d'un modèle empirique $T_i(\cdot)$ et à partir des paramètres mesurés $Z_i(x)$. Ce modèle empirique $T_i(\cdot)$ introduit une erreur supposée sans biais ε_i sur le paramètre $Z_{di}(x)$. Cependant, cette erreur de modèle est difficile à caractériser et ne sera pas traitée dans cette communication.

$$Z_{di}(x) = T_i(Z_1(x); \dots; Z_n(x); \varepsilon_i) \quad (4)$$

Les équations suivantes présentent les modèles empiriques utilisés dans notre étude pour évaluer les paramètres d'entrée du critère de Barton et Choubey à partir des valeurs mesurées dans notre campagne expérimentale :

$$\varphi_r = (\varphi_b - 20) + 20 * \frac{r}{R} \quad (5)$$

$$JCS = 9.97 * e^{(0.02 * R * \rho)}, \text{ avec } \rho : \text{densité de la matrice rocheuse} \quad (6)$$

$$JRC = 32,2 + 32,47 \cdot \log(Z_2) \quad (7)$$

Pour l'estimation des variances des paramètres d'entrée du modèle de Barton et Choubey à l'échelle des joints nous utilisons des simulations de Monte Carlo et la linéarisation de Taylor. Cette dernière permet un calcul analytique des variances et de quantifier le poids des différentes variables sur la variance (w_{z_i} et e_{z_i}).

Dans un mécanisme de rupture qui concerne des volumes, des surfaces ou des longueurs, le paramètre géotechnique réellement mobilisé est celui qui est intégré respectivement sur tout le volume, la surface ou la longueur relative à l'état-limite de rupture (Favre 2004). Nous notons $Z_L(L)$ les paramètres d'entrée du

modèle de Barton et Choubey intégrés à l'échelle concernée par l'état-limite (échelle de l'ouvrage) sur une longueur L du forage : $\{JRC_L(L) ; JCS_L(L) ; \varphi_{rL}(L)\}$.

$$Z_L(L) = \frac{1}{L} \int_0^L Z_{di}(x) \cdot dx \quad (8)$$

Nous proposons de conduire une analyse géostatistique pour obtenir le coefficient de réduction de variance à partir des variogrammes obtenus des variables régionalisées. Nous pouvons ainsi déterminer la variance des différents paramètres d'entrée du modèle de Barton et Choubey à l'échelle concernée par l'état-limite.

4. CAS D'ETUDE

4.1 Barrage étudié et données disponibles

Le cas d'étude analysé est un barrage-poids existant. 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 de l'ouvrage est de 424,5 m, sa hauteur varie longitudinalement entre 13 et 30 m, avec une largeur à la base qui varie entre 12 et 23 m. La direction de l'axe du barrage est de 110° , soit près d'une direction Est-Ouest.

Le rocher de fondation du site du barrage est une migmatite à biotite de l'unité supérieure M4 du Groupe de Mékinac. L'unité M4 est composée de gneiss et de migmatite. Le massif de fondation est découpé par trois familles de discontinuités : deux familles subverticales dont les directions et les pendages sont $173^\circ/83^\circ$ et $239^\circ/80^\circ$; une famille de discontinuités développées le long des foliations dont la direction et le pendage sont $101^\circ/20^\circ$.

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 mesures au marteau de Schmidt : 52 et 10 essais pour la valeur au rebond R et r respectivement ;
- 19 essais de résistance au cisaillement sur joints lisses (φ_b) ;
- 19 numérisations de surface au profilomètre laser (Z_2).

4.2 Variabilité spatiale des paramètres de résistance au cisaillement

La figure 2 présente les résultats des paramètres mesurés en fonction de la profondeur x sous l'interface barrage-fondation.

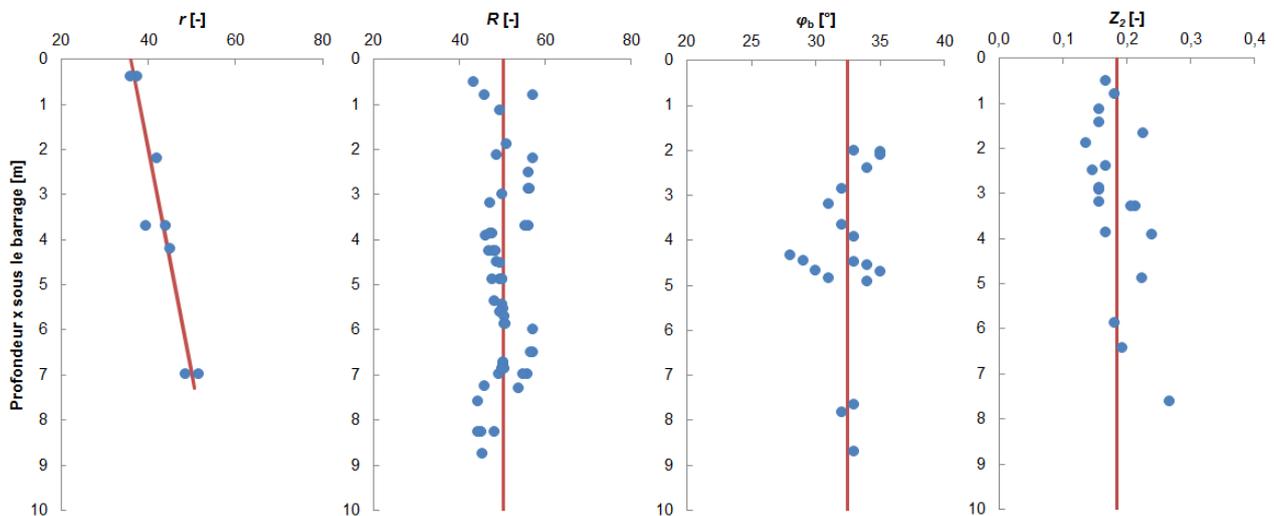


Figure 2 : Paramètres mesurés en fonction de la profondeur sous l'interface barrage-fondation

Les données disponibles pour les valeurs au rebond des joints altérés $r(x)$ sont relativement peu nombreuses. Cependant elles permettent de constater une tendance à l'augmentation en fonction de la profondeur. Cette augmentation est constatée jusqu'à une profondeur d'environ 7 m (limite des données disponibles sur r) où la valeur au rebond des joints altérés se rapproche de la valeur moyenne constatée pour les joints non-altérés R .

Pour les autres paramètres, nous n'avons pas identifié de tendance nette et il est donc raisonnable d'adopter une valeur constante égale à la moyenne pour la tendance déterministe $t_z(x)$.

La figure 3 présente les variogrammes obtenus pour les paramètres mesurés. En abscisse, h représente la distance entre deux mesures. En ordonnée, $\gamma(h)$ représente la demi-moyenne du carré des écarts entre les couples des mesures séparés d'une distance h .

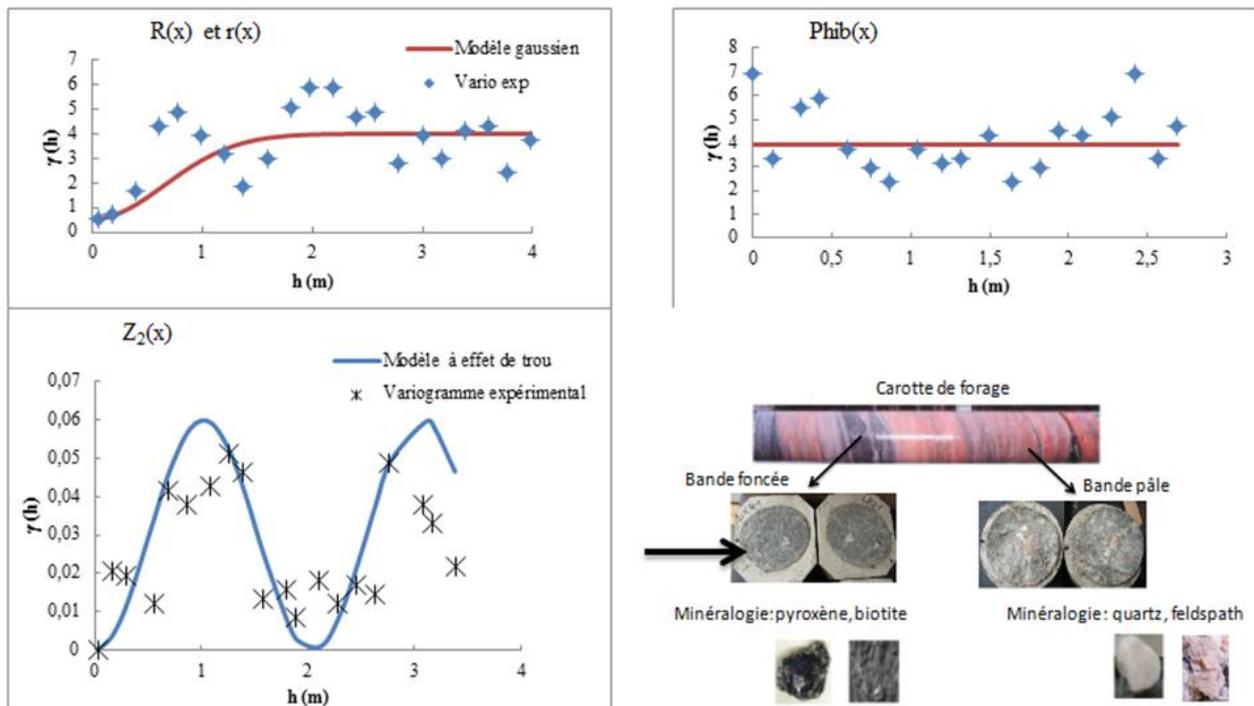


Figure 3 : Variogrammes obtenus pour les paramètres mesurés

Une partie de l'effet ondulatoire du variogramme expérimental pourrait être interprétée par l'influence de l'alternance des zones claires (plus riches en quartz-feldspath) et foncées (plus riches en minéraux mafiques). Cet effet ondulatoire paraît plus marqué pour le paramètre de rugosité Z_2 , ce qui peut être dû au caractère superficiel des mesures au profilomètre laser (les mesures au rebond ont un caractère moins superficiel compte tenu de la propagation de l'énergie d'impact au sein de l'échantillon).

Une analyse analogue a été réalisée pour les paramètres d'entrée du modèle de Barton et Choubey qui ont été évalués à partir des paramètres mesurés, en utilisant les modèles empiriques des équations (5) à (7).

Pour l'échelle associée à l'état-limite, nous avons considéré une profondeur L de 3,5 m compte tenu de la largeur du barrage à sa base et du pendage de la famille de discontinuité développée le long des foliations.

Nous présentons à la figure 4 les résultats obtenus pour l'analyse de réduction de variance, exprimée sous la forme d'écart-type de manière à conserver la même unité de la variable d'intérêt :

- le premier terme correspond à la dispersion des valeurs sans prise en compte de la variabilité spatiale ;
- le deuxième terme correspond à la dispersion de la fluctuation des valeurs autour de la tendance déterministe en fonction de la profondeur (x) ;
- le troisième terme est obtenu en affectant le deuxième terme par le coefficient de réduction de variance évalué sur toute la profondeur L .

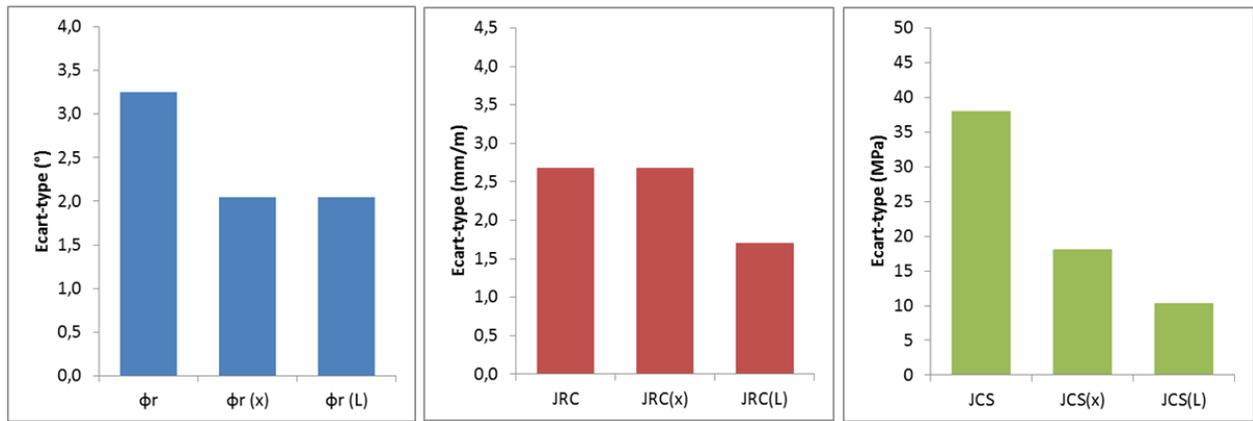


Figure 4 : Réduction de l'écart-type des paramètres de Barton et Choubey

Pour $\phi_r(x)$ et $JCS(x)$, la réduction de variance provient de la définition d'une tendance en fonction de la profondeur pour le paramètre $r(x)$. Pour $JRC(L)$ et $JCS(L)$, la réduction de variance provient de la corrélation spatiale évaluée à partir des variogrammes.

4.3 Analyse de stabilité et de fiabilité

Dans cette application, nous utilisons le géomodeleur *Phase²*© pour la construction du modèle géologique en 2D. L'utilisation d'un modèle 2D est acceptable dans le cas des barrages-poids où la stabilité est analysée généralement en 2D. Le géomodeleur *Phase²*© est basé sur la méthode des éléments finis et utilise la méthode de réduction de la résistance au cisaillement (SRF : Shear Strength Reduction) pour l'analyse de la stabilité des massifs rocheux (Griffits et Lane 1999).

La figure 5 illustre le résultat d'une simulation des discontinuités du massif rocheux et les déplacements obtenus sur la section barrage-poids de l'ouvrage. Il est considéré une retenue à son niveau normal d'exploitation et un diagramme triangulaire de sous-pressions (sans drainage).

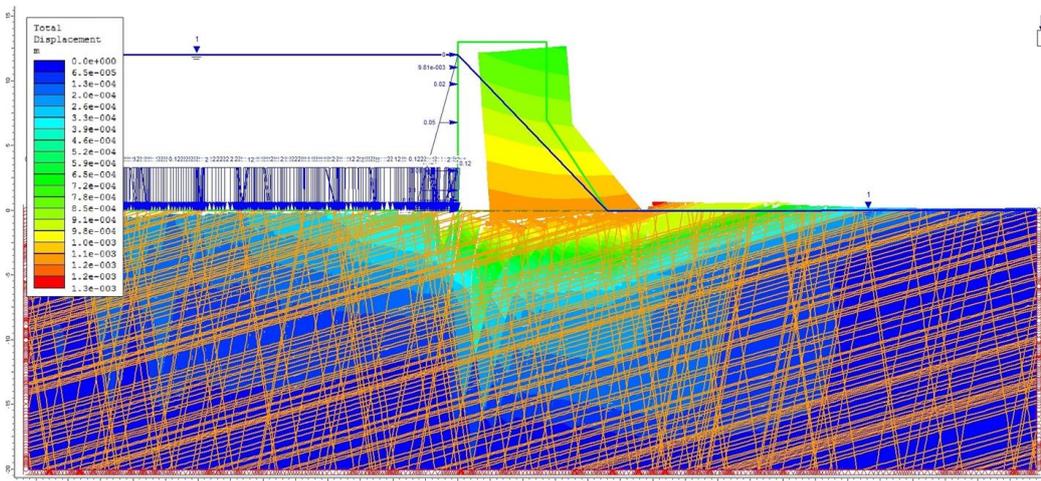


Figure 5 : Exemple d'une simulation des discontinuités du massif rocheux et du champ de déplacements obtenus du modèle aux éléments finis

Pour l'analyse de fiabilité, nous utilisons le module probabiliste intégré dans le géomodeleur *Phase²*©. Il est défini en variable aléatoire et estime une probabilité de défaillance à partir d'une évaluation de la moyenne et de l'écart type du coefficient de sécurité (correspondant à la méthode SRF mentionnée précédemment). Cela permet d'illustrer l'impact que peut avoir la prise en compte de la réduction de variance sur l'estimation de la probabilité de défaillance.

Le module probabiliste du logiciel *Phase²*© est restreint au modèle de Mohr-Coulomb. Nous avons ainsi linéarisé le modèle de Barton et Choubey dans la gamme de contraintes normales développées dans la

fondation du barrage (pouvant induire une erreur de modèle) de manière à pouvoir utiliser directement module probabiliste du logiciel *Phase²*© qui est restreint au modèle linéaire de Mohr-Coulomb (exprimé de manière simplifiée par le paramètre φ_{pic}). Sans réduction de variance, la moyenne et l'écart-type de φ_{pic} sont évalués à $47,4^\circ$ et $7,1^\circ$ respectivement. La prise en compte de la réduction de variance conduit à réduire l'écart-type de φ_{pic} à $4,5^\circ$.

Dans cette application, nous avons considéré comme variable aléatoire uniquement les paramètres de résistance au cisaillement selon deux cas : avec et sans prise en compte de la réduction de variance. La probabilité de défaillance évaluée sans réduction de variance est de 2×10^{-6} (Sow, 2015). Pour cette étude, la prise en compte de la réduction de variance conduit à réduire de plusieurs ordres de grandeur la probabilité de défaillance obtenue ($< 10^{-8}$), valeur qui est toutefois à nuancer compte tenu des hypothèses et simplifications adoptées.

5. CONCLUSIONS ET PERSPECTIVES

La première partie de cette communication a présenté le principe général des méthodes d'analyse de fiabilité, lesquelles constituent une alternative pour l'évaluation probabiliste de la sécurité structurelle d'un barrage, notamment dans le cadre des études de dangers.

Dans la deuxième partie, nous avons développé une démarche d'analyse de la variabilité spatiale de la résistance au cisaillement des joints au moyen des paramètres d'entrée du modèle de Barton et Choubey. Cette démarche repose sur l'utilisation des données géo-référencées de ces paramètres caractérisant la même famille de discontinuités le long d'un forage. Cette démarche permet d'identifier la structuration dans l'espace, d'évaluer les effets de réduction de variance des paramètres mobilisés à grande échelle à l'aide de l'identification d'une tendance déterministe variant en profondeur et d'une corrélation spatiale déduite d'une analyse variographique.

Afin d'évaluer la pertinence et l'applicabilité de cette démarche, nous l'avons appliqué à un cas d'étude de fondation rocheuse d'un barrage-poids existant, en utilisant des données obtenues d'une campagne expérimentale. La modélisation de la variabilité spatiale de la résistance au cisaillement des discontinuités a permis de quantifier les effets de réduction de variance due à la prise en compte de l'évolution en fonction de la profondeur et de la corrélation spatiale.

L'effet d'échelle physique associé à la taille des échantillons, n'a pas été considéré dans cette méthodologie et constitue ainsi une perspective à ce travail. Elle nécessiterait en particulier la mobilisation de moyens expérimentaux permettant des essais sur des surfaces de roche beaucoup plus grandes que celles testées sur des forages.

Pour illustrer l'intérêt de la méthode proposée, une analyse de fiabilité a été menée selon deux situations : avec et sans prise en compte de la variabilité spatiale de la résistance au cisaillement. La prise en compte de la de la variabilité spatiale (et donc, des effets de réduction de variance) conduit à réduire significativement la probabilité de défaillance obtenue de l'analyse de fiabilité. Compte tenu du caractère simplifié de l'analyse de fiabilité mise en œuvre dans ce cas d'étude, il est envisagé comme perspective : l'utilisation d'un modèle numérique 3D, la prise en compte du caractère aléatoire des sollicitations hydrauliques et l'utilisation de méthodes d'analyse de fiabilité plus complètes.

REMERCIEMENTS

Cette étude a été financée partiellement par le programme Recherche et développement en coopérative du Conseil de recherche en sciences et génie du Canada (CRSNG).

RÉFÉRENCES ET CITATIONS

- [1] Barton N.R. & Choubey V., (1977). The shear strength of rock joints in theory and practice, *Rock Mechanics and Rock Engineering*, vol. 10, n° 1-2, 1977, p. 1-54.
- [2] Blès, J.-L. et Feuga B (1981). La fracturation des roches. BRGM, Manuel et méthodes n°1, vol.1, 160p. 1981.
- [3] Carvajal C. (2009). Évaluation probabiliste de la sécurité structurale des barrages-poids. Thèse de doctorat, spécialité génie civil: Université Blaise Pascal - Clermont II, juin 2009. 191 p.
- [4] CFBR (2012). Recommandations pour la justification de la stabilité des barrages-poids. Comité Français des Barrages et Réservoirs, 2012.
- [5] Duzgun, H.S.B., Yucemenb, M.S., Karpuzc, C. (2002). A probabilistic model for the assessment of uncertainties in the shear strength of rock discontinuities. *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences*, vol.39, 2002, p. 743–754.
- [6] Favre J.L. (2004). Sécurité des ouvrages / Risques : Modélisation de l'incertain, fiabilité, analyse des risques. Paris, Ellipses, 2004.
- [7] Gravanis, E., Pantelidis, L., Griffiths, D.V. (2014). An analytical solution in probabilistic rock slope stability assessment based on random fields. *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences*, vol.71, 2014, p. 19–24.
- [8] Griffiths, A., & Lane, P.A. (1999). Slope stability analysis by finite elements. *Géotechnique*, 3, 387-403.
- [9] Lemaire, M., Chateaneuf, A., & Mitteau, J.C. (2005). Fiabilité des structures – Couplage mécano-fiabiliste statique. Hermès Science Publications.
- [10] Mouyeaux A., Carvajal C., Peyras L., Bressolette Ph., Bacconnet C., Breul P. (2016). Evaluation de la fiabilité des ouvrages hydrauliques en remblai vis-à-vis du risque de glissement par la méthode des éléments finis stochastiques. Colloque CFBR : Sûreté des barrages et enjeux, 2016.
- [11] Panet, M. (1976). La Mécanique des roches appliquée aux ouvrages de génie civil. Paris : Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 1976, 235p.
- [12] Peyras L., Boissier D., Carvajal C., Bacconnet C., Bécue JP., Royet P. (2010). Analyse de risques et Fiabilité des barrages – Application aux barrages-poids en béton. Ed. Universitaires Européennes. Berlin. 201 p.
- [13] Phoon, K. K. and F. H. Kulhawy (1999). Characterization of geotechnical variability. *Canadian Geotechnical Journal*, vol.36, n°4, p.612-624, 1999.
- [14] Shamekhi, E., Tannant, D.D. (2015). Probabilistic assessment of rock slope stability using response surfaces determined from finite element models of geometric realizations. *Computers and Geotechnics*, vol.69, 2015, p. 70–81.
- [15] Sow D. (2015). Variabilité spatiale de la résistance au cisaillement des discontinuités des fondations rocheuses de barrages. Thèse de doctorat, Université Blaise Pascal - Clermont-Ferrand II, 2015.
- [16] Sow D, Rivard P, Peyras L, Breul P, Moradian Z.A., Bacconnet C, Quirion M, Ballivy G., (2015). Etude expérimentale de la résistance au cisaillement des discontinuités rocheuses des fondations : application aux barrages-poids. Colloque du CFBR Fondations des barrages, Chambéry, avril 2015, p. 101-111.
- [17] Vanmarcke, E. H. (2010). *Random fields: Analysis and Synthesis (Revised and Expanded New Edition 2010)*. London: MIT Press, 372p., 1983. ISBN: 0262220261.

EVALUATION PROBABILISTE DE LA SECURITE DES OUVRAGES HYDRAULIQUES EN REMBLAI VIS-A-VIS DU MECANISME DE GLISSEMENT PAR LA METHODE DES ELEMENTS FINIS STOCHASTIQUES

Reliability evaluation of earth dams regarding slope instability using stochastic finite element method

DOI : 10.24346/cfbr_colloque2016_a04

Anthony Mouyeaux⁴, Claudio Carvajal, Laurent Peyras

IRSTEA, UR RECOVER 3275 Route de Cézanne, CS 40061, 13182 Aix-en-Provence Cedex 5

anthony.mouyeaux@irstea.fr, claudio.carvajal@irstea.fr, laurent.peyras@irstea.fr

Philippe Bressolette, Claude Bacconnet, Pierre Breul

Clermont Université, Université Blaise Pascal, Institut Pascal, BP 10448, F-63000 Clermont-Ferrand, France.

CNRS, UMR 6602, Institut Pascal, F-63171 Aubière, France.

philippe.bressolette@univ-bpclermont.fr, claude.bacconnet@univ-bpclermont.fr, pierre.breul@univ-bpclermont.fr

MOTS CLÉS

Barrages en remblai, éléments finis stochastiques, champs aléatoires, géostatistique, réduction de paramètres.

RÉSUMÉ

Les ouvrages hydrauliques en remblai (barrages et digues) sont des ouvrages particuliers dont la sécurité se doit d'être constamment assurée. La stabilité au glissement de ces ouvrages est traditionnellement évaluée dans l'ingénierie par des démarches déterministes à l'équilibre-limite faisant intervenir les méthodes des tranches. Cependant, des méthodes plus évoluées comme celle des éléments finis sont plus appropriées, notamment dans le cas de configurations complexes, ou de matériaux compressibles. De plus, les études de dangers de barrages demandent désormais d'évaluer des probabilités de rupture relatives à certains scénarios, ce qui n'est pas toujours aisé. Un travail de thèse a été proposé par IRSTEA afin de développer une démarche probabiliste permettant l'évaluation de la fiabilité structurale d'un ouvrage hydraulique en remblai par rapport au risque de glissement basée sur les données réelles d'un barrage d'étude. Elle propose dans un premier temps une modélisation probabiliste du champ de pressions interstitielles. La variabilité spatiale de la perméabilité des matériaux est modélisée par un champ aléatoire. Les résultats de cette modélisation montrent un bon accord avec les mesures d'auscultation réalisées sur l'ouvrage. Dans un second temps, le champ de pressions obtenu est utilisé comme donnée d'entrée dans un modèle mécanique de calcul du facteur de sécurité par la méthode de réduction de paramètres. Dans ce calcul, les paramètres de cisaillement – cohésion et angle de frottement – sont également représentés par des champs aléatoires de façon à prendre en compte leur variabilité spatiale. La probabilité de défaillance de l'ouvrage est finalement obtenue grâce à des simulations de Monte-Carlo.

ABSTRACT

Hydraulic works (dams and dykes) are specific structure. Their safety must be constantly assured. Embankment slope stability is traditionally evaluated in engineering with limit equilibrium deterministic approaches based on slices methods. However, more complex methods like finite elements are more appropriate, particularly in case of more complex geometries or compressible materials. More, hazard studies require now to determine the failure probabilities related to different scenarii, which could be quite difficult. IRSTEA proposed a thesis work to develop a probabilistic approach allowing structural reliability evaluation of earth dam regarding slope instability based on real data of a dam case study. It proposes on the one hand a probabilistic modelisation of the pore water pressures field. The spatial variability of

⁴ Auteur correspondant

materials' hydraulic conductivity is modeled with a random field. The results show a great agreement with monitoring measurements realized on the studied dam. On the other hand, the obtained pressures field is used in a mechanical model which compute the factor of safety with the strength reduction technique. In this computation, the shear strength parameters – cohesion and friction angle – are also represented by random fields in order to model their spatial variability. The failure probability of the dam is finally obtained with Monte-Carlo simulations.

1. INTRODUCTION

Les ouvrages hydrauliques en remblai – barrages et digues – sont des ouvrages de génie civil présentant des risques majeurs à cause du volume d'eau important qu'ils sont susceptibles de libérer en cas de rupture. Celle-ci est souvent catastrophique, avec des conséquences considérables pour les enjeux humains et matériels situés à leur aval [1]. Ce type de barrage représente la part majoritaire du parc de barrages en France et dans le monde, auxquels s'ajoutent de nombreux kilomètres de digues maritimes et fluviales.

Trois modes de rupture sont prépondérants sur les barrages en remblai : l'érosion externe due à une submersion de l'ouvrage, l'érosion interne due à un écoulement préférentiel au sein du remblai, et le glissement des talus amont ou aval. Ce dernier mode de rupture n'est pas celui le plus souvent rencontré lors des ruptures d'ouvrages [2] ; cependant il est primordial car il détermine le dimensionnement géométrique du barrage.

La sécurité structurale des ouvrages hydrauliques est généralement évaluée de manière déterministe, notamment dans le cadre de l'ingénierie. Cependant, la prise en compte de considérations probabilistes s'est peu à peu développée dans différents domaines du génie civil, comme la géotechnique, entraînant une évolution des réglementations. En France par exemple, la documentation concernant les ouvrages hydrauliques a récemment été modifiée grâce au Comité Français des Barrages et Réservoirs (CFBR) qui a publié des recommandations pour la justification des barrages en remblai [3] et qui propose l'adoption de démarches semi-probabilistes en cohérence avec les Eurocodes. De plus, les études de dangers de barrages demandent désormais d'élaborer des scénarios de rupture probabilisés, dans lesquels il est particulièrement difficile d'évaluer la probabilité de rupture vis-à-vis des différents états-limites.

Dans ce cadre, un travail de thèse a été engagé pour développer une démarche probabiliste pour l'évaluation de la sécurité structurale des ouvrages hydrauliques en remblai vis-à-vis du mécanisme de glissement. Sur un ouvrage en remblai, les considérations probabilistes concernent principalement la variabilité spatiale des propriétés hydrauliques et mécaniques des matériaux constituant le remblai, qui doit être modélisée à l'aide des données disponibles sur l'ouvrage. Développer une telle démarche nécessite dans un premier temps d'élaborer un modèle déterministe de stabilité permettant l'introduction des considérations probabilistes. Pour ce travail, la méthode des éléments finis est utilisée. Enfin, un couplage mécano-fiabiliste permet d'intégrer les modèles de variabilité spatiale au modèle éléments finis afin de calculer la probabilité de défaillance globale de l'ouvrage vis-à-vis du mécanisme analysé.

L'étude de cette problématique a déjà fait l'objet de travaux de recherche [4], [5]. Les auteurs considèrent la variabilité spatiale des propriétés hydrauliques ou mécaniques de remblais pour en étudier l'influence sur le glissement grâce à la méthode des éléments finis. La condition d'état-limite du mécanisme de glissement est souvent analysée par la méthode de réduction de paramètres, qui est certainement la méthode de calcul du facteur de sécurité la plus employée dans les études utilisant une analyse aux éléments finis [4], [6], [7]. On constate que les études produites ne considèrent souvent que des cas hypothétiques, sans prise en compte de la variabilité réelle issue du terrain. Seule [8] utilise des méthodes géostatistiques pour représenter la variabilité de perméabilité au sein d'un noyau d'un barrage mais sans en étudier la stabilité. Enfin toutes ces études ne considèrent généralement qu'une partie du problème global et on constate l'absence d'étude intégratrice regroupant à la fois la caractérisation de la variabilité spatiale des propriétés des sols, la modélisation aux éléments finis du mécanisme de glissement, et le couplage mécano-fiabiliste qui permet le calcul d'une probabilité de défaillance de l'ouvrage.

Le travail de thèse propose une démarche complète permettant de caractériser la variabilité spatiale des propriétés hydrauliques et mécaniques à travers des champs aléatoires et de produire des couplages mécano-

fiabilistes par la méthode des éléments finis stochastiques pour déterminer la probabilité de rupture d'un barrage. L'étude est basée sur un ouvrage hydraulique existant.

Cette démarche, développée dans un cadre académique pour la recherche, a pour second objectif plus opérationnel de proposer des méthodes de couplage mécano-fiabiliste simplifiées, basées sur des méthodologies aux états-limites, et applicables dans le cadre de l'ingénierie, et notamment dans les évaluations de la sûreté à produire dans les études de dangers.

2. BARRAGE D'ETUDE

2.1 Description générale de l'ouvrage

Le barrage étudié se situe dans l'ouest de la France, dans le département de la Vendée. Construit en 1998, il s'agit d'un ouvrage pseudo-zoné d'une hauteur maximale de 23 m, pour une longueur en crête de 170 m, retenant un volume utile d'eau d'environ 5 hm³. L'ouvrage ferme une vallée étroite recouverte de dépôts alluviaux. 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. L'écart de perméabilité entre le noyau et les recharges est moins significatif par rapport à un barrage zoné. En fondation, un voile d'étanchéité a été réalisé au droit du noyau central. Il limite les infiltrations au travers des couches les plus perméables de la fondation. 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.

Le profil en travers principal de l'ouvrage est visible sur la figure 1. La crête se trouve à une cote de 53 m NGF alors que celle de la retenue à niveau normal est de 50 m NGF.

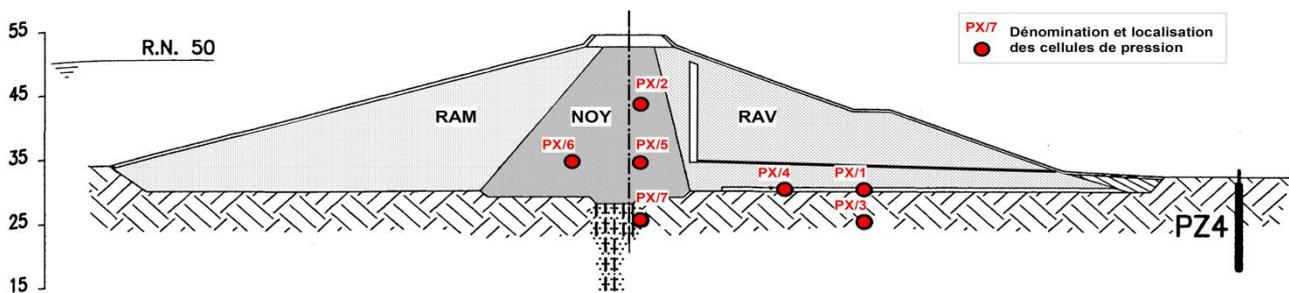


Figure 1 : Barrage d'étude : profil en travers type et localisation des cellules de pressions.

Le comportement de l'ouvrage est suivi grâce à un dispositif d'auscultation. Celui-ci comprend des cellules de mesure de la pression interstitielle implantées dans le remblai et en fondation, des piézomètres situés en rives et au pied aval, ainsi que des repères et des bornes permettant le suivi topographique. Les cellules de pression sont essentiellement disposées selon trois profils, chaque profil comportant sept cellules tel que décrit sur la figure 1. Les cellules sont dénommées PX/Y où X correspond au numéro de profil (4, 5 ou 6) et Y au numéro de la cellule (1 à 7). L'écoulement à travers l'ouvrage est également mesuré à l'aide de déversoirs situés aux exutoires de la cheminée et des bretelles drainantes.

2.2 Données disponibles

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 systématiquement fait l'objet d'analyses granulométriques, et d'autres essais de laboratoire (mesures des limites d'Atterberg, essais triaxiaux, essais Proctor, etc.) ont été effectués sur une partie d'entre eux. Des essais de perméabilité ont également été réalisés mais sur un faible nombre d'échantillons.

Ce premier jeu de données est complété par un second provenant d'une planche d'essai réalisée avant la construction du barrage. Celle-ci a permis d'identifier le comportement du matériau des recharges à l'état compacté grâce à une dizaine d'analyses granulométriques et 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 gamma densimètre Troxler 3430F. Au total, plus d'un millier de mesures ont été effectuées sur les trois zones (RAM : 376, NOY : 469, RAV : 333 respectivement). La moyenne des densités sèches pour les matériaux des recharges est proche de 2000 kg/m³. Elle est plus faible pour le matériau du noyau (1830 kg/m³). Les distributions de ces mesures suivent toutes statistiquement une loi normale. La teneur en eau est également donnée par le gamma densimètre.

Des mesures de vérification ont de plus été effectuées à l'étuve en laboratoire. Les mesures de contrôle ont été comparées aux résultats d'essais Proctor réalisés périodiquement au cours de la construction.

Pour le barrage d'étude, un dispositif de géo référencement a de plus été mis en place lors de la construction 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. L'ensemble des mesures réalisées n'a cependant pas été géolocalisées, mais un échantillon conséquent est toutefois disponibles (RAM : 248, NOY : 381, RAV : 272 respectivement). La figure 2 montre la localisation des données selon la section longitudinale de l'ouvrage.

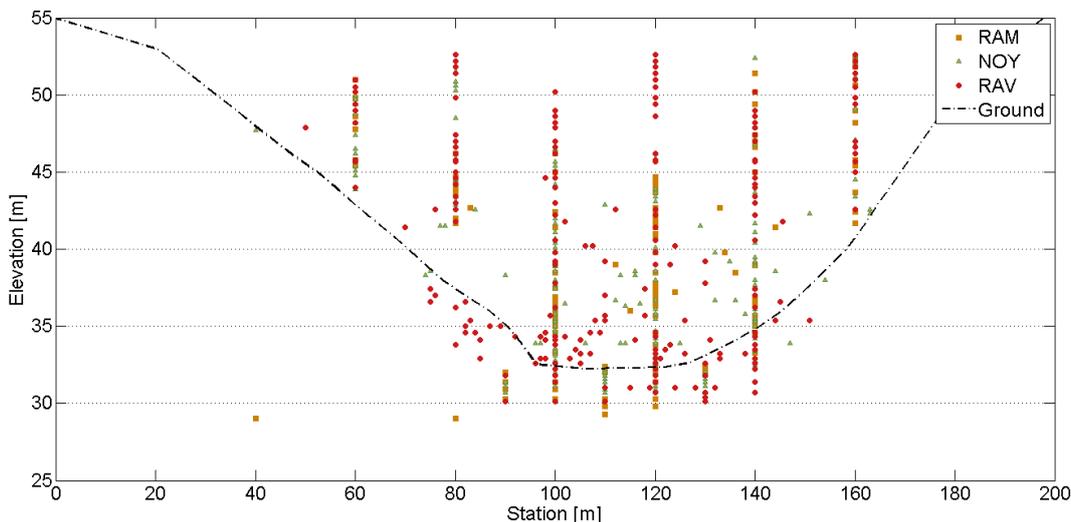


Figure 2 : Barrage d'étude : localisations des données de contrôle de compactage (vue de l'aval).

Une vingtaine d'analyses granulométriques réalisées sur des échantillons prélevés directement sur le remblai en construction complète finalement le jeu de données. Contrairement aux mesures de contrôle de compactage, nous ne disposons malheureusement pas d'informations assez précises pour localiser la provenance de ces échantillons, les seules informations disponibles étant la zone de l'ouvrage sur laquelle l'échantillon est prélevé et le numéro de la couche (et donc sa cote suivant l'axe Oz).

Les données disponibles sur l'ouvrage sont synthétisées dans le tableau 1.

	Type sols*	de Quantité	Minimum	Moyenne	Maximum
DONNEES PHYSIQUES					
Courbes granulométriques	1	37	-	-	-
	2	27	-	-	-

Indice de plasticité (%)	1	3	11	14,2	19
	2	12	10	14,3	17,5
Limite de liquidité (%)	1	3	42	48,3	55
	2	12	33	38,2	44
Perméabilité (m.s ⁻¹)	1	11	5,0×10 ⁻⁷	2,7×10 ⁻⁵	1,4×10 ⁻⁴
	2	6	5,0×10 ⁻⁹	2,2×10 ⁻⁸	7,0×10 ⁻⁸
DONNEES MECANIQUES					
Cohésion (kPa) (court terme – long terme)	1	2 – 5	49 – 0	59,5 – 9.4	70 – 15
	2	2 – 3	125 – 5	125,5 – 10	126 – 15
Angle de frottement (°) (court terme – long terme)	1	2 – 5	15 – 33	15,5 – 34.2	16 – 36
	2	2 – 3	0 – 32	0 – 34.3	0 – 36
Densité sèche optimale (t/m ³)	1	13	1,86	2,00	2,11
	2	19	1,70	1,84	2,01
Teneur en eau optimale (%)	1	13	8,5	10,96	13
	2	19	11,7	15,26	19

* : Sol 1 : graves sableuses (matériau des recharges) ; Sol 2 : limons sableux (matériau du noyau)

Tableau 1 : Barrage d'étude : synthèse des données disponibles sur le barrage.

3. MODELISATION PROBABILISTE DES PRESSIONS INTERSTITIELLES

3.1 Résolution déterministe de l'écoulement au sein du remblai par éléments finis

L'écoulement insaturé et transitoire au sein d'un ouvrage en remblai est défini par l'équation de Richards [9] :

$$C(h) \frac{\partial h}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} \left[K_x(\theta) \frac{\partial h}{\partial x} \right] + \frac{\partial}{\partial z} \left[K_z(\theta) \left(\frac{\partial h}{\partial z} + 1 \right) \right] \quad (1)$$

où h est la charge hydraulique (en m), C est la capacité hydraulique (en m⁻¹), t est le temps (en s), θ est la teneur en eau volumique (en m³.m⁻³) et K_x et K_z (en m.s⁻¹) sont respectivement les conductivités hydrauliques dans les directions horizontale et verticale. Cette équation fait intervenir la perméabilité du matériau poreux comme une fonction de la saturation.

Le mode de construction par couches des ouvrages hydrauliques en remblai induit une anisotropie entre les perméabilités verticale et horizontale. La prise en compte de l'anisotropie est importante car elle influence significativement la ligne piézométrique. L'anisotropie de perméabilité est considérée en notant le coefficient d'anisotropie $k = K_x / K_z$.

Dans le cadre des études d'ingénierie, la perméabilité est généralement considérée constante, dans l'hypothèse d'un sol complètement saturé, ce qui simplifie l'équation (1). Cependant, cette hypothèse constitue une simplification sécuritaire dans le cas des ouvrages hydrauliques comme les barrages en remblai

[7]. La perméabilité est modifiée en fonction du degré de saturation du matériau, qui induit également un apport de cohésion par succion. Le comportement non saturé des sols est souvent représenté dans la littérature par la relation proposée par Van Genuchten reliant la teneur en eau volumique à la succion matricielle d'un côté, et la perméabilité à la teneur en eau volumique de l'autre [10].

Le problème d'écoulement insaturé et anisotrope peut être résolu à l'aide de la méthode des éléments finis. De nombreux logiciels utilisant cette méthode existent dans le commerce. Ils sont cependant limités sur la flexibilité nécessaire pour conduire un travail de recherche et de développement, concernant notamment l'implémentation de champs aléatoires. Dans notre cas, le modèle a été développé en utilisant le code éléments finis Cast3M. Le code commercial Geostudio a été utilisé pour valider le modèle Cast3M dans le cas déterministe.

3.2 Représentation probabiliste de la conductivité hydraulique par champ aléatoire

L'objectif de la démarche proposée ici est de modéliser la variabilité spatiale de la perméabilité du barrage en remblai étudié à partir des données disponibles sur celui-ci.

3.2.1 Choix d'une méthode de prédiction de la perméabilité

Il a été vu précédemment qu'un nombre très restreint de mesures directes de perméabilité est cependant disponible, ce qui est généralement le cas pour les projets d'ouvrages hydrauliques à cause du coût de ces essais en laboratoire. Il est donc nécessaire d'utiliser des modèles de prédiction de perméabilité issus de la littérature. [11] recense un bon nombre d'entre elles dans une revue bibliographique détaillée. Il en ressort que la plupart des modèles s'appuie sur des paramètres physiques facilement accessibles comme l'indice des vides du sol, la densité solide de ses grains, ou encore la granulométrie pour les matériaux non cohésifs et la limite de liquidité pour les matériaux cohésifs.

Dans notre cas, les données disponibles sur les deux matériaux montrent que nous sommes en présence d'un sol grenu provenant de l'altération de schistes mais comportant une proportion de fines plus ou moins importante lui donnant une certaine plasticité ($10 < IP < 19$). Sur la base de cette observation, nous avons adopté la méthode de prédiction développée par Kozeny-Carman, selon la forme décrite par [12] qui a montré qu'elle permettait de déduire la perméabilité à la fois des sols granulaires et des sols argileux :

$$\log(K_{sat}) = 0.5 + \log\left(\frac{e^3}{(1+e)G_s^2 S_s^2}\right) \quad (2)$$

où K_{sat} est la perméabilité à saturation (en $m.s^{-1}$), e est l'indice des vides, $G_s = \rho_s/\rho_w$ est la densité solide, et S_s est la surface spécifique (en $m^2.kg^{-1}$). Cette méthode présente l'avantage de ne faire intervenir qu'un nombre limité de paramètres. La difficulté de son emploi repose sur l'estimation correcte de la surface spécifique du mélange entre les particules fines et les plus grossières.

3.2.2 Caractérisation probabiliste des paramètres

Une fois la méthode prédictive déterminée, il faut désormais caractériser chacun de ces paramètres de façon probabiliste à partir des données disponibles, listées dans le Tableau 1.

Limite de liquidité

Nous faisons l'hypothèse que la limite de liquidité des deux matériaux peut être représentée par une variable aléatoire suivant une distribution normale tronquée ayant les caractéristiques listées dans le Tableau 1.

Courbes granulométriques

Les courbes granulométriques disponibles sur notre cas d'étude n'ont pas toutes été établies à partir du même nombre de tamis. Afin d'homogénéiser le nombre de pourcentages de passants, les courbes granulométriques sont représentées mathématiquement grâce aux équations développées dans [13]. Cela permet de représenter ensuite les pourcentages de passants correspondant à un échantillon de diamètres donné comme des variables aléatoires. Ce traitement permet au final de modéliser d'une manière probabiliste la courbe granulométrique spécifique à un matériau donné.

Surface spécifique

La surface spécifique d'un sol est un paramètre difficile à estimer et nécessitant des essais particuliers et coûteux. Cependant, [12] propose de calculer cette surface par deux méthodes suivant que le sol est

granulaire $S_{s,gra}$ ou argileux $S_{s,wi}$. La première dépend seulement des résultats de l'analyse granulométrique, et la seconde est une relation empirique entre la surface spécifique et la limite de liquidité du sol. Etant en présence d'un mélange des deux types de sols, nous proposons de calculer la perméabilité avec l'équation (2) à l'aide des deux méthodes, puis de pondérer les résultats obtenus en fonction de la fraction p de fines passant à $0.2 \mu m$, diamètre pris pour distinguer la phase colloïdale de la phase particulaire [14]. La pondération utilisée suppose l'additivité des surfaces spécifiques des particules les plus fines avec celles des grains plus grossiers.

3.2.3 Représentation de la variabilité spatiale

Le traitement statistique précédemment décrit a permis de modéliser la surface spécifique de façon probabiliste à partir des données réelles. Le second paramètre de l'équation (2) à déterminer est l'indice des vides. Celui-ci dépend directement de la densité sèche, qui a été mesurée lors des contrôles de compactage.

En sus du traitement statistique montrant que les densités sèches sur chaque zone suivent une loi normale (cf. 2.2), une analyse géostatistique a également été réalisée. Le principe de cette analyse est de prendre en compte le fait que deux valeurs d'un paramètre géotechnique proches dans l'espace vont être de plus en plus similaires à mesure que la distance entre les deux points de mesure de ces valeurs se réduit. Cette corrélation spatiale s'exprime graphiquement grâce à une courbe appelée variogramme représentant la variance entre les valeurs prises en deux points en fonction de la distance qui les sépare.

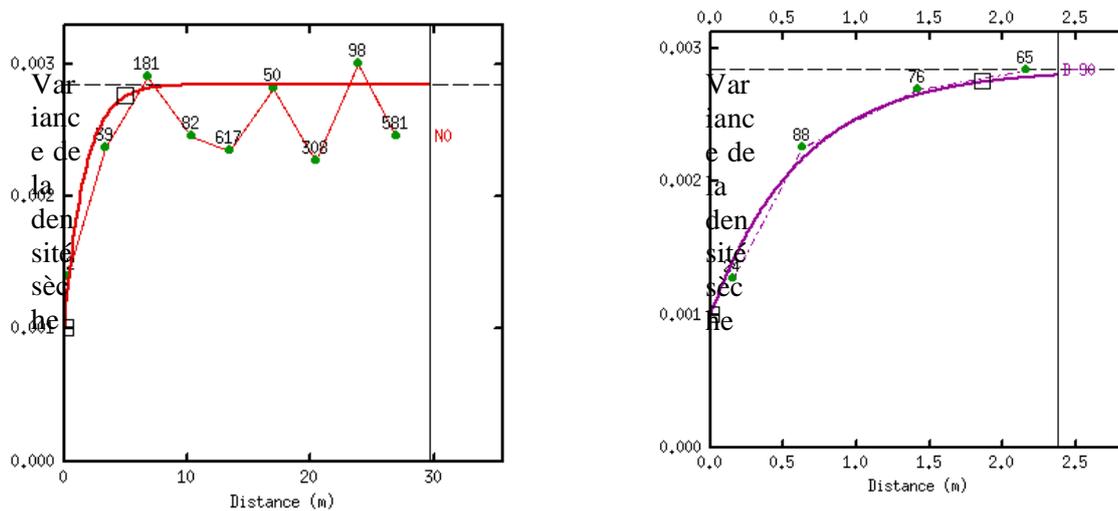


Figure 3 : Variogrammes expérimentaux de la densité sèche suivant les directions horizontale (à g.) et verticale (à d.) pour la recharge aval.

Les variogrammes expérimentaux ont été calculés sur les données de densité sèche de notre cas d'étude selon les directions horizontale et verticale pour chacune des zones (RAM, RAV et NOY) (**Figure 3**).

Un modèle théorique de type exponentiel est ensuite calé sur les six variogrammes obtenus. Ils permettent de déduire les longueurs de corrélation utiles à la représentation par champ aléatoire de la densité sèche.

Le champ aléatoire de perméabilité est ensuite obtenu à partir du champ aléatoire de densité sèche et la surface spécifique représentée par une variable aléatoire. La **Figure 4** montre un exemple de réalisation du champ aléatoire de perméabilité.

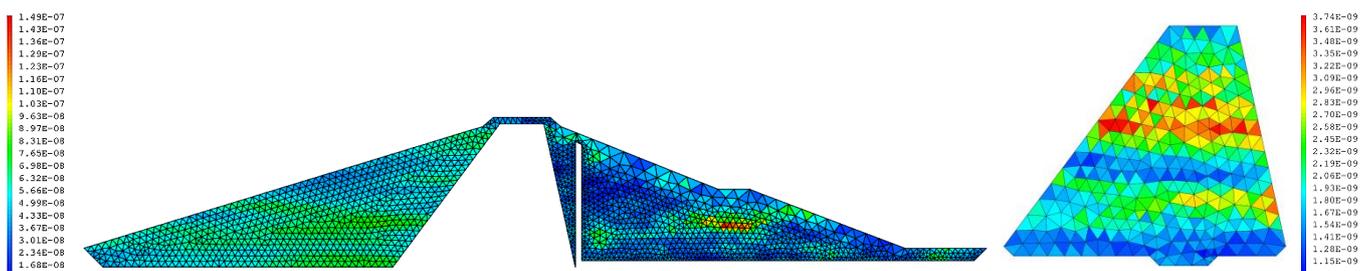


Figure 4 : Réalisation d'un champ aléatoire de perméabilité (m/s) – à gauche : recharges amont (RAM) et aval (RAV), à droite : noyau (NOY).

3.3 Modélisation de la pression interstitielle par la méthode des éléments finis stochastiques

L'influence de la variabilité spatiale de la perméabilité est ensuite étudiée grâce à la méthode des éléments finis stochastiques. Un logiciel de fiabilité est couplé au modèle éléments finis réalisé avec Cast3M par des simulations de Monte-Carlo. Le principe des simulations est le suivant :

- une courbe granulométrique et une limite de liquidité sont générées aléatoirement selon les distributions probabilistes des données réelles, et sont utilisées pour le calcul de la surface spécifique. En parallèle, des coefficients d'anisotropie propres à chaque matériau sont également générés de façon aléatoire d'après une loi de probabilité normale tronquée (cf. [15] pour les détails),
- ces paramètres aléatoires sont envoyés comme données d'entrée au code éléments finis qui crée une réalisation du champ aléatoire de perméabilité et résout l'équation d'écoulement,
- le champ de pression est 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, et y compris en des points de mesures pris au niveau de la position réelle des cellules de mesure de pression du dispositif d'auscultation. Les résultats obtenus ont été comparés avec les mesures d'auscultation et montrent une bonne adéquation avec celles-ci (Figure 5). La démarche suivie, ainsi que les résultats, sont détaillés dans [15].

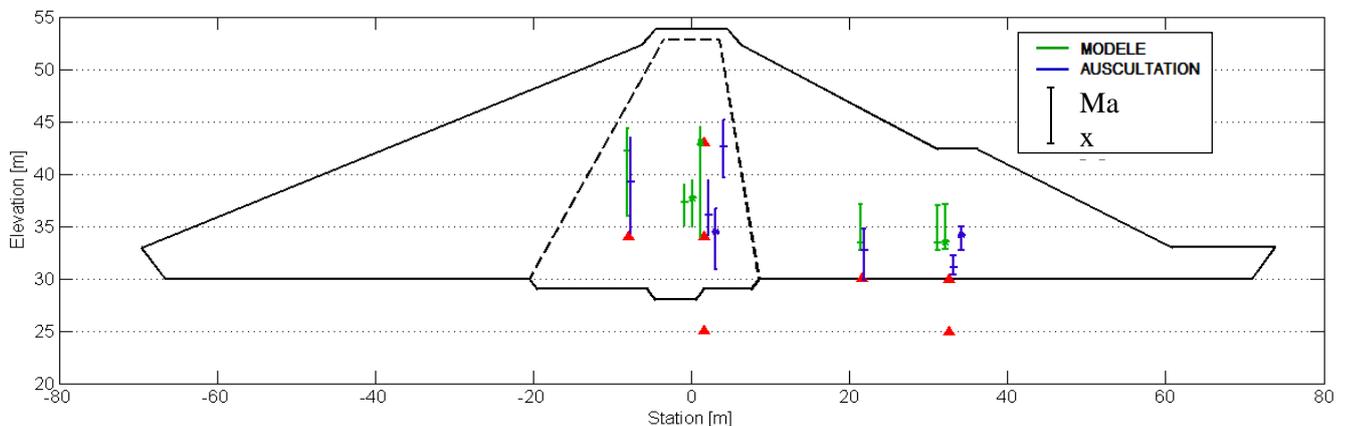


Figure 5 : Comparaison des résultats du modèle avec les mesures d'auscultation.

4. CALCUL MECANIQUE DU FACTEUR DE SECURITE

4.1 Modélisation du comportement mécanique du barrage d'étude

Une fois le calcul hydraulique effectué, le champ de pressions peut être intégré dans un calcul mécanique aux éléments finis, également effectué avec le code Cast3M, à partir d'un état initial des contraintes qui servira de point de départ pour le calcul du facteur de sécurité par la méthode de réduction des paramètres.

L'analyse mécanique utilise la même géométrie et le même maillage que le calcul hydraulique. Le calcul est donc bidimensionnel et est réalisé en déformations planes (la déformation selon l'axe perpendiculaire au plan est supposée nulle), ce qui est généralement admis pour les ouvrages hydrauliques dont une des dimensions est généralement très supérieure aux deux autres.

Le calcul aux éléments finis tient compte de la plasticité du remblai en utilisant la loi de comportement de Drucker-Prager. Il fait intervenir une règle d'écoulement non associé (prise en compte de la dilatance) et un écrouissage linéaire. Cette loi de comportement dépend de paramètres qu'il est possible de rapporter par analogie aux paramètres classiquement utilisés pour décrire la résistance au cisaillement d'un massif de sol : la cohésion c et l'angle de frottement φ [16]. Ce sont ces deux paramètres, qui seront modélisés de façon probabiliste dans notre étude de manière à prendre en compte leur variabilité spatiale au sein du remblai.

Le chargement imposé au modèle comporte trois composantes : le poids propre de l'ouvrage, la pression hydrostatique appliquée par la retenue, et les pressions interstitielles calculées précédemment. La

modélisation du mécanisme de glissement des ouvrages hydrauliques en remblai effectuée sous Cast3M considère comme point de départ le calcul du champ de contraintes du remblai déjà en place.

Comme dans le cas du modèle hydraulique, le modèle mécanique réalisé avec Cast3M a été validé grâce au logiciel commercial Geostudio [17].

4.2 Implémentation de la méthode de réduction des paramètres

L'analyse de la stabilité des pentes est classiquement réalisée dans le domaine de l'ingénierie à l'aide de méthodes dites « à l'équilibre-limite ». Le facteur de sécurité est calculé le long d'une surface de glissement et est défini comme le ratio entre les forces résistantes et les forces mobilisées. Ces méthodes ont le mérite d'être relativement simples d'utilisation et de ne nécessiter que peu de données. Cependant, elles sont limitées par un certain nombre d'hypothèses, notamment sur la localisation de la surface de rupture et sur la non prise en compte de la déformabilité des matériaux [6].

La méthode des éléments finis apparaît depuis quelques années comme une alternative aux méthodes à l'équilibre-limite dans l'analyse de stabilité des pentes. Elle permet de s'affranchir des deux limitations citées ci-dessus, mais de plus, et c'est ce qui intéresse notre travail, d'intégrer relativement facilement la modélisation probabiliste des différents paramètres mécaniques et hydrauliques des sols sous forme de champs aléatoires.

Dans une analyse aux éléments finis, le facteur de sécurité est la plupart du temps obtenu à l'aide de la méthode de réduction des paramètres [4], [6], [7]. Elle consiste à diminuer progressivement d'un facteur F_S les propriétés mécaniques de résistance au cisaillement du sol (cohésion c' et angle de frottement interne φ') ayant un comportement élasto-plastique, jusqu'à l'apparition de la rupture [3]. Celle-ci est indiquée par une non-convergence du calcul ou par l'accélération subite des déplacements [6]. Le facteur de sécurité est pris égal au facteur de réduction critique $F_{S,f}$ à la rupture.

Le calcul du facteur de sécurité par la méthode de réduction de paramètres a été intégré au modèle développé sous Cast3M, et testé sur plusieurs exemples. La non convergence du calcul entraînant un arrêt du programme, un critère d'arrêt basé sur l'analyse des déplacements maximum a été réalisé. La rupture est considérée lorsque les déplacements subissent une accélération brutale (Figure 5). Le cercle de glissement est alors observable grâce aux vecteurs déplacements ou au champ de contrainte de cisaillement maximale (Figure 6).

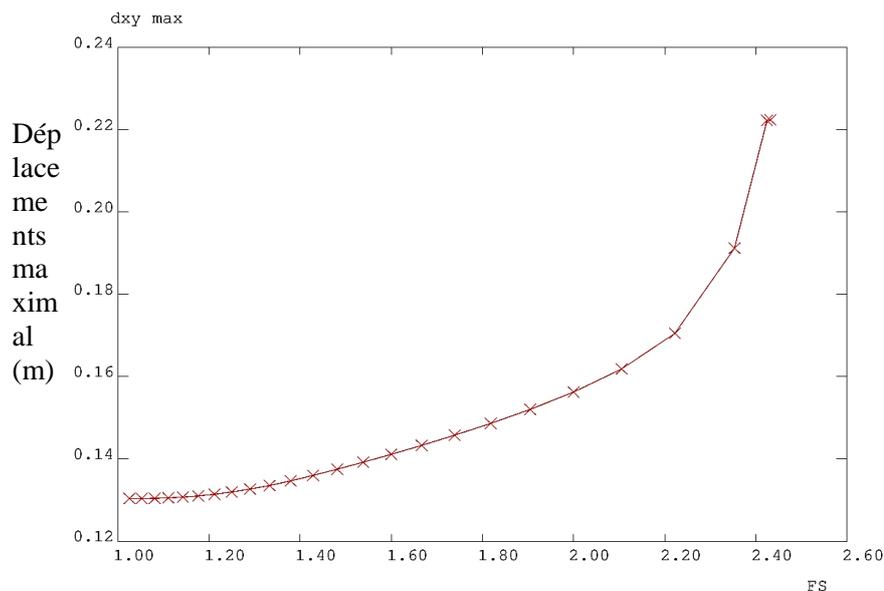


Figure 6 : Courbe déplacement max. vs. facteur de sécurité.

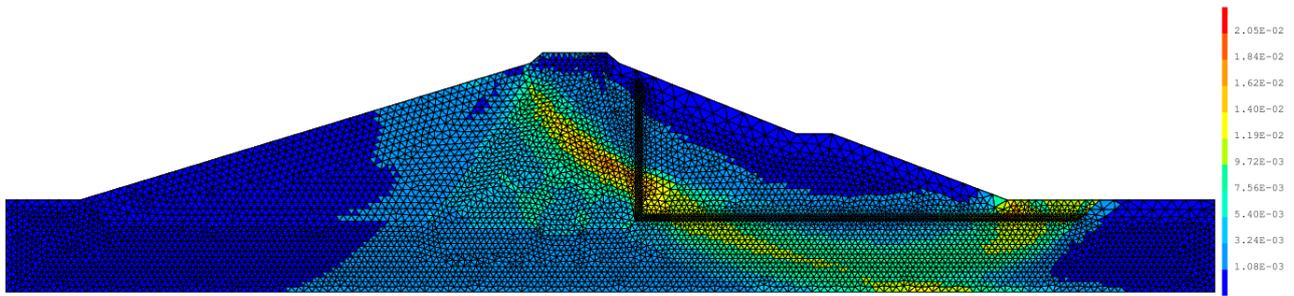


Figure 7 : Champ de contrainte de cisaillement maximale à la rupture.

4.3 Représentation probabiliste de la variabilité spatiale des propriétés mécaniques

Comme pour la perméabilité dans le chapitre précédent, la variabilité spatiale des propriétés mécaniques du remblai va avoir une influence sur le facteur de sécurité de l'ouvrage. Il est considéré dans cette étude que les paramètres à long terme de résistance au cisaillement (c, φ) de chacun des deux matériaux sont représentés par des champs aléatoires gaussiens dont les caractéristiques sont détaillées dans le Tableau 1.

On fait également l'hypothèse que la fonction d'auto corrélation exponentielle utilisée dans le cas de la perméabilité est également valable dans le cas des paramètres de résistance au cisaillement. Les longueurs de corrélations calculées précédemment sur chaque zone sont donc conservées.

Une démarche semblable à celle proposée pour la partie hydraulique est en cours de développement afin de représenter la variabilité spatiale des paramètres de résistance au cisaillement de façon plus précise à l'aide de champs aléatoires générés grâce à l'analyse de données réelles.

5. COUPLAGE MECANO-FIABILISTE

5.2 Principe de la démarche générale

Nous avons précédemment présenté la démarche probabiliste de modélisation des pressions interstitielles au sein d'un ouvrage hydraulique réalisée indépendamment du calcul mécanique. Dans la suite, nous considérons le modèle global, de la modélisation hydraulique du champ de pressions interstitielles au calcul du facteur de sécurité par la méthode de réduction des paramètres.

Le couplage mécano-fiabiliste est également réalisé au travers de simulations de Monte-Carlo à partir du logiciel de fiabilité et au code éléments finis Cast3M. Le principe d'un tirage de Monte-Carlo est le suivant :

- un champ de pressions interstitielles est calculé par la démarche exposée au 3,
- ce champ de pressions est utilisé comme donnée d'entrée du calcul mécanique,
- des réalisations de champ aléatoire de c et de φ sont générées et sont également utilisées en entrée,
- le facteur de sécurité de l'ouvrage est calculé par la méthode de réduction des paramètres,
- l'opération est répétée N fois. Une distribution de facteurs de sécurité est obtenue.

Le nombre N de tirages de Monte-Carlo doit être élevé dans notre cas car l'ordre de grandeur de la probabilité de défaillance des ouvrages hydrauliques est généralement très faible.

5.3 Calcul de la probabilité de défaillance

Dans des simulations de Monte-Carlo classiques, la probabilité de défaillance P_f est généralement calculée comme étant le rapport entre le nombre de fois où l'état-limite n'est pas respecté (facteur de sécurité inférieur à 1 dans notre cas) et le nombre total de tirages N . D'après [18], pour évaluer correctement une probabilité de l'ordre de 10^{-n} , il faut effectuer de 10^{n+2} à 10^{n+3} simulations. La probabilité de défaillance des ouvrages hydrauliques est généralement très faible (e.g. une probabilité annuelle de dépassement en situation extrême de crue de 10^{-5} est considérée pour les barrages de classe A [3]). On comprend donc qu'un grand nombre de simulations doit être effectués afin d'obtenir une probabilité convenable. Cela n'est cependant pas possible à cause du coût en termes de temps des simulations de Monte-Carlo.

Afin de pallier cela, différentes techniques existent pour réduire le nombre de tirages de Monte-Carlo [18]. Dans notre cas, un certain nombre de simulations sont effectuées. On obtient une distribution de facteurs de sécurité majoritairement tous supérieurs à 1 car l'état-limite de rupture est a priori très peu probable. La probabilité de défaillance est calculée en ajustant une loi de probabilité sur cet histogramme et en l'intégrant sur la partie inférieure à 1 (Figure 7).

Dans le cas de notre étude, seulement 168 simulations ont été effectuées, ce qui permet d'obtenir un échantillon de facteurs de sécurité convenable pour l'ajustement d'une loi de probabilité. L'histogramme de facteurs de sécurité obtenu peut être approché par une loi de Gumbel de moyenne 2.23 et d'écart-type 0.46 (test du χ^2). Par intégration, la probabilité de défaillance calculée est donc de 4×10^{-8} et doit être considérée comme hautement improbable (inférieure à 10^{-6}) dans la situation de retenue à la cote normale d'exploitation considérée ici.

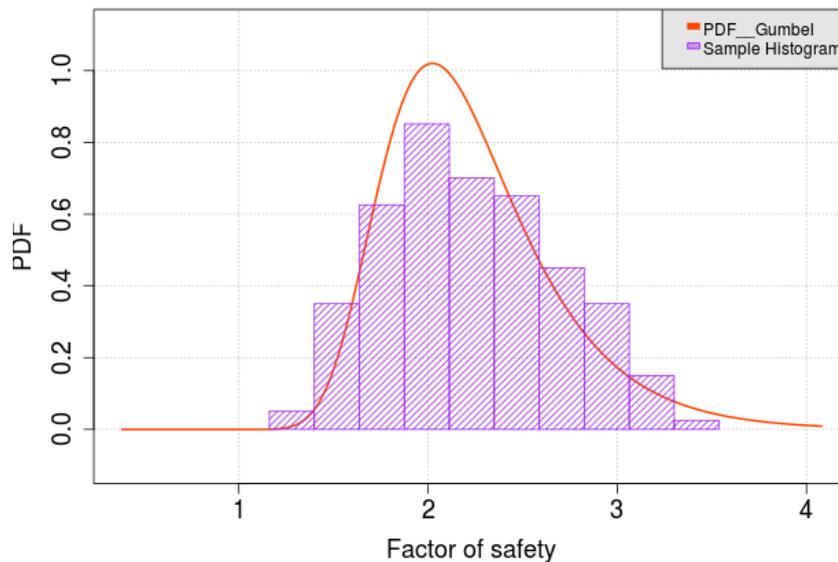


Figure 8 : Histogramme des facteurs de sécurité calculés et ajustement d'une densité de probabilité de Gumbel.

6. CONCLUSIONS ET PERSPECTIVES

Dans une volonté croissante d'améliorer leur sécurité, l'intégration d'approches probabilistes dans l'évaluation de la stabilité des ouvrages hydrauliques en remblai est depuis quelques années apparue comme nécessaire. Les méthodes à l'équilibre-limite traditionnellement utilisées peuvent permettre cette intégration mais de façon très limitée, généralement sous forme de variables aléatoires.

La méthode des éléments finis apporte une alternative aux méthodes classiques d'évaluation de la stabilité car elle permet de s'affranchir de bon nombre d'hypothèses, notamment sur la position de la surface de glissement. Elle offre également la possibilité de prendre en compte des considérations probabilistes plus poussées grâce par exemple à une modélisation par champs aléatoires de la variabilité spatiale des propriétés des matériaux constituant l'ouvrage.

La démarche proposée est basée sur un couplage entre une modélisation aux éléments finis réalisée à l'aide du code éléments finis Cast3M et d'un logiciel de fiabilité. Elle est appliquée au cas d'un barrage d'étude sur lequel un grand nombre de données étaient disponibles.

La démarche globale propose de représenter la variabilité spatiale des propriétés hydrauliques et mécaniques du remblai sous forme de champs aléatoires générés à partir d'un traitement géostatistique de données réellement mesurées sur un barrage en remblai. Cette idée a pu aboutir en ce qui concerne la perméabilité hydraulique du remblai, mais est en cours de développement pour les propriétés mécaniques au stade actuel d'avancement de la thèse.

La probabilité de défaillance de l'ouvrage d'étude est calculée par ajustement d'une loi de probabilité sur la distribution des facteurs de sécurité. La valeur calculée est relativement faible et correspond à celle qui serait attendue pour cet ouvrage. Des méthodes plus évoluées doivent cependant être mises en place afin d'obtenir une estimation de la probabilité plus précise.

Enfin, pour effectuer un lien avec le domaine de l'ingénierie, une comparaison avec les méthodes à l'équilibre-limite sera faite pour identifier l'intérêt opérationnel d'une modélisation probabiliste complexe sur l'analyse de la stabilité d'ouvrages hydrauliques en remblai.

On essaiera également de comparer les probabilités de défaillance obtenues avec différentes méthodes de fiabilité de complexité croissante (FORM, SORM, Monte-Carlo, etc.) afin de justifier l'emploi de la méthode dans le cadre de l'ingénierie.

REMERCIEMENTS

Les auteurs remercient les ingénieurs de la Compagnie d'Aménagement des Coteaux de Gascogne (CAGC) pour leur avoir gracieusement fourni les données d'auscultation du barrage étudié dans cet article.

RÉFÉRENCES

- [1] ICOLD (1995). Dam Failures – Statistical Analysis. Ruptures de barrages – Analyse statistique. Paris. ICOLD/CIGB. Bulletin 99.
- [2] Foster, M., Fell, R., & Spannagle, M. (2000). The statistics of embankment dam failures and accidents. *Canadian Geotechnical Journal*, **37**, 1000-1024.
- [3] CFBR (2015). Recommandations pour la justification de la stabilité des barrages et des digues en remblai. CFBR.
- [4] Cho, S.E. (2010). Probabilistic assessment of slope stability that considers the spatial variability of soil properties. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 975-984.
- [5] Gui, S., Zhang, R., Turner, J.P., & Xue, X. (2000). Probabilistic slope stability analysis with stochastic soil hydraulic conductivity. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, **126**, 1-9.
- [6] Griffiths, A., & Lane, P.A. (1999). Slope stability analysis by finite elements. *Géotechnique*, **3**, 387-403.
- [7] Masekanya, J. P. (2008). Stabilité des pentes et saturation partielle – Etude expérimentale et modélisation numérique. Thèse de doctorat. Université de Liège.
- [8] Smith, M., & Konrad, J.M. (2011). Assessing hydraulic conductivities of a compacted dam core using geostatistical analysis of construction control data. *Canadian Geotechnical Journal*, **48**, 1314-1327.
- [9] Richards, L.A. (1931). Capillary conduction of liquid through porous mediums. *Journal of Applied Physics*, **1(5)**, 318-333.
- [10] Van Genuchten, M.T. (1980). A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils. *Soil science society of America journal*, **44(5)**, 892-898.

- [11] Chapuis, R. (2012). Predicting the saturated conductivity of soils : a review. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, **71**, 401-423.
- [12] Chapuis, R., & Aubertin, M. (2003). On the use of the Kozeny-Carman equation to predict the hydraulic conductivity of soils. *Canadian Geotechnical Journal*, **40**, 616-628.
- [13] Fredlund, M.D., Fredlund, D.G., & Wilson, G.W. (2000). An equation to represent grain-size distribution. *Canadian Geotechnical Journal*, **37(4)**, 817-827.
- [14] Pilot, G., Amar, S., & Le Roux, A. (1970). Relations entre la composition minéralogique et les caractéristiques mécaniques de quelques sols argileux français. *Bull. Liaison Labo. Routiers P. et Ch.*, **43**, 69-80.
- [15] Mouyeaux, A., Carvajal, C., Bressolette, P., Bacconnet, C., Breul, P., & Peyras, L. (2016). *Développement d'un modèle de variabilité spatiale des pressions interstitielles au sein d'un ouvrage hydraulique en remblai*. Journées Fiabilité des Matériaux et des Structures. Nancy.
- [16] Mestat, P. (1993). *Lois de comportement des géomatériaux et modélisation par la méthode des éléments finis*. Etudes et recherches des laboratoires des P. et Ch. – série Géotechnique, (GT 52).
- [17] Mouyeaux, A., Carvajal, C., Bressolette, P., Bacconnet, C., Breul, P., & Peyras, L. (2015). *Développement d'un modèle éléments finis du mécanisme de glissement des barrages en remblai avec le code Cast3M*. Rencontres Universitaires de Génie Civil. Bayonne.
- [18] Lemaire, M., Chateauneuf, A., & Mitteau, J.C. (2005). *Fiabilité des structures – Couplage mécano-fiabiliste statique*. Hermès Science Publications.

MODELES DECISIONNELS POUR L'EVALUATION DU RISQUE LIE AUX BARRAGES

Decision-making supports for the risk assessment of dams

DOI : 10.24346/cfbr_colloque2016_a05

François Beaudouin
quai Watier 78400 CHATOU
francois.beaudouin@edf.fr

MOTS CLÉS

Analyse de risques, arbres des causes, aide à la décision multicritère.

RÉSUMÉ

Le gestionnaire de risques est confronté à plusieurs questions redoutables lorsqu'il s'agit d'évaluer les risques sur des ouvrages de génie civil : ceux-ci sont le siège de phénomènes multifactoriels en raison de la diversité des mécanismes de dégradation. De surcroît, l'estimation des probabilités associées aux risques est sujette à caution en raison de la rareté des événements et parfois de l'incertitude sur les mécanismes de dégradation. Cette communication propose d'appréhender le risque sous une forme multifactorielle, permettant ainsi de mobiliser la théorie de la décision multicritère.

Le cadre d'analyse proposé consiste en quelque sorte à enrichir et généraliser les arbres des causes. Le risque au sommet d'un sous-arbre se présente sous forme d'un score multicritère, chaque cause ou ensemble de causes étant modélisé par un critère.

Cette communication expose plusieurs cadres de modélisation multicritère : dans un cadre discret fondé sur des échelles ordinales prédéfinies ou dans celui de valeurs réelles appartenant à un intervalle. Chacune des modélisations proposées restent compatibles avec les pratiques des ingénieurs et en l'occurrence les études de danger ; celles-ci doivent être adaptées à l'information disponible et aux capacités d'évaluation des experts. En intégrant de manière robuste leurs jugements et en modélisant des interactions complexes entre facteurs, ces démarches d'évaluation améliorent la performance et « l'auditabilité » des analyses de risques pour les barrages ou les ouvrages de génie civil en général.

ABSTRACT

Risk managers are faced with challenging questions when assessing risks of civil works: these are subjected to degradation mechanisms induced by a large range of causes. The scarcity of events and the uncertainty of degradation mechanisms complexity make probabilistic risk assessment intractable. Consequently, this paper aims to model risk in a multifactorial way resorting to multicriteria decision theory.

Practically, this framework consists in improving fault trees modelling. The top node value of each sub-tree is nothing else but a multicriteria score, each root cause being modelled by a criterion.

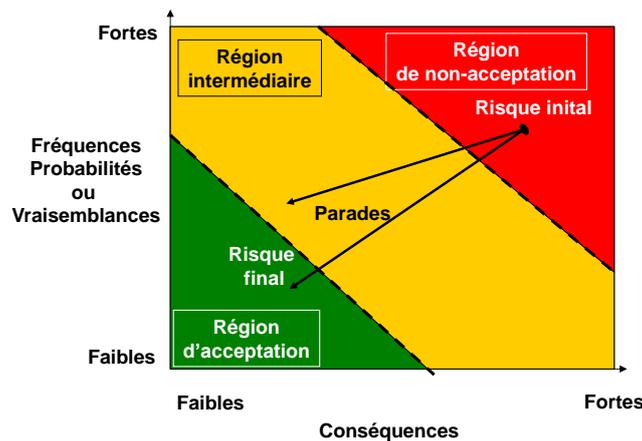
This paper presents several multicriteria frameworks either in the discrete case with predefined grades or in the case of real values. The proposed models are consistent with engineers' practices and namely hazard studies; the choice of such or such framework depends on the available information and the experts' ability to assess risks. Factoring in robust experts' judgments and modelling complex interactions are likely to improve significantly the quality and the auditability of civil works risk analyses and namely those of dams.

1. REGARD SUR QUELQUES PRATIQUES D'INGENIEURS EN MATIERE D'EVALUATION DES RISQUES

Le gestionnaire de risques est confronté à des questions redoutables lorsqu'il s'agit de construire une cartographie des zones à traiter sur un ouvrage de génie civil. Deux écueils entravent sa démarche. D'une part, les ouvrages de génie civil sont le siège de phénomènes multifactoriels, complexes en raison de la diversité des mécanismes de dégradation et des pathologies affectant le béton ; le praticien est mal outillé pour estimer les probabilités associées aux risques et celles-ci sont sujettes à caution du fait de la rareté des

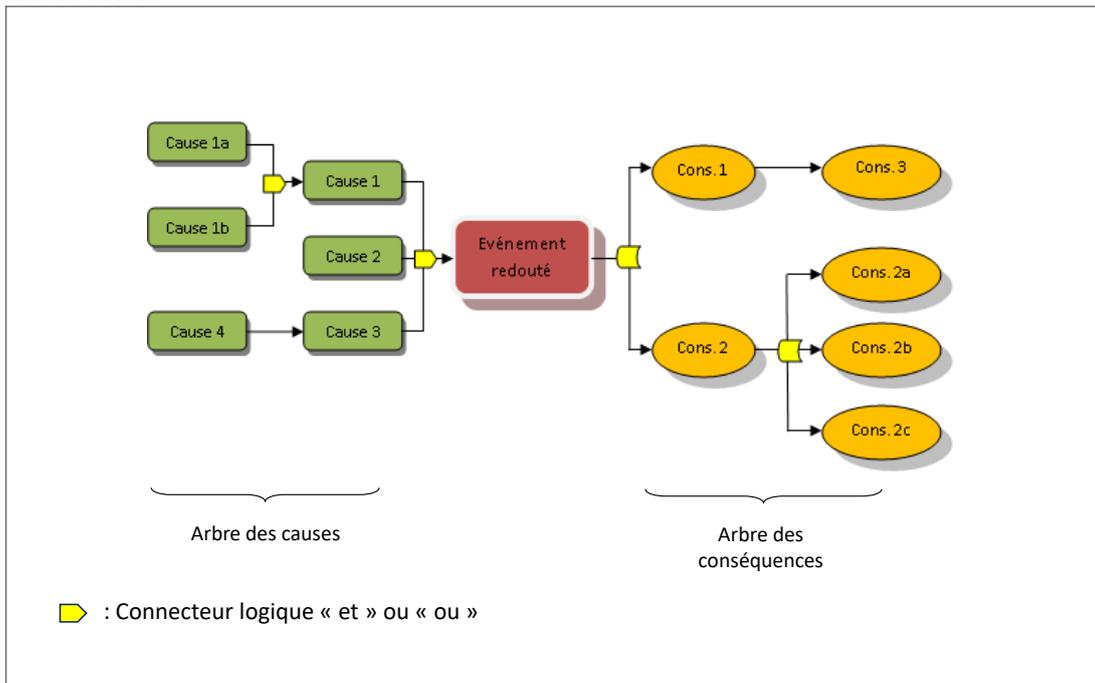
événements. Parfois, l'ampleur de l'ouvrage (remblais, barrage, galerie) rend, de surcroît, l'évaluation fastidieuse et peu robuste. Dans ce contexte, recourir à une approche probabiliste classique rend un tel traitement inopérant.

Afin de communiquer sur les risques, l'ingénieur « gestionnaire de risques » recourt à la construction classique d'une cartographie « gravité x fréquence » (i.e. diagramme de Farmer au graphique 1). Une telle représentation munie d'une cotation directe est bien trop frustrante pour analyser et gérer les risques de manière discriminante. Plus grave encore, les échelles utilisées (vraisemblances, conséquences) sont souvent ambiguës non pas tant faute de définition des niveaux mais par manque de calibration rigoureuse de celles-ci [2] : en effet, quelle assurance a-t-on que les échelles reflètent la perception des acteurs concernés ?



Graphique 1 : *Diagramme de Farmer support de la cartographie traditionnelle des risques*

Dans cette veine toutefois, un cadre classique de l'analyse et de l'estimation des risques consiste à appréhender d'une part l'occurrence du risque et d'autre part ses conséquences mais de manière plus approfondie. Le diagramme « papillon » en constitue une déclinaison désormais courante dans les pratiques des ingénieurs : rappelons que le centre de ce diagramme représente l'événement redouté ; la partie « gauche » transcrit sous forme d'arbre des causes, la chaîne de causes allant des événements initiateurs à l'événement redouté.

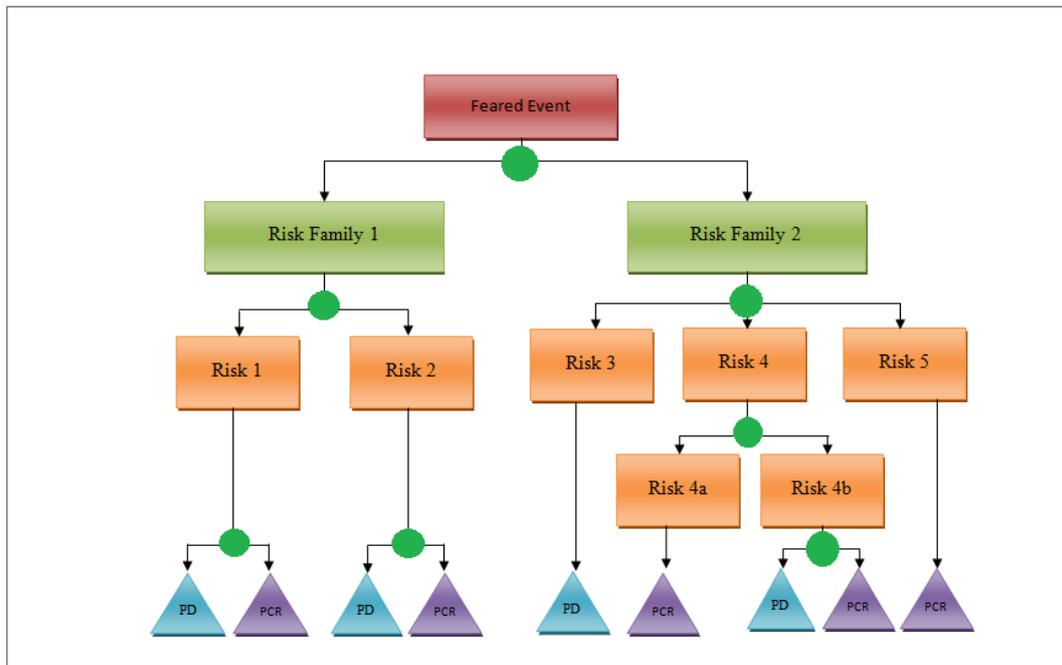


Graphique 2 : *Diagramme papillon*

La partie « droite », quant à elle, représente la chaîne d'impacts allant de l'événement redouté aux impacts ultimes. Précisons que la dissociation « causalité » et « impact » pourtant classique dans la pratique des

ingénieurs s'écarte de la représentation du risque dans la théorie de la décision dans l'incertain pour laquelle conséquences et événements restent conjoints. La théorie de la décision dans l'incertain [6] privilégie en effet la représentation probabiliste du risque et modélise celui-ci par une variable aléatoire discrète ou continue.

L'approche proposée s'écarte délibérément de cette dernière représentation au profit d'une autre centrée sur l'analyse dissociant causes et conséquences de l'événement redouté (cf. graphique 2). Cette communication se concentre exclusivement sur l'analyse des causes (cf. graphique 3). L'analyse des conséquences pourrait être menée de manière similaire *mutatis mutandis*. Ce type d'analyse constitue un élément important des études de dangers concernant la fiabilité des barrages. Tout en épousant fidèlement le raisonnement des ingénieurs, le parti pris adopté ici consiste à enrichir leurs pratiques en mobilisant la théorie de la décision multicritère.



Graphique 3 : Arbre des causes

2. LIMITES DES PRATIQUES ACTUELLES DANS LES ARBRES DES CAUSES ET ETUDES DE DANGERS

2.1 Limites de la logique binaire de l'arbre des causes

La construction et la quantification d'arbres des causes pour les barrages constituent un élément important dans l'analyse de risques. Elle requiert une expertise importante mobilisant souvent plusieurs domaines de spécialisation. L'intérêt essentiel de l'arbre des causes est de constituer une structure, qui d'une part, consigne les éléments de l'analyse et permet à celle-ci d'être auditée par des tiers, d'autre part.

Un arbre des causes repose sur une représentation composée de connecteurs logiques « OU » et « ET » structurée de manière arborescente ; l'événement redouté apparaît alors comme une combinaison booléenne d'événements initiateurs. Cette décomposition binaire de la phénoménologie peut se révéler trop réductrice dans certains cas ; en effet, le risque porté par l'événement redouté est parfois difficilement représentable par la seule combinaison d'équations régies par une logique binaire. Imaginons, par exemple, qu'un événement se manifeste par conjonction de facteurs, ceci uniquement lorsque certains d'entre eux atteignent des niveaux ou des intensités intermédiaires. Une approche purement booléenne conduit dans ce cas à une représentation inappropriée au regard de la complexité du phénomène.

2.2 Les carences dans le recueil du jugement d'experts

Le jugement d'expert est fortement sollicité dans ce type d'analyses et ceci à deux titres : d'une part, appréhender la phénoménologie des causes et d'autre part, estimer et quantifier les éléments qui y

participent. Arrêtons-nous sur la quantification des données d'entrée d'un modèle physique en général : la pratique de l'ingénieur consiste à demander aux experts d'exprimer certaines valeurs entrant le modèle (ex : probabilité, paramètre d'une loi de fiabilité, cotation sur une échelle discrète de valeurs). Cette pratique soulève toutefois plusieurs questions cruciales : comment s'assurer que le jugement est correctement calibré sur l'échelle de valeurs considérées ? Comment tenir compte de la solidité du jugement sur les interactions de facteurs entrant dans l'analyse de risques ?

La littérature issue des sciences cognitives et de la décision en général est riche des multiples expériences attestant des biais d'expertise (biais de disponibilité, d'ancrage, de représentation, effet de certitude et de loterie pour les probabilités, etc.). La littérature en matière de sûreté de fonctionnement, quant à elle, aborde souvent les problématiques liées au jugement d'experts voire aux biais d'évaluation en analyse de risques, mais force est de constater qu'elle en reste bien souvent au constat et aux vœux pieux. La norme ISO 31000 dévolue au management des risques [10] constitue à cet égard une illustration. Quelques travaux notoires [1], [7] s'emparent de ces questions sans toutefois exploiter suffisamment les enseignements des sciences de la décision [2].

2.3 Quelles caractéristiques peut-on attendre d'une analyse de risques ?

Une analyse de risques devrait respecter plusieurs exigences fondamentales [4] :

1. « l'auditabilité » : le modèle doit permettre l'examen critique des résultats, des valeurs d'entrées, des paramètres et des hypothèses retenues,
2. l'aptitude à la révision en fonction des connaissances nouvelles : le modèle doit intégrer aisément tout élément de connaissance nouvelle et le répercuter sur les données et hypothèses qui modifieront les résultats,
3. l'adéquation du modèle à l'état de la connaissance sur les phénomènes et la capacité de l'expertise à les appréhender sous la forme choisie,
4. l'équilibre entre robustesse et précision des résultats, ces deux attentes conflictuelles devant faire l'objet d'un compromis.

Le respect de ces impératifs constitue la motivation essentielle pour recourir aux modèles décisionnels. Les exigences 3 et 4 conditionneront ensuite le choix de telle ou telle modélisation décisionnelle au regard du contexte. C'est notamment parce qu'elle permet d'intégrer explicitement et rigoureusement le jugement vis-à-vis du risque que la modélisation décisionnelle peut enrichir les analyses de risques. La norme ISO 31000 définit l'étape d'évaluation du risque dans les termes suivants : « processus de comparaison des résultats de l'analyse du risque avec les critères de risque afin de déterminer si le risque et/ou son importance sont acceptables ou tolérables. » Ainsi, nous montrerons comment la modélisation décisionnelle peut apporter des réponses opérationnelles à la question de l'évaluation du risque au sens de cette norme.

3. LA DECISION MULTICRITERE COMME CADRE D'ANALYSE ET DE QUANTIFICATION DES RISQUE

En se plaçant dans le cadre de l'arbre des causes, quantifier le risque associé à l'événement consiste à calculer une valeur globale de risque au sommet de l'arbre à partir des éléments quantifiés à sa base. Cette formulation met le praticien de plain-pied avec une conception multifactorielle du risque. Le risque n'est alors rien d'autre qu'une combinaison complexe de facteurs. C'est précisément cette complexité qu'il convient de représenter et modéliser convenablement à l'aide de la physique des phénomènes mais également avec celle du jugement d'expert rigoureusement mobilisé.

3.1 Quel lien avec l'aide à la décision multicritère ?

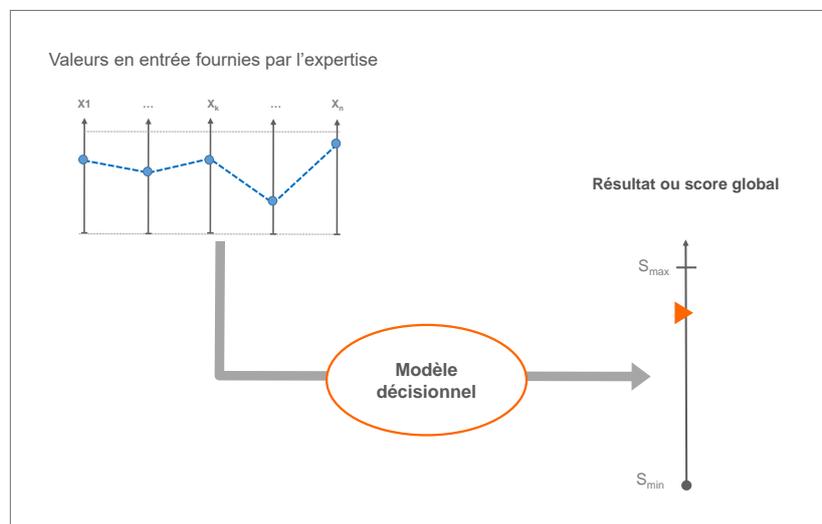
Précisons le lien entre analyse de risques et théorie de la décision multicritère. En effet, ce dont il a été question jusqu'à maintenant relève *a priori* de questions très techniques qui sollicitent les experts et dans une

moindre mesure, les décideurs. Pour comprendre ce lien, rappelons très sommairement ce qu'il convient d'entendre par « décision » en explicitant le principe général de certains modèles de décision multicritère [8].

Un modèle de décision multicritère permet d'établir une relation entre des éléments de choix dont les caractéristiques $[x_1, \dots, x_n]$ sont données sur n dimensions et une valeur finale S (cf. graphique 4). Dans la terminologie de l'aide à la décision, les n dimensions correspondent aux critères et la valeur S est, quant à elle, appelée score. Les démarches fondées sur le score unique de synthèse procèdent du principe qui vient d'être brièvement énoncé. Selon la nature de l'information disponible - information ordinale sous forme d'échelles de niveaux ou information cardinale au moyen d'échelles permettant le calcul des variations relatives - les systèmes d'aide à la décision sont très différents.

Un des bénéfices du modèle décisionnel réside précisément dans l'intégration des préférences et des jugements du décideur afin de l'aider à décider conformément à ses intentions et au respect de propriétés fondamentales du choix rationnel [6], [8]. Le recours à ces informations subjectives soulève alors plusieurs questions :

1. leur représentation et leur modélisation mathématique,
2. leur recueil fiable (i.e. leur élicitation) minimisant les biais,
3. leur insertion cohérente dans l'ensemble du système à modéliser, en l'occurrence, l'analyse de risques.

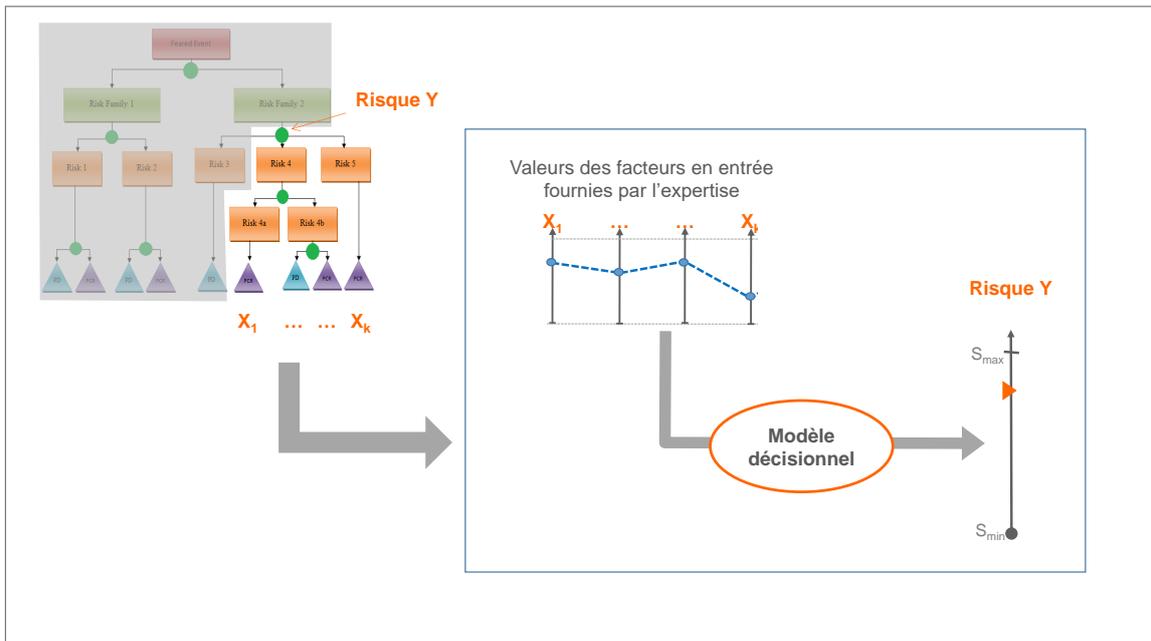


Graphique 4 : principe d'un modèle décisionnel fondée sur le score unique de synthèse

Les sciences de la décision se sont enrichies ces dernières années des nombreux apports des progrès de l'économie expérimentale, de la psychologie et de la théorie de la décision en général [2], [6]. Un élément essentiel pour recueillir le jugement d'expertise et d'une manière générale pour caler les modèles consiste à déduire les valeurs de ceux-ci à partir de situations de choix à comparer par l'expert (i.e. démarche dite « choice-based ») [5]. Les démarches exposées ci-après reposent sur ce principe essentiel.

3.2 Principe général d'application à l'évaluation des risques

La transposition de la démarche précédente à un sous-ensemble de l'arbre des causes peut maintenant être clairement appréhendée (cf. graphique 5). En effet, considérons un sous-arbre dont le nœud supérieur est le risque intermédiaire noté Y . Celui-ci est la combinaison d'opérations booléennes portant sur les n facteurs de niveau inférieur notés *critères* X_k (k variant de 1 à n).



Graphique 5 : principe de modélisation décisionnelle multicritère pour les arbres des causes.

Un modèle décisionnel multicritère peut alors se substituer à cette représentation en procédant de la manière suivante :

- considérer les n facteurs ou branches comme des critères (X_1, \dots, X_n),
- doter ces critères d'une échelle adéquate en cohérence avec le formalisme du modèle décisionnel,
- construire et caler rigoureusement le modèle décisionnel en mobilisant l'expertise,
- évaluer le risque Y au sommet du sous-arbre par le biais du modèle décisionnel.

4. PROPOSITIONS DE RESOLUTION

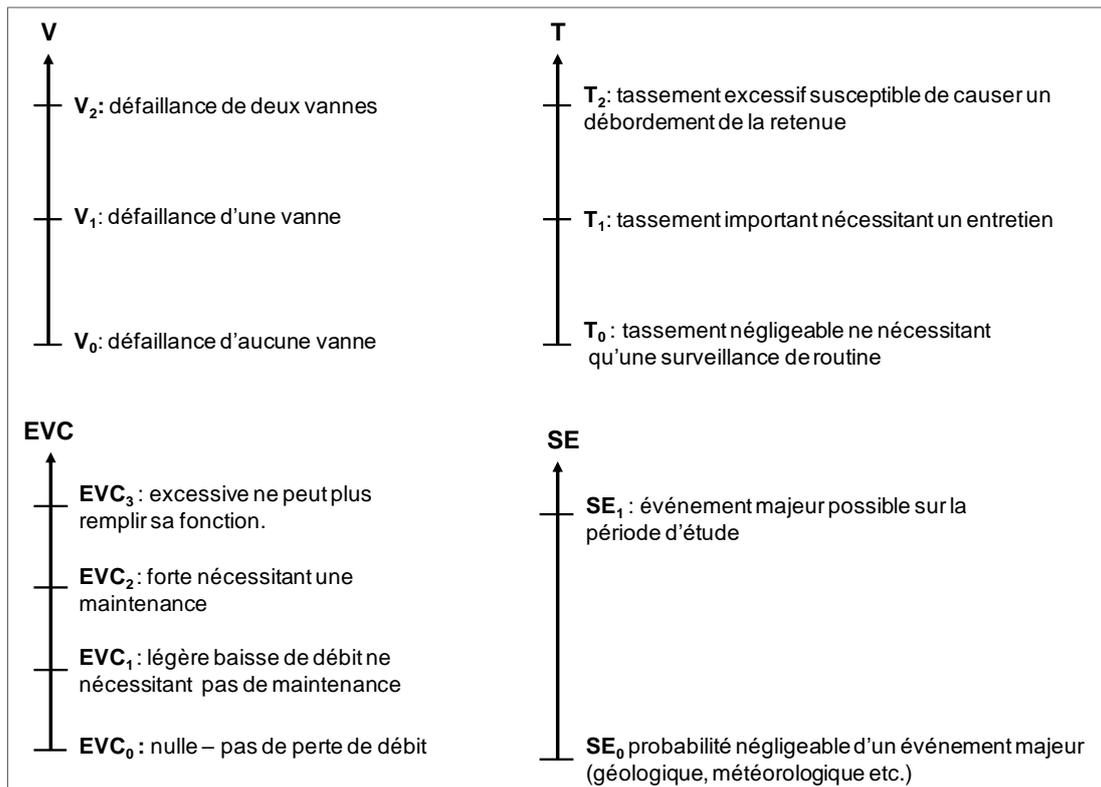
Trois propositions de résolution sont décrites ci-après en se fondant sur des travaux antérieurs menés à EDF R&D. A titre d'illustration des démarches exposées, considérons l'exemple d'une fonction de protection de surverse Y issue d'une étude de dangers pour un barrage. Plus précisément, une extraction de l'arbre des causes telle que décrite au graphique 5 conduit à considérer quatre facteurs décrits dans le tableau 1.

X_1	Critère n°1 – V – Défaillance de vannes
X_2	Critère n°2 – T : Tassement du barrage
X_3	Critère n°3 – SE : Sollicitations exceptionnelles
X_4	Critère n°4 – EVC : Obstruction de l'évacuateur de crue

Tableau 1 : Causes X_1 à X_4 pris en compte dans la modélisation.

Le graphique 6 illustre la structuration des quatre critères considérés ainsi que les échelles choisies. Rappelons brièvement que ces critères sont obtenus par identification des branches « amont » de l'arbre des causes. Le nombre de niveaux par critère et leur définition sont déterminés simplement par échanges avec les experts.

Ce paragraphe expose un modèle d'évaluation dans le cas où le risque Y de niveau supérieur est donné sur une échelle ordinaire de valeurs discrètes préétablies puis deux modèles pour lequel Y est obtenu sur un intervalle de valeurs réelles inclus dans [0,1].



Graphique 6 : structuration des quatre critères

4.1 Un cadre ordinal

4.1.1. Principe résumé de la démarche du modèle base de règles

Ce cadre d'analyse fondé sur des modèles à base de règles [3], [4], [11] suppose, en général, que les facteurs et le risque global soient évalués sur une échelle ordinale, c'est-à-dire de niveaux pour lesquels seule la notion d'ordre prévaut. Chacun des facteurs peut ainsi être quantifié selon des niveaux discrets (ex : couleurs, niveaux « faible », « moyen », « fort », etc.). Pour chacune des combinaisons de valeurs des différents facteurs considérés, le modèle décisionnel (cf. graphique 4) assigne une valeur prise dans l'ensemble de niveaux $\{y_1, \dots, y_s\}$ du risque Y.

Ce cadre substitue une logique n-aire à la logique binaire de l'arbre des causes : le modèle repose sur un ensemble de règles dont la syntaxe articule une partie conditionnelle introduite par un connecteur « si » avec une partie décisionnelle introduite par un connecteur « alors ». La partie conditionnelle porte sur tout ou partie des valeurs prises par les critères X_i . La partie décisionnelle détermine la valeur ordinale y_k (i.e. niveau) du risque Y, si sa partie conditionnelle est vraie. La règle R_k formalisée en (1) s'interprète ainsi : « si la combinaison de facteurs (x_i, \dots, x_j) vérifie les conditions alors le risque Y est au niveau y_k ». Il s'agit là d'une règle conjonctive, la partie conditionnelle étant formée de la conjonction de conditions élémentaires au moyen de l'opérateur "et".

$$\text{Règle } R_k : \text{Si } \left[\begin{array}{cc} \geq & \geq \\ x_i = a_i \text{ et } \dots \text{ et } x_j = a_j & \\ \leq & \leq \end{array} \right] \text{ alors } Y = y_k \quad (1)$$

Considérons, à titre didactique, l'exemple fictif suivant :

$$\text{Règle } R_k : \text{Si } [T \geq T_2 \text{ et } EVC \geq EVC_2] \text{ alors } Y = y_2 \quad (2)$$

Cette règle reflète l'appréciation suivante du risque : si le facteur "tassement" est au niveau "T₂" (cf. échelle au graphique 5) et le facteur "évacuateur de crue" "EVC" au niveau EVC₂ alors le risque est de niveau y₂.

A l'évidence, une seule règle ne saurait traduire toute la complexité de l'expertise dès lors qu'il s'agit d'appréhender un risque de défaillance multifactorielle. Le modèle décisionnel final se compose en réalité d'un ensemble de règles formant une *base de règles* ; en d'autres termes, une combinaison de valeurs sur les facteurs en entrée peut être couverte par une ou plusieurs règles (i.e. une base disjonctive de règles).

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Règle } R_1 : \text{Si } \left[\begin{array}{cc} \geq & \geq \\ x_{i1} = a_{i1} \text{ et } \dots \text{ et } x_{j1} = a_{j1} \\ \leq & \leq \end{array} \right] \text{ alors } Y = y_1 \\ \dots \\ \text{ou Règle } R_k : \text{Si } \left[\begin{array}{cc} \geq & \geq \\ x_{ik} = a_{ik} \text{ et } \dots \text{ et } x_{jk} = a_{jk} \\ \leq & \leq \end{array} \right] \text{ alors } Y = y_k \\ \dots \\ \text{ou Règle } R_m : \text{Si } \left[\begin{array}{cc} \geq & \geq \\ x_{im} = a_{im} \text{ et } \dots \text{ et } x_{jm} = a_{jm} \\ \leq & \leq \end{array} \right] \text{ alors } Y = y_m \end{array} \right. \quad (3)$$

Les modèles à base de règles constituent des outils très flexibles [11] et aptes à représenter aisément des phénoménologies complexes. Cette flexibilité nécessite une validation *a posteriori* du modèle (complétude, respect de la monotonie) de façon à ce que celui-ci respecte les propriétés fondamentales du choix rationnel.

La théorie des ensembles approximatifs [8], [11] permet de généraliser le formalisme de la règle donnée en (1) en introduisant une forme d'incertitude dans les jugements d'expert. La base de règles ne produit plus une affectation exacte du risque mais un encadrement de celui-ci entre des valeurs hautes et basses. La syntaxe de la règle donnée en (1) devient alors :

$$\text{Règle } R_k : \text{Si } \left[\begin{array}{cc} \geq & \geq \\ x_i = a_i \text{ et } \dots \text{ et } x_j = a_j \\ \leq & \leq \end{array} \right] \text{ alors } Y = y_k, \quad (4)$$

La règle R_k s'interprète ainsi : si la combinaison de facteurs (x_1, \dots, x_n) alors le risque Y est au plus (\leq), ou respectivement au moins (\geq) égal au niveau y_k .

4.1.2. Comment le jugement d'expert est-il modélisé et pris en compte ?

Les préférences des experts sont ici contenues dans le système à bases de règles, d'une part par les conditions de chaque règle et, d'autre part, par les différentes règles composant la base.

Cas	Niveau du facteur "V"	Niveau du facteur "T"	Niveau du facteur "EVC"	Niveau du facteur "SE"	Niveau du risque de Y à sélectionner par l'expert (1, 2, 3 ou 4)
1	V ₁	T ₀	EVC ₂	SE ₁	?
...
S	V ₀	T ₁	EVC ₁	SE ₀	?

Tableau 2 : exemple d'ensemble d'apprentissage servant à construire le système à base de règles.

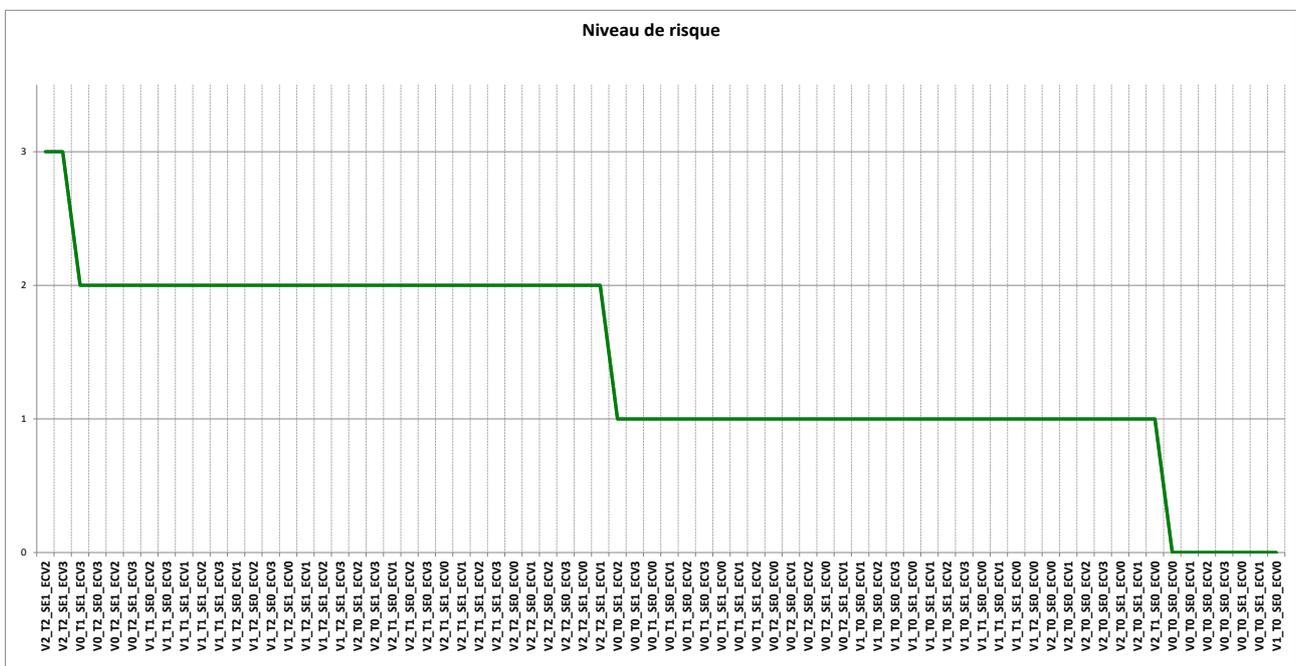
Dans ce contexte, les jugements et intentions de l'expertise peuvent être intégrés via quelques évaluations globales de risques fournies pour plusieurs combinaisons de facteurs judicieusement choisies (cf. cas 1 à s du tableau 2).

L'ensemble des cas ainsi constitués (i.e. l'ensemble d'apprentissage) permettra d'inférer la base de règles compatibles avec les réponses fournies par les experts [8]. La base de règles peut être ensuite simplifiée ou révisée par l'analyste notamment en modifiant avec l'expert l'ensemble d'apprentissage. Précisons également que les réponses données par l'expert dans l'ensemble d'apprentissage constituent un élément de justification contribuant à rendre l'analyse de risques « auditable ».

4.1.3. Nature des résultats

Le graphique 7 illustre la fonction de niveau de risque obtenu à partir d'une base disjonctive de 35 règles conjonctives formées par la combinaison des facteurs V_i , T_j , EVC_k , SE_l . Le score au sommet de l'arbre est modélisé par exemple selon une échelle ordinaire à 4 niveaux. Chaque niveau doit être défini clairement : cette définition peut par exemple être établie par identification à un cas représentatif et parlant pour l'expert à l'instar de ceux figurant dans le tableau 2 ou, quand cela est possible, être reliée à la gradation d'un phénomène physique bien compris par l'expert.

Si la combinatoire n'est pas trop élevée, il est possible de représenter l'ensemble des cas possibles construits sur les facteurs V_i , T_j , EVC_k , SE_l .



Graphique 7 : score de risque ordinal Y pour chaque combinaison de causes (V, T, EVC, SE)

L'analyse des combinaisons pour lesquelles le niveau de risque change constitue un moyen de validation empirique auprès des experts : la base peut alors être ajustée et corrigée en introduisant de nouveaux cas dans l'ensemble d'apprentissage. Ces interactions itérées entre la sortie du modèle et l'analyse des experts permet ainsi d'affiner la base de règles.

4.2 Approches alternatives conduisant à un score donné sur un intervalle

Deux modélisations alternatives conduisant à un score Y réel sont exposées et comparées. Cette fois, le score appartient à un intervalle de nombres réels, égal à [0,1] par convention.

4.2.1. Modélisation du score Y par une fonction par intervalle

Toret et al. [12], [13] développe une démarche originale conduisant à une valeur du risque donnée par intervalle. Le modèle décisionnel s'articule autour de quatre étapes :

1. Identification des niveaux de critères,
2. Comparaisons par paire de l'influence des niveaux de critères sur le risque en partie supérieur,
3. Calcul de la valeur de Shapley pour définir la contribution des critères au risque global Y pour un ordre donné entre les critères,

4. Calcul du score de Kemeny-Young pour évaluer la contribution au risque global Y pour tous les ordres possibles entre critères.

Le lecteur peut se reporter à [13] pour une description plus détaillée de l'approche. La formulation des comparaisons à l'étape 2 est précisée au paragraphe 4.2.3. Apportons toutefois quelques précisions aux étapes 3 et 4. Le principe de l'étape 3 s'inspire de la théorie des jeux coopératifs : une valeur de Y est comparable à un gain du jeu et les combinaisons de valeurs des critères aux jeux possibles de i joueurs. Cette valeur moyenne de contribution est obtenue par la valeur de Shapley, bien connue en théorie des jeux coopératifs :

$$\phi_i(v) = \frac{1}{n!} \sum_R [v(P_i^R \cup \{i\}) - v(P_i^R)] \quad (5)$$

Où R est un ordre donné entre les critères, $v(S)$ est la contribution donnée pour une coalition S de valeurs de critères et une séquence ordonnée de valeurs P_i^R .

L'étape 4 prolonge le calcul précédent en tenant compte de tous les ordres possibles entre les critères. Par analogie avec la théorie du vote, cette démarche [13] recourt au score Kemeny-Young donné par :

$$K_R = \sum_{\substack{i,j=1 \\ X_i > X_j \\ \text{dans R}}}^n T_{X_i X_j} \quad (6)$$

Où $T_{X_i X_j}$ est le nombre de cas dans l'ordre R où le critère X_i est jugé plus important que le critère X_j .

Pour chaque combinaison c de critères, le score Y représentant le risque agrégé prend alors la forme d'une fonction par intervalle donnée par :

$$\text{Si } [x_i = a_i \text{ et } \dots \text{ et } x_j = a_j] \text{ alors } Y \in [y_c^{\min}, y_c^{\max}] \quad (7)$$

Où y_c^{\min} et y_c^{\max} sont respectivement les bornes inférieures et supérieures de l'intervalle inclus dans [0,1].

La valeur centrale de l'intervalle $[y_c^{\min}, y_c^{\max}]$ est alors prise comme valeur du score Y.

4.2.2. Modélisation du score Y par une fonction multiattribut généralisée par l'intégration de Choquet

Une seconde approche développée antérieurement à EDF par F. Beaudouin [5] consiste à modéliser le risque Y par une fonction multiattribut $U(x_1, \dots, x_n)$ fondée sur l'intégration de Choquet [9]. L'intégration de Choquet prend une forme additive différente en fonction de chacun des ordres sur les critères (i.e. simplexes) :

$$U(x_1, \dots, x_n) = \sum_{i=1}^n (x_{\sigma(i)} - x_{\sigma(i-1)}) \cdot \mu(\{\sigma(i), \dots, \sigma(n)\}) \text{ avec } x_{\sigma(1)} \leq \dots \leq x_{\sigma(n)}, \quad (8)$$

Où les coefficients $\mu(\{\sigma(i), \dots, \sigma(n)\})$ représentent le poids des différentes coalitions de critères.

Pour les cas plus simples, cette fonction (8) prend une forme additive (i.e. une forme semblable à une somme pondérée) dont les coefficients sont également obtenus par la valeur de Shapley [9] ; pour certaines phénoménologies, une forme plus complexe de la fonction (par exemple une forme k-additive) est nécessaire afin de traduire les interactions multiples entre critères. Nous renvoyons le lecteur vers [5] et [9] pour une explication et une illustration de cette notion.

Les deux modélisations issues de [5] et de [13] fournissent des résultats proches, consignés au graphique 8.

4.2.3. Comment le jugement d'expert est-il modélisé et pris en compte dans les deux modélisations?

Le jugement d'expert est alors mobilisé pour identifier les dépendances fonctionnelles et coter les facteurs en entrée. Soulignons que les deux démarches [5] et [13] procèdent à des comparaisons pour recueillir l'avis d'expert : l'effort cognitif fourni par l'interviewé est alors considérablement allégé dans la mesure où celui-ci se concentre exclusivement sur des comparaisons et non plus des valeurs à exprimer.

La démarche développée par Toret [13] repose sur des comparaisons systématiques de facteurs : l'expert doit se prononcer sur des comparaisons du type suivant : "À partir de quel état le critère "T" (tassement) influe-t-

il plus sur le risqué de la fonction que le critère “EVC” (Obstruction de l’évacuateur de crue) si EVC prend la valeur X ?”

La démarche développée par Beaudouin [5] consiste, quant à elle, à comparer des paires de facteurs en entrées en les dotant préalablement d’une échelle continue (ex : échelle dite « d’intervalle » ou « de ratio » selon le contexte). Le tableau 3 illustre le type de comparaisons soumises à l’expert sur la base de laquelle est constitué un ensemble d’apprentissage.

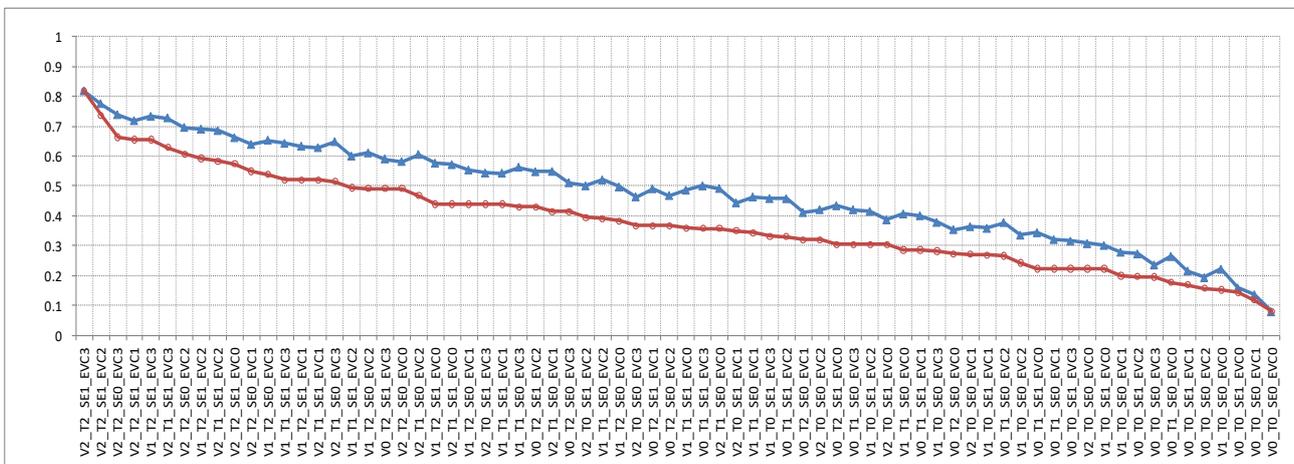
Cas	Amplitude du facteur 1	Amplitude du facteur 2	Ordre de préférences (A ou B)
A	EC=0.5	EVC=0.75	?
B	EC=0.75	EVC=0.25	?

Tableau 3 : exemple de choix par paire de critères à remplir par l’expert [5].

Ainsi, à partir d’une série de comparaisons telles que celles exposées au tableau 3, il est possible d’en déduire une fonction multicritère continue (i.e. fonction multi attribut additive ou k-additive) représentative du risque Y.

4.2.4. Nature des résultats

Les résultats de ces deux modélisations dans le cas où Y est défini sur l’intervalle [0,1] sont représentés au graphique 8. La courbe rouge est celle donnée par l’approche multi attribut fondée sur l’intégration de Choquet ; la courbe bleue est celle issue de l’approche par comparaison deux à deux exploitant la théorie du vote et des jeux coopératifs. Cette dernière nécessite en revanche un nombre conséquent de comparaisons (ex : 72 pour le cas considéré ici). L’approche [5] peut se révéler un peu moins précise que [13] mais plus parcimonieuse en termes de comparaisons : 41 comparaisons ont été nécessaires pour cet exemple. La finesse descriptive de l’approche [5] peut être ajustée en augmentant la complexité de la forme fonctionnelle multicritère et le nombre de comparaisons à demander à l’expert.



Graphique 8 : score du risque Y donné sur l’intervalle [0, 1] pour chaque combinaison de causes (V, T, EVC, SE)

5. CONCLUSIONS

L’intérêt de la théorie de la décision est multiple en matière d’analyse de risques. Trois exemples de modélisation ont été exposés à cet effet : l’un dans le cas où le risque Y est ordinal et prédéfini et les deux autres dans le cas où Y est un réel sur [0,1]. Ces exemples montrent comment il est possible d’exploiter de manière rationnelle et cohérente l’information disponible. La modélisation du jugement d’experts constitue un élément capital pour établir une analyse et une évaluation de risques solides et « auditables ».

En effet, le principe de recueil de l’expertise exposé dans cette communication est de nature à mieux représenter le jugement individuel. La raison essentielle tient au fait que l’effort cognitif est largement allégé,

dès lors qu'il se résume exclusivement à la comparaison de situations fictives mais réalistes au regard du problème posé. Ce principe général de recueil du jugement fondé sur le choix peut prendre des formes diverses : l'élicitation interactive ou l'apprentissage supervisé.

L'analyse et l'évaluation des risques formalisés grâce aux concepts issus des sciences de la décision comportent de nombreux bénéfices dans le contexte abordé par cette communication. Deux aspects essentiels méritent d'être soulignés : d'une part, l'expert procède à une réflexion introspective sur les risques correctement encadrée ; d'autre part, les valeurs déduites de l'interrogation peuvent elles-mêmes être critiquées ou révisées en reprenant les choix formulés par l'expertise.

Ajoutons enfin que les propriétés mathématiques du modèle décisionnel prémunissent l'utilisateur d'estimations aberrantes au sens où celles-ci ne seraient pas conformes à des règles minimales de rationalité.

D'un point de vue pratique, cette fois, la mise en œuvre de ces modèles dans une étude de dangers de barrages suppose de décomposer celle-ci en sous-ensembles qui pourraient être évalués selon l'une ou l'autre des approches proposées. Elle suppose ensuite d'intégrer correctement les évaluations effectuées dans les différents sous-arbres.

RÉFÉRENCES

- [1] Ayyub, B.M. (2001). Elicitation of Expert Opinion for Uncertainty and Risks, CRC Press.
- [2] Beaudouin, F., Munier, B. (2008). L'analyse de la décision, cadre général d'analyse du management des risques, Revue de l'Electricité et de l'Electronique, 77–84.
- [3] Beaudouin, F., Alessandrini, F, Avril T., Mosnier, D. (2009). La maintenance du parc hydroélectrique EDF pilotée par une approche risques. Commission Internationale Des Grands Barrages, 22ème congrès des Grands Barrages, Brazilia.
- [4] Beaudouin F., Meuwisse, C. (2012). Assessing proliferation resistance and safeguard efficiency with a rule-based support, ICFO-SI 9, The 9th International Conference on Facility Operations - Safeguards Interface.
- [5] Beaudouin, F. (2015). Implementing a Multiple Criteria Model to Debate About Nuclear Power Plants Safety Choices, Group Decision and Negotiation, 24,1035-1063.
- [6] Bouyssou, D. Dubois, D. Pirlot, Marc, Prade, H. (2006). Concepts et méthodes pour l'aide à la décision 2 : risque et incertain. Traité IC2, série Informatique et Systèmes d'Information, Lavoisier.
- [7] Cooke, R.M. (1991). Experts in Uncertainty: Opinion and Subjective Probability in Science, Oxford University Press.
- [8] Figueira, J., Greco, S. & Ehrgott, M. (2005). Multiple Criteria Decision Analysis State of the Art Surveys, Springer.
- [9] Grabisch, M. (1997). k-Order additive discrete fuzzy measures and their representation, Fuzzy Sets System, 2,167–189
- [10] Norme NF ISO 31000 (2010). Management du risque. Principes et lignes directrices.
- [11] Slowinski, R., Greco, S. & Matarazzo, B. (2002). Axiomatization of utility, outranking and decision rule preference models for multiple-criteria classification problems under partial inconsistency with the dominance principle, Control and Cybernetics, 31, 1005–1035.
- [12] Toret, J. B., Beaudouin, F., Meuwisse, C., Munier, B. & Sausse, J. (2014). Vers une nouvelle représentation décisionnelle du risque dans les barrages. Congrès Lambda Mu 19, Dijon.

- [13] Toret, J. B. (2014). Traitement ordinal de l'information d'expertise pour le risque en génie civil. Apport des sciences de la décision à la gestion des risques. Thèse de doctorat Université Paris I – IAE.

EVALUATION DE L'AUSCULTATION DES BARRAGES POUR SA VALORISATION DANS LES ETUDES DE DANGERS

Evaluate Dam Monitoring Performances for its Integration in Safety Reports

DOI : 10.24346/cfbr_colloque2016_a06

François Massé⁵, Thibault Balouin

INERIS - Parc Technologique Alata, BP n°2, 60550 Verneuil-en-Halatte (France)

francois.masse@ineris.fr, thibault.balouin@ineris.fr

MOTS CLÉS

Systèmes de sécurité, fréquence, vieillissement, barrages, barrières de sécurité

RÉSUMÉ

Evaluation de l'auscultation des barrages pour sa valorisation dans les Etudes de Dangers.

Cet article présente une étude réalisée par l'INERIS en 2013[2] dont l'objectif est de proposer des critères d'évaluation des systèmes d'auscultation et des moyens de les valoriser dans les Etudes De Dangers. L'auscultation, et plus largement la surveillance, sont des processus continus qui ont pour objectif d'apprécier l'évolution du risque pendant la vie de l'ouvrage. Elles doivent permettre de maintenir un niveau de risque acceptable par la mise en œuvre d'actions appropriées si des dérives sont constatées. Il s'agit donc d'un système technique et organisationnel qui participe à la maîtrise des risques. Cela pourrait être perçu comme une barrière de sécurité ; pour autant, il semble difficile de l'évaluer comme une barrière au sens de la réglementation des Installations Classées et de la valoriser directement dans une EDD par une probabilité moyenne de défaillance à la demande. L'étude s'attache donc à répondre à différentes questions : comment évaluer les performances des systèmes d'auscultation ? Les systèmes d'auscultation peuvent-ils être considérés comme des barrières de sécurité au sens de la réglementation ? Comment intégrer les systèmes d'auscultation dans les scénarios d'accident ? Après une présentation de l'auscultation des ouvrages hydrauliques de manière générale et de ses objectifs, l'auscultation est placée dans le cadre de l'étude de dangers. Différents moyens de la prendre en compte sont présentés et discutés. Des critères d'évaluation sont proposés. L'étude de l'INERIS traite de l'auscultation pour la surveillance à long terme et court terme des ouvrages. Dans cet article, nous présentons les principales propositions sur l'évaluation de l'auscultation pour la surveillance à long terme dans le cadre d'études de danger.

ABSTRACT

Evaluate Dam Monitoring Performances for its Integration in Safety Reports.

This paper presents a study carried out by INERIS in 2013 [2] which aims to provide assessment criteria for monitoring systems and means of enhancing them in safety reports. Dam monitoring is a continuous process that aims to assess the evolution of risk during the life of the structure. It allows to maintain an acceptable level of risk by implementing appropriate actions if deviations are detected. It is a technical and organizational system involved in risk management. It could be perceived as a safety barrier; so far, it seems difficult to assess it as a barrier as defined by regulation related to Hazardous Installations and to integrate it in the safety study as an average probability of failure on demand. This paper aims to answer various questions: how to evaluate the performance of monitoring systems? Can monitoring systems be considered safety barriers within the meaning of the regulation? How to integrate monitoring systems in accident scenarios? After a global presentation of monitoring of hydraulic structures and its objectives, monitoring is placed in the context of the risk assessment. Various means of evaluation are presented and discussed. Evaluation criteria are proposed. The study deals with monitoring for long-term and short-term surveillance. In this paper, we present the main proposition on the evaluation of the monitoring systems for long-term surveillance within the framework of hazard studies

⁵Auteur correspondant

1. INTRODUCTION

Le Code de l'Environnement définit des études et actions à mettre en place suivant les classes des ouvrages. Parmi celles-ci on trouve les études de dangers (EDD) (articles R214-115 à R214-117), les rapports d'auscultation et les revues de sûreté.

Les études de dangers correspondent à une évaluation à un instant donné du niveau de risque que l'ouvrage fait peser sur son environnement. Les systèmes d'auscultation et leur suivi donnent lieu à un rapport d'auscultation indépendant de l'EDD mais peuvent également être valorisés dans les études de dangers comme éléments contribuant à la maîtrise des risques.

L'arrêté du 12 juin 2008 [1] définissant le plan de l'étude de dangers des barrages et des digues et en précisant le contenu, revient dans son chapitre 8 sur l'identification et caractérisation des risques en termes de probabilité d'occurrence, d'intensité et de cinétique des effets, et de gravité des conséquences :

« L'étude de dangers s'appuie sur une analyse de risques permettant d'identifier les causes, les combinaisons d'événements et les scénarios susceptibles d'être, directement ou par effet domino, à l'origine d'un accident important. Chaque accident potentiel est caractérisé par sa probabilité d'occurrence, l'intensité et la cinétique de ses effets et la gravité des conséquences pour la zone touchée. En synthèse, les différents scénarios d'accident sont positionnés les uns par rapport aux autres en fonction de leur probabilité d'occurrence et de la gravité des conséquences, évaluée en termes de victimes humaines potentielles et de dégâts aux biens, en mettant en évidence les scénarios les plus critiques ».

Les accidents potentiels sont sélectionnés sur la base d'une analyse de risques, spécifique au barrage étudié. Les risques peuvent avoir pour origine des défaillances intrinsèques (vieillesse du corps de l'ouvrage, défaillance d'un organe de contrôle par exemple, pathologie du béton), des agressions externes (séisme, incendie ou crue par exemple) ou des erreurs opératoires.

La surveillance d'un barrage vise à détecter les dérives et les évolutions de l'ouvrage susceptibles d'être à l'origine d'un phénomène dangereux. Elle vise donc à réduire le risque d'accidents potentiels liés à des défaillances intrinsèques. Elle diffère de différentes activités : les inspections visuelles, le contrôle des organes d'évacuation et de sécurité et l'auscultation. Le système d'auscultation est donc une composante de la surveillance de l'ouvrage. Il s'agit d'un système technique et organisationnel visant à obtenir des mesures précises de paramètres physiques représentatifs de l'état de l'ouvrage et de son évolution. Ces mesures sont exploitées pour évaluer périodiquement la sûreté de l'ouvrage et mettre en œuvre le cas échéant des opérations de confortement.

Cet article porte sur l'utilisation de l'auscultation pour maîtriser les risques que font peser les phénomènes de dégradation à cinétique lente (vieillesse, pathologies, ...) pendant la vie d'un ouvrage. Il est issu d'une étude réalisée dans le cadre d'un programme d'appui ministériel piloté par l'INERIS. Un rapport [2] donne des éléments sur la valorisation des systèmes d'auscultation pour la surveillance sur le court terme et le long terme dans les études de dangers. Cet article présente les résultats de cette étude sur l'auscultation pour la surveillance à long terme pour la détection de phénomènes à cinétique lente.

2. GENERALITES SUR L'AUSCULTATION

2.1 Les différents types d'auscultation

Les données générales sur l'auscultation sont issues de visites de l'INERIS sur des ouvrages de la SHEM, d'EDF et de l'EPTB Seine Grands lacs ainsi que sur les différents documents du CIGB traitant de l'auscultation cités en référence ([3], [4], [5]).

L'auscultation des ouvrages hydrauliques est une activité de surveillance basée sur la mesure de paramètres physiques et le suivi de leur évolution. Les mesures physiques sont réalisées sur l'ouvrage, ses fondations, ou son environnement (bassin versant par exemple).

L'auscultation permet de mesurer :

- le comportement hydraulique (mesures de débits ou pressions dans l'ouvrage et ses fondations) ;

- le comportement mécanique (mesures de déplacements et déformations de l'ouvrage et de ses fondations).

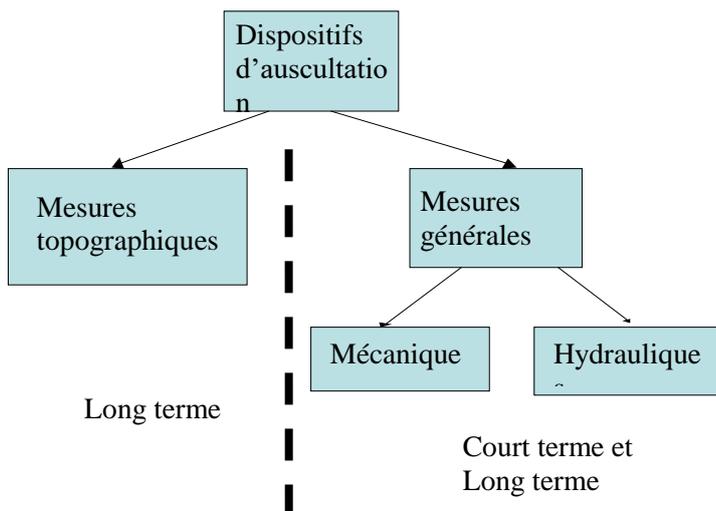
On distingue deux types d'auscultation, qui peuvent être réalisés à des fréquences et par des intervenants différents :

- l'auscultation générale au moyen d'équipements fixes installés dans le barrage ou mobiles ;
- l'auscultation topographique (topométrie, nivellement, etc.) nécessitant des points de repères fixes.

L'auscultation générale est la plupart du temps réalisée à des fréquences plus élevée que l'auscultation topographique.

L'auscultation vise deux objectifs différents et complémentaires :

- l'auscultation pour la surveillance à court-terme permet de détecter des évolutions rapides du comportement ou de l'état de l'ouvrage et de mettre en œuvre des mesures appropriées en cas de détection d'une situation dangereuse. Ce type d'auscultation peut se matérialiser par la surveillance du franchissement d'un seuil prédéfini sur un paramètre mesuré (par exemple la détection de turbidité dans les drains d'un barrage remblais ou un débit de fuite important) ou par les traitements de 1er ou de 2nd niveau de l'auscultation générale. Le franchissement du seuil doit être signalé dans des délais suffisamment brefs par l'intermédiaire d'une alarme ou par une fréquence de mesure et de traitement de premier niveau élevée ;
- l'auscultation pour la surveillance à long-terme, objet du présent article, vise à détecter les évolutions lentes de l'état de l'ouvrage en vue de maintenir la sécurité dans le temps et éventuellement d'initier des analyses approfondies et des travaux de confortement.



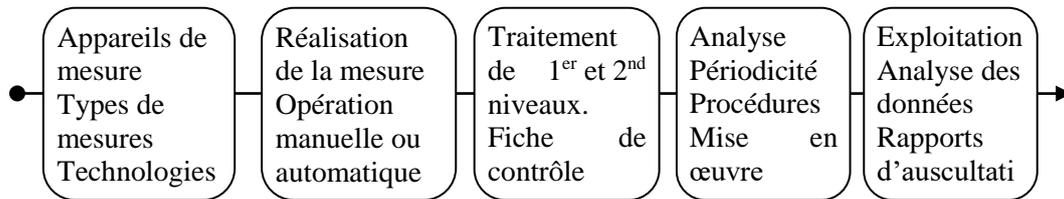
Graphique 1 : Typologie des dispositifs d'auscultation

Un même dispositif d'auscultation peut être utilisé pour des objectifs de surveillance à court-terme et long-terme. Cependant, les critères d'évaluation de la performance de l'auscultation ne seront pas les mêmes. Les dispositifs doivent donc être évalués en fonction du ou des usage(s) prévu(s). La suite de cet article présente des critères d'évaluation et les moyens de valoriser l'auscultation dans une Etude de Dangers (EDD) applicables à l'auscultation pour une surveillance sur le long-terme.

2.2 Décomposition fonctionnelle d'un système d'auscultation

Un dispositif d'auscultation nécessite pour être efficace la mise en place d'une organisation adéquate et un personnel compétent pour effectuer les mesures et analyser les résultats. L'auscultation est un système **technique** et **organisationnel**. Il ne se limite pas à un appareil de mesure mais intègre la réalisation des mesures (manuelles ou automatiques), la qualification, l'installation et la maintenance des appareils de

mesure, l'enregistrement et les traitements de premier et de second niveau ⁶ des données, l'analyse des résultats et la prise de décision. Les dispositifs techniques et humains sont interdépendants et impliqués dans chacun des éléments constituant le système d'auscultation.



Graphique 2 : Diagramme d'un système d'auscultation

Dans cet article, le terme « système d'auscultation » désigne donc les appareils de mesure et leur qualification, mais également :

- la procédure de réalisation des mesures ;
- la collecte et la vérification des données ;
- l'enregistrement des données ;
- l'analyse des données ;
- les décisions et mesures appliquées sur le système d'auscultation suite à l'analyse des données.

Les paramètres mesurés dans le corps du barrage et ses fondations doivent être représentatifs et adaptés aux particularités de l'ouvrage (type, matériaux, hauteur, fondations, environnement) afin de pouvoir juger de son évolution dans le temps. Les paramètres mesurés et les points de mesures doivent être définis en fonction des phénomènes évolutifs mesurables susceptibles d'être à l'origine d'un scénario d'accident. Les mesures doivent prendre en compte l'historique de l'ouvrage.

2.3 L'auscultation dans la maîtrise des risques liés au vieillissement et aux pathologies des ouvrages

Le vieillissement est une catégorie de détérioration associée aux altérations au cours du temps des propriétés des matériaux et des structures. Dans des conditions normales d'exploitation, le vieillissement pourra affecter l'exploitation de l'ouvrage, puis se répercuter sur la sécurité si des mesures correctives ne sont pas prises.

Le processus de surveillance est un maillon essentiel de la maîtrise des risques liés au vieillissement. Il vise à réduire les probabilités d'occurrence des phénomènes dangereux en mettant en œuvre des moyens permettant de détecter de manière précoce des dérives susceptibles d'engendrer un éventuelle défaillance ou rupture de l'ouvrage.

Des actions de surveillance et donc d'auscultation sont réalisées dans les différentes phases du cycle de vie d'un ouvrage :

- lors de la construction ou de travaux ;
- lors du premier remplissage ;
- en phase de jeunesse de l'ouvrage ;
- en phase d'exploitation en régime normal de l'ouvrage. Au cours de cette phase, des phénomènes de vieillissement peuvent dégrader l'ouvrage ou ses appuis ;
- suite à un événement externe particulier ou au cours de cet événement (séisme, crue, gel important) ;
- lors de travaux ou de vidanges.

Cet article portant sur la maîtrise des risques liés au vieillissement ou aux pathologies provoquant des dégradations lentes de l'ouvrage, il traite de l'auscultation en phase normale d'exploitation : on considère en

⁶ Le traitement de premier niveau est réalisé immédiatement après la tournée afin de détecter les mesures anormales et de valider les mesures avant transmission au bureau d'étude agréé. Celui-ci réalise un traitement de second niveau dans un délai de quelques jours pour juger de la normalité des mesures. En cas de mesure anormale, des vérifications peuvent être faites sur site.

général que les détériorations survenant après les 5 à 10 premières années de l'ouvrage sont liées au vieillissement. Les détériorations qui se produisent avant cette période sont jugées comme étant des phénomènes de jeunesse dus à des insuffisances dans les études de conception, la construction ou la mise en service de l'ouvrage. Il est admis qu'un délai de l'ordre de 5 ans [3]⁷ est nécessaire pour obtenir une quantité de données suffisante à l'analyse statistique de l'évolution du comportement d'un ouvrage.

3. EVALUATION DES SYSTEMES D'AUSCULTATION POUR LA SURVEILLANCE A LONG-TERME

3.1 Comparaison des systèmes d'auscultation et des barrières de sécurité

On cherche à définir suivant quels principes et quels critères les systèmes d'auscultation peuvent être valorisés dans les études de dangers. Le principe initialement retenu était de les valoriser comme barrières de sécurité comprenant des éléments techniques et humains et de leur attribuer un niveau de confiance selon des critères d'évaluation des barrières techniques et humaines. Les méthodes $\Omega 10$ [6] et $\Omega 20$ [7] traitent de l'évaluation des barrières techniques et humaines. On a cherché à adapter les principes et critères d'évaluation proposés par ces méthodes aux spécificités des systèmes d'auscultation. D'une manière générale, une barrière de sécurité est conçue et mise en œuvre pour répondre à un objectif précis de sécurité en fonction d'un scénario dont la cinétique et le dimensionnement sont connus. Les critères d'évaluation des barrières de sécurité définis par les documents de référence [6] et [7] sont les suivants :

- l'indépendance avec la cause de l'événement redouté ;
- l'efficacité liée à la conception, au dimensionnement et aux technologies utilisées ;
- le temps de réponse (de la détection jusqu'à l'action associée) adapté à la cinétique du scénario ;
- le niveau de confiance (NC) qui est un niveau discret (de 1 à 4) caractérisant le facteur de réduction de risque apporté par la barrière (de 10 à 10 000). Pour les éléments techniques, il est lié à la tolérance aux défaillances, au comportement sur défaut, au taux de diagnostic des défaillances, à la complexité technologique, à la qualification pour les contraintes environnementales pour les barrières techniques. Pour les éléments humains, le NC est lié à la complexité, la difficulté et aux conditions de réalisation de la tâche à effectuer ;
- le maintien des performances de la barrière dans le temps.

Différents types de barrières techniques de sécurité sont définies par la méthode $\Omega 10$. Des critères d'évaluation sont adaptés à chaque type de barrière. Parmi ces types, les Systèmes Instrumentés de Sécurité (SIS) reposent sur l'acquisition de mesures et leur traitement via des instrumentations (capteurs, automates, actionneurs). La démarche et les critères d'évaluation des Systèmes Instrumentés de Sécurité sont présentés dans le document de référence [8].

Les propriétés et contraintes de fonctionnement des systèmes d'auscultation et des barrières de sécurité sont différentes. Néanmoins, la décomposition fonctionnelle des systèmes d'auscultation présentée au graphique 2 est similaire à celle d'un Système Instrumenté de Sécurité (SIS), intégrant ou non des tâches humaines. Il s'agit, pour les deux types de système, de réaliser des mesures, de traiter ces mesures et de réaliser une action en conséquence. Le tableau ci-après présente les principales différences entre les propriétés et contraintes de fonctionnement de ces deux types de systèmes dans leur ensemble :

Système instrumenté de Sécurité	Système d'auscultation
Temps réel	Non Temps réel
Temps de réponse critique	Délai de réponse accepté
Mesures fréquentes ou continues (fréquence d'acquisition <1s)	Mesures peu fréquentes
Fonctionnement permanent (solllicitations aléatoires)	Fonctionnement planifié
Déclenchement généralement à un seuil intégrant une marge de sécurité (systèmes de détection)	Précision de mesure critique (systèmes de mesure) Analyse des mesures a posteriori

⁷ Le bulletin CIGB n°87 donne comme ordre de grandeur une période de 5 à 10 ans pour connaître le comportement d'un ouvrage.

Arrêt interdit	Défauts occasionnels acceptables
Action automatique	Action sur demande de l'exploitant
Doit être conçu de manière à assurer la sécurité des personnes et des biens, y compris en cas de défaillance du système	Doit être conçu de manière à assurer l'intégrité et la précision des données

Tableau 1 : Comparaison entre Systèmes Instrumentés de Sécurité et Système d'Auscultation

Selon l'étude de l'INERIS sur l'auscultation [2], les critères de performance des barrières techniques de sécurité ne sont pas adaptés aux systèmes d'auscultation pour la surveillance à long-terme, les technologies mises en jeu, les temps de traitement, les modes de traitements et les objectifs étant différents.

En effet :

- il n'est pas aisé d'analyser si les accidents dus au vieillissement connus se sont produits alors qu'un système d'auscultation était en place et dans ce cas, quelle était la qualité de ce système. Dans ces conditions, il est difficile de déterminer une fréquence d'occurrence de phénomènes de vieillissement qui sera diminuée par l'application d'une probabilité de défaillance du système d'auscultation ;
- les défaillances d'un appareil de mesure ou les erreurs dans la réalisation de la mesure sont détectables par traitement des premiers et seconds niveaux, ce qui offre une possibilité de rattrapage ;
- les cinétiques des défaillances permettent, pour les mécanismes à cinétiques lentes, de confirmer la mesure, de remplacer les matériels ou de mettre en place des mesures complémentaires ;
- le temps de réponse – attendu et réalisé – ne peut pas être défini de manière précise lors de la conception du système mais des plans d'actions et leur délai seront définis en fonction des observations réalisées ;
- les systèmes d'auscultation ne fonctionnent pas à la demande mais doivent permettre de collecter des données de manière régulière et sur le long terme.

En revanche, la démarche générale appliquée pour les barrières de sécurité est quant à elle transposable et applicable au travers de la définition de critères permettant de répondre aux enjeux de l'auscultation et d'objectiver l'évaluation de chaque élément du système d'auscultation afin de valoriser celle-ci dans une EDD. Des critères d'évaluation adaptés aux objectifs et au fonctionnement de l'auscultation long-terme ont donc été définis.

3.2 Critères d'évaluation des systèmes d'auscultation pour la surveillance à long-terme

Un système d'auscultation est conçu pour suivre dans le temps l'évolution de grandeurs physiques représentatives de l'état du barrage et détecter tout évènement anormal. L'enjeu de l'évaluation du dispositif d'auscultation est de s'assurer :

- que le système est apte à répondre à son objectif de suivi des paramètres physiques ;
- que le suivi de ces paramètres physiques contribue à la réduction des risques liés à l'ouvrage.

A partir des méthodes d'évaluation des barrières [6][7] et des différents bulletins CIGB, l'étude de l'INERIS [2] a retenu quatre critères d'évaluation pour l'auscultation pour la surveillance à long-terme :

- critère de définition ;
- critère d'efficacité ;
- critère de temps de réponse ;
- critère de pérennité des mesures.

Ces critères sont applicables à l'ensemble des composants du système d'auscultation.

Le respect de ces 4 critères permet de considérer que le système d'auscultation atteint le niveau de performance acceptable pour contribuer à la réduction du risque. Différents moyens de valoriser cette contribution à la réduction du risque dans les EDD sont présentés au paragraphe 4 de cet article. Selon notre étude [2], ces critères sont applicables au système d'auscultation de manière générale et doivent être déclinés à chacun de ses composants. Nous proposons de les examiner dans le détail ci-après.

3.2.1 Critère de définition

Pour être pertinent, un système d'auscultation doit être correctement défini, c'est-à-dire que ces objectifs doivent être connus et servir de base à la spécification technique et à l'exploitation du système. Ainsi, sa conception doit suivre le processus suivant :

1°/ Définition des objectifs de l'auscultation : les objectifs sont définis en fonction des phénomènes dangereux identifiés (en général la rupture, mais aussi le blocage d'une vanne...) ayant pour origine une évolution irréversible de l'ouvrage. La cinétique des événements initiateurs associés doit être évaluée ;

2°/ Définition des paramètres mesurés : les paramètres représentatifs des phénomènes de vieillissement et le type de mesure correspondant sont établis ;

3°/ Définition des moyens mis en œuvre : les dispositifs de mesure adaptés doivent être spécifiés, ainsi que leur implantation. Ils doivent être conçus et qualifiés en suivant les bonnes pratiques d'ingénierie. La fréquence, l'organisation mise en place et les responsabilités pour les différentes tâches doivent être définies ;

4°/ Possibilité de mettre en œuvre des mesures compensatoires : la possibilité de pallier les dérives par la réalisation de travaux de confortement, la mise en œuvre de dispositifs supplémentaires ou la vidange de la retenue doit être confirmée pour le phénomène surveillé ;

5°/ Évaluation de la cinétique du phénomène de vieillissement surveillé : la pertinence du système d'auscultation en tant que barrière de sécurité est liée à la cinétique des phénomènes surveillés. En effet, lorsqu'une anomalie est détectée, un temps suffisant doit être disponible pour effectuer des analyses complémentaires pour interpréter, échanger avec l'autorité de contrôle et le cas échéant mettre en œuvre des mesures compensatoires.

3.2.2 Critère d'efficacité

L'efficacité doit être évaluée pour la réalisation des mesures et leur exploitation.

Dans un premier temps, les phénomènes de vieillissement à l'origine des scénarios d'accident définis dans l'étude de dangers doivent être identifiés. L'existence de système d'auscultation permettant de les surveiller doit être confirmée. Cela implique que le phénomène de vieillissement considéré comme événement initiateur doit avoir une manifestation physique apparaissant progressivement, observable et mesurable. On définit ainsi des mesures d'auscultation valorisables dans l'EDD.

Ces mesures sont efficaces si :

- elles sont intégratrices, c'est-à-dire qu'elles permettent de détecter un phénomène sur l'ensemble de l'ouvrage ou sur une zone de l'ouvrage ;
- ou le phénomène surveillé est très localisé, rendant alors l'auscultation réalisable par une mesure ponctuelle.

Le nombre et la localisation des points de mesure sont déterminés en fonction de l'ouvrage et des phénomènes surveillés. L'ensemble doit être suffisamment complet pour mesurer les effets des phénomènes surveillés, quelle que soit leur localisation et leur importance. S'il n'est pas possible d'instrumenter suffisamment de points de mesures ou si les points de mesures ne sont pas assez représentatifs, l'inspection visuelle régulière de l'ouvrage doit s'attacher à détecter plus particulièrement le phénomène de vieillissement en jeu.

L'efficacité des appareils de mesure est caractérisée par leur précision et de leur fiabilité. Les appareils doivent être qualifiés pour l'usage prévu et leur précision doit être adaptée à l'application. Il convient néanmoins de remarquer qu'au vu de la cinétique lente des phénomènes auscultés, les défaillances ponctuelles des systèmes d'auscultation ou les erreurs de mesures peuvent être compensées.

L'exploitation des résultats d'auscultation est un facteur important de l'efficacité. Il est primordial que les traitements de 1^{er} niveau soient réalisés lors de la saisie des données afin de s'assurer de la cohérence des valeurs obtenues et si nécessaire de les vérifier puis les valider.

L'interprétation doit être réalisée peu de temps après l'exécution des mesures afin de détecter au plus tôt une anomalie de comportement de l'ouvrage. Elle doit tenir compte de paramètres d'exploitation qui ont un effet sur les mesures (charge hydrostatique) et des conditions extérieures (température, phénomènes météorologiques exceptionnels).

3.2.3 Critère de temps de réponse

L'auscultation est un système de prévention des risques intervenant en amont du phénomène dangereux. Son temps de réponse doit être évalué au regard de la cinétique du phénomène de vieillissement ou de la pathologie qui sont à l'origine du scénario accidentel considéré.

Dans le cas de l'auscultation à long-terme, le temps de réalisation de la mesure et du traitement de premier niveau est peu critique car ces systèmes interviennent sur des précurseurs en amont du phénomène dangereux. Le temps de détection d'une dérive est dépendant de la fréquence d'analyse des données plutôt que de la fréquence de réalisation des mesures. Une dérive peut être détectée lors des traitements de 1^{er} et 2nd niveaux, si des seuils sont définis ou lors de l'analyse des données pour des dérives peu importantes. Le temps de réponse doit prendre en compte les fréquences de mesures, les fréquences d'analyses, le temps pour obtenir une série de données suffisante et du temps nécessaire pour mettre en œuvre des mesures compensatoires.

3.2.4 Critère de pérennité

Ce critère est un point essentiel de la performance d'un système d'auscultation à long-terme. En effet, les analyses sont faites sur des séries de données importantes dont l'acquisition est coûteuse en temps. La perte d'un point de mesure entraîne souvent la perte de l'historique des données pour cette mesure : si un appareil est remplacé, il y aura un décalage entre la nouvelle mesure et les mesures précédentes. Les méthodes actuelles, en particulier statistiques permettent le plus souvent d'exploiter les deux séries de données, sauf cas particulier. L'obtention d'un historique de données suffisant pour calibrer les modèles nécessite un temps important de plusieurs mois voire années. Le remplacement de ces appareils demandera une nouvelle calibration du modèle.

La pérennité des mesures doit être assurée afin de permettre un traitement pertinent le long de la vie de l'ouvrage. Pour cela les appareils doivent avoir une durée de vie suffisamment longue. Leur maintenabilité, la possibilité de les remplacer et les contraintes d'étalonnage doivent être étudiées. L'intervalle maximal de perte de série de données doit être déterminé de façon à connaître les intervalles de tests périodiques des appareils de mesure. Cette évaluation doit prendre en compte le temps de remplacement de l'appareil ou de mise en place d'un nouveau point de mesure.

Pour évaluer un dispositif de mesure, il convient de déterminer :

- si l'appareil est étalonnable et si les dérives sont détectables ;
- si l'appareil est remplaçable en conservant un ensemble de données exploitables incluant les mesures réalisées avant et après le remplacement.

Les éléments susceptibles d'être endommagés par des chocs doivent être protégés ou situés dans des zones non passantes. Il s'agit notamment des points de visée pour la topométrie ou des scellements pour les pendules.

L'archivage des données est également un point clé de la pérennité. Afin de garantir la conservation des données, l'archivage doit au minimum être réalisé dans deux lieux différents ou avec des moyens de sauvegardes informatiques adaptées.

4. VALORISATION DES SYSTEMES D'AUSCULTATION POUR LA SURVEILLANCE A LONG-TERME DANS LES EDD

Deux approches pour la prise en compte des systèmes d'auscultation long-terme dans les études de dangers ont été proposées et discutées dans l'étude de l'INERIS [2] :

- la décote des fréquences des événements par une approche quantitative ou semi-quantitative : cette méthode suppose que la fréquence d'occurrence des événements initiateurs est connue, ou bien que le retour d'expérience sans auscultation est suffisant ;
- la prise en compte de l'auscultation comme un moyen de vérifier que les hypothèses de base de l'évaluation des risques sont maintenues dans le temps ; ces hypothèses étant le pré requis à une

caractérisation générique et consensuelle des probabilités d'occurrence des événements redoutés liés au vieillissement des ouvrages.

4.1 Sensibilité de la fréquence d'évènements initiateurs à l'auscultation

Il existe peu de données sur les fréquences d'évènements initiateurs dus à des phénomènes de vieillissement. Lorsqu'elles existent, il n'est pas possible de déterminer si ces données ont été estimées en absence ou en présence de dispositifs d'auscultation. Il est donc, a priori, peu évident d'évaluer l'impact d'un dispositif d'auscultation sur une fréquence d'évènement initiateur. Cependant, l'apport d'une auscultation adéquate en matière de réduction du risque à la source est indéniable : en précisant la compréhension du phénomène de vieillissement, l'auscultation permet un affichage plus précis et donc moins majorant de la fréquence d'occurrence d'un évènement. L'impact de l'auscultation sur la fréquence d'évènement initiateur sera donc évalué en fonction de la qualité du système d'auscultation. Celle-ci devra être évaluée pour les dispositifs techniques (appareils de mesure, télémessures), et l'organisation (réalisation des mesures, traitement et analyse des données). Selon que les fréquences d'évènements initiateurs sont connues ou pas, cette approche sera appliquée de manière différente.

4.1.1 Cas 1 : Fréquence de l'évènement initiateur connue

Cette approche consiste à évaluer de manière qualitative la fiabilité du dispositif d'auscultation afin d'intégrer une surcote ou une décote à la fréquence d'un évènement initiateur par rapport à un état de référence, en général le plus fréquemment rencontré dans le retour d'expérience. On évalue la qualité du système d'auscultation a priori en fonction des technologies, de l'architecture et de l'organisation mises en œuvre.

La fréquence de l'EI dû au phénomène de vieillissement ausculté est réalisée sans prendre en compte l'auscultation mise en place. Il peut s'agir d'une valeur générique de base de données ou issue d'un état de l'art / retour d'expérience (REx). Il est possible de faire alors correspondre à cette fréquence d'occurrence connue une classe de fréquence définie par exemple dans le tableau 2.

Fréquence annuelle d'occurrence de l'évènement initiateur (issue base de données ou REx)	Classe de fréquence correspondante retenue de l'EI sans considération du système d'auscultation
$10^0 \leq F < 10^1$	F-1
$10^{-1} \leq F < 10^0$	F0
$10^{-2} \leq F < 10^{-1}$	F1
$10^{-3} \leq F < 10^{-2}$	F2
$10^{-4} \leq F < 10^{-3}$	F3
...	...

Tableau 2 : Exemple d'échelle de fréquence

La performance d'un système d'auscultation sera évaluée par rapport à un état de référence des appareils de mesure, de l'organisation et des moyens pour des applications similaires : on cotera les critères de performance par comparaison avec l'état de l'art sur le même type de mesure. Cette évaluation doit donc être faite par rapport à la surveillance de phénomènes semblables sur des ouvrages similaires et non par rapport à la technologie de mesure. Pour chaque critère, on cotera la performance comme « faible », « moyenne » ou « élevée ». Le tableau ci-dessous donne un exemple des critères adaptés à un appareil de mesure :

Atteinte du critère	Concept éprouvé	Redondance des mesures	Détection des erreurs et défauts	Simplicité d'utilisation	Maintenabilité	Tests et étalonnage	Qualification du matériel
Faible							
Moyenne							
Elevée							

Tableau 3 : Exemple de grille d'évaluation d'un sous-système « mesure »

Puis dans notre étude [2], on propose d'appliquer des décotes ou surcotes à la fréquence de l'évènement initiateur. Ainsi :

- si le dispositif est évalué comme faible pour au moins un critère, la fréquence d'occurrence de l'évènement initiateur (intégrant le dispositif d'auscultation) sera augmentée d'un facteur 10 (ou la classe de fréquence diminuée d'une unité : par exemple F2 à F1) ;
- si le dispositif n'est évalué comme faible pour aucun des critères et est évalué comme élevé pour la majorité des critères, la fréquence d'occurrence de l'évènement initiateur (intégrant le dispositif d'auscultation) sera diminuée d'un facteur 10 (ou la classe de fréquence augmentée d'une unité : par exemple F2 à F3).

Le facteur 10 correspond au facteur de réduction apporté par une barrière technique de sécurité conçue, exploitée et maintenue selon les règles de l'art mais ne disposant pas de moyens de fiabilisation particulier (autodiagnostic approfondis, redondance).

Note : Pour les niveaux considérés comme moyens, des décotes et surcotes appliquées pourront être définies en fonction du retour d'expérience, des bonnes pratiques et d'avis d'experts sur le sujet. Ce travail pourrait être réalisé par exemple un groupe de travail multipartite ad hoc. Cette analyse doit être menée pour l'ensemble des éléments techniques et humains du système d'auscultation.

4.1.2 Cas 2 : Fréquence de l'évènement initiateur inconnue

Cette approche visera à remplacer la fréquence de l'évènement initiateur par une évaluation qualitative de la fréquence de non-fonctionnement de l'auscultation pour le scénario évalué, autrement dit de la non-détection d'une dérive de comportement de l'ouvrage.

On ne considérera pas la concomitance des évènements « Présence d'un phénomène de vieillissement » et « non-fonctionnement du système d'auscultation » mais seulement l'occurrence du second évènement. Cela revient donc à établir une hypothèse d'occurrence de l'EI.

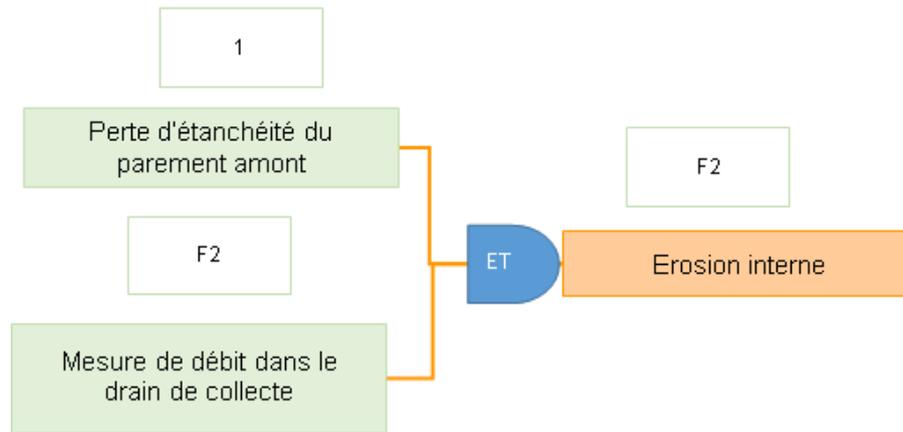
L'évaluation qualitative de l'occurrence de non-fonctionnement de l'auscultation pourra reprendre, par exemple, l'échelle de fréquence présentée au tableau 4. Il s'agira de classer la fréquence de défaut de l'auscultation sur la base d'avis d'experts ou d'un groupe de travail.

Plage de valeur retenue d'occurrence du non-fonctionnement du système d'auscultation	Classe de fréquence correspondante retenue pour l'ensemble {EI ; Système d'auscultation}
1 à 10 fois / an	F-1
1 fois tous les 1 à 10 ans	F0
1 fois tous les 10 à 100 ans	F1
1 fois tous les 100 à 1 000 ans	F2
1 fois tous les 1 000 à 10 000 ans	F3

Tableau 4 : Exemple d'échelle de fréquence

Un évènement courant (s'étant déjà produit sur le site ou pouvant se produire plusieurs fois sur sa durée de vie sera classé entre F1 et F-1), un évènement improbable sera classé en F3.

Cette approche revient à estimer l'occurrence du phénomène de dégradation identifié comme évènement initiateur comme certaine (probabilité d'occurrence égale à 1) et à évaluer la probabilité qu'il soit détecté par l'auscultation. Cette approche majorante équivaut à prendre la probabilité de non fonctionnement de l'auscultation comme probabilité d'occurrence de l'évènement intermédiaire. Elle suppose un retour d'expérience suffisant sur les systèmes d'auscultation. A titre d'exemple, les phénomènes d'érosion interne dans un barrage en remblai peuvent parfois être détectés par l'auscultation, notamment par l'augmentation du débit mesuré par les dispositifs de collecte en aval de l'ouvrage.



4.2 Contrôle des hypothèses d'évaluation des risques

Cette approche consiste à intégrer les résultats d'auscultation a posteriori. Elle est donc valable sur un ouvrage pour lequel un historique de données analysées est disponible. Il ne s'agit pas d'évaluer la probabilité d'occurrence d'un événement initiateur en fonction de la qualité de l'auscultation mais en fonction des résultats de l'auscultation. Ceci suppose de réaliser une interprétation des résultats orientée en fonction de cet objectif.

Lors de l'étude de dangers d'un ouvrage, les phénomènes de vieillissement susceptibles de provoquer un phénomène dangereux sont dans un premier temps identifiés. Si ces phénomènes sont effectivement auscultés par des systèmes répondant à des critères minimaux, les résultats de l'auscultation seront analysés afin de déterminer la présence ou non du phénomène, son avancement et sa cinétique. L'objectif sera de déterminer si ce phénomène est :

- possible car déjà rencontré sur ce type d'ouvrage, mais non observé sur l'ouvrage étudié ;
- probable car des variations faibles des paramètres le mesurant sont observées ;
- avéré car le début du phénomène de dégradation est mesurable sans ambiguïté sur l'ouvrage.

Les rapports d'auscultation et la revue de sûreté d'un ouvrage fournissent alors des données d'entrée de l'étude de dangers, au même titre qu'une étude de stabilité ou une étude hydrologique : l'étude de dangers n'a pas à faire doublon avec ces études mais les utilise dans le but d'en dégager une vision globale de la maîtrise du risque. A son tour, l'étude de dangers sera alors en mesure de nourrir la réflexion lors de l'élaboration d'autres documents clés de l'ouvrage, et notamment de la revue de sûreté.

La cotation de la fréquence de l'événement initiateur sera donc réalisée en fonction de l'état du barrage lors de la réalisation de l'étude de dangers, en intégrant l'auscultation et ses conséquences dans cette cotation. Le barrage et son auscultation forment un élément indistinct auquel sont attribuées des fréquences d'occurrence de dérives susceptibles de mener à un accident majeur. Les recommandations sur l'auscultation qui doivent alors logiquement avoir été formulées dans le rapport d'auscultation ou la revue de sûreté pourront également être reprises dans l'EDD afin de regrouper toutes les recommandations liées à l'ouvrage étudié. Par ailleurs, les paramètres utilisés pour évaluer l'évolution du phénomène devront être surveillés et analysés régulièrement afin de vérifier que les conditions restent valables. Ceci nécessite en particulier d'orienter les analyses des données dans le sens de la surveillance de phénomènes de vieillissement particulier susceptibles d'être des événements initiateurs. Si les analyses montrent que le phénomène de vieillissement sont avérés, une surcote devra être appliquée à la fréquence de l'événement initiateur pour mettre à jour l'évaluation du risque.

Comme pour l'approche précédente, cette méthodologie nécessite au préalable de dégager un consensus sur un dispositif minimal permettant le suivi d'une potentielle dérive, dans l'idéal par un groupe de travail comprenant au moins le maître d'ouvrage et son bureau d'ingénieur agréé.

*4.3 Discussion sur les deux approches

La première approche, basée sur l'état de l'art de l'auscultation et son fonctionnement réel, cherche à identifier la sensibilité des fréquences d'événements initiateurs à l'auscultation mise en place. Ces données d'entrée ne sont toutefois pas toujours disponibles. De plus, la pondération des critères d'évaluation doit être établie et cette hiérarchisation générique des modes de défaillance de barrages de même type est loin d'être triviale.

La seconde approche, basée sur les résultats de l'auscultation, est plus conforme à la philosophie de l'auscultation, qui a pour but d'améliorer la connaissance du comportement de l'ouvrage et de son évolution. Cette approche est également adaptée à l'étude de dangers, qui constitue une démonstration de la maîtrise du risque global lié à un ouvrage par l'exploitant en faisant appel à des données d'entrée d'expertises diverses. Pour autant, cette approche nécessite un cadre de critères minimaux à définir. Ce cadre doit permettre de fournir des éléments d'évaluation d'un dispositif donné, associé à une dérive donnée, et ne peut être défini que par un groupe de travail rassemblant les compétences nécessaires.

Ces deux approches ont pour objectif de quantifier les fréquences d'occurrence des scénarios. A l'exception du cas particulier présenté au paragraphe 4.1.2, elles ne sont utilisables que si des données de fréquences d'événement initiateur sont disponibles. Néanmoins, en l'absence de fréquences d'événements initiateurs ou hors du cadre des EDD, les critères de définition, efficacité, temps de réponse et maintien des performances dans le temps sont toujours applicables. Ces critères peuvent servir de base pour valider les systèmes d'auscultation mis en place et garantir la pertinence des rapports d'auscultation.

5. CONCLUSION

L'auscultation, et plus largement la surveillance, sont des processus continus qui ont pour objectif d'apprécier l'évolution des risques d'accidents majeurs dus à des phénomènes de vieillissement pendant la vie de l'ouvrage.

La surveillance doit permettre de maintenir un niveau de risque acceptable par la mise en œuvre d'actions appropriées si des dérives sont constatées. Les principales difficultés dans l'évaluation des systèmes d'auscultation en tant que barrières de sécurité sont :

- les objectifs recherchés lors de la conception du système d'auscultation : l'auscultation n'a pas été spécifiée et conçue comme une barrière de sécurité telles qu'elles sont définies dans les études de dangers. C'est un système évolutif dans le temps qui a pour but de collecter un nombre important de données pour en faire l'analyse et améliorer la connaissance de l'ouvrage et détecter tout événement anormal ;
- la difficulté à justifier si les fréquences d'événements initiateurs ou intermédiaires disponibles prennent en compte la mise en œuvre ou non d'un système d'auscultation ;
- l'évaluation de l'efficacité du système : on cherche à évaluer l'efficacité d'une organisation à maîtriser le risque. Les moyens à mettre en œuvre et les réponses qui seront apportées à des dérives de comportement ne sont pas tous connus au moment de l'évaluation. On cherche donc à caractériser à la fois une efficacité de mesures et une maturité de l'organisation.

Les points critiques d'un système d'auscultation à analyser sont :

- l'efficacité de la mesure : mesure pertinente couvrant l'ensemble du phénomène. Le phénomène de vieillissement doit donc être connu et analysé et les paramètres physiques mesurables correspondant déterminés ;
- la pérennité de la mesure dans le temps : qualification, maintenance et étalonnage des appareils, redondance ou recoupement des mesures, traitement de premier niveau, remplacement possible, archivage des données ;
- l'analyse et le traitement des données : fréquence, compétence, possibilité d'études approfondies ou de mesures compensatoires.

Dans ces conditions, il semble plus judicieux de considérer l'auscultation comme un élément d'entrée de l'évaluation des fréquences d'événements initiateurs (EI) de type vieillissement ou dégradation. Cette approche est renforcée par le fait que le retour d'expérience disponible en matière de vieillissement des ouvrages ne dissocie pas l'ouvrage de son auscultation.

Les fréquences d'EI et leur sensibilité à la qualité de l'auscultation sont des points dont l'évaluation n'est évidemment pas aisée en l'absence de données suffisamment précises. Ces points pourraient être traités par des groupes de travail multipartites et des études approfondies du retour d'expérience disponible.

La prise en compte de l'auscultation dans la cotation des fréquences d'EI ne peut bien évidemment pas se faire sans une vérification que le système mis en place est adapté à cet usage. Les EI de type vieillissement doivent donc être listés pour chaque ouvrage ou type d'ouvrage si pertinent, l'existence ou non de dispositifs d'auscultation permettant de les surveiller doit être vérifiée, les analyses des résultats d'auscultation doivent faire explicitement référence aux évolutions de ces phénomènes.

Il est également recommandé de fixer des plages d'alerte sur les différentes mesures recueillies, afin de permettre un diagnostic plus fiable. Si aujourd'hui la définition de seuils ne peut être envisagée, le retour d'expérience sur les cas où des mesures compensatoires ont été décidées peut éventuellement permettre de définir des plages où une attention particulière doit être portée à un phénomène.

REMERCIEMENTS

Nous remercions Éric Brandon du BETCGB, Claire Bernard de la SHEM, Jérôme Sausse d'EDF et Denis Le Moulllec de l'EPTB Seine Grands Lac pour leur disponibilité et leurs réponses à nos questions.

RÉFÉRENCES ET CITATIONS

- [1] Arrêté du 12 juin 2008 définissant le plan de l'étude de dangers des barrages et des digues et en précisant le contenu
- [2] Rapport INERIS DRA-13-126129-01017C - Valorisation des dispositifs d'auscultation dans les études de dangers de barrages, 63 pages, 2013
- [3] Bulletin CIGB B087, Amélioration de l'auscultation des barrages – Recommandation et exemples, 332 pages, 1992
- [4] Bulletin CIGB B138, La surveillance: Elément de base d'un processus:» sécurité des barrages", 52 pages, 2005
- [5] Bulletin CIGB B158, Guide de la surveillance des barrages, 102 pages, 2009
- [6] Évaluation des Barrières Techniques de Sécurité - Ω 10, INERIS, septembre 2008
- [7] Évaluation des Barrières Humaines de Sécurité - Ω 20, INERIS, mars 2009
- [8] Masse F. Lahoz A. & Balouin T. De la performance des évacuateurs de crues dans les Etudes de Dangers à la probabilité d'occurrence d'une rupture de barrage en crue, Colloque CFBR "Vantellerie, contrôle-commande, télécom et alimentations électriques pour des barrages plus sûrs", 2-3 Décembre 2015, Chambéry

ALOHA : UN SYSTEME INNOVANT POUR LA SURVEILLANCE DES OUVRAGES HYDRAULIQUES

ALOHA : An innovative system for the surveillance of hydraulic structures

DOI : 10.24346/cfbr_colloque2016_a07

Paul-Henri FAURE

CNR CACOH, 4 rue de Chalon sur Saône, Lyon, France

p.faure@cnr.tm.fr

Vanina GBIORCZYK, Violaine DEGEZELLE

SHEM, 1 Rue Louis Renault - BP 13383, 31133 BALMA Cedex France

vanina.gbiorczyk@shem.fr, violaine.degezelle@shem.fr

Vincent MORISSEAU

Advitam Group Rueil Malmaison,

vincent.morisseau@advitam-group.com

MOTS CLÉS

Surveillance, Auscultation, Logiciel, Analyse, Gestion des Risques, Barrages, Digues, Sûreté

RÉSUMÉ

Aménageurs et exploitants, depuis plus 100 ans, d'un ensemble d'ouvrages varié (500 km d'endiguements, 19 ouvrages au fil de l'eau et 12 de haute et moyenne chute) CNR et SHEM doivent assurer une auscultation constante pour garantir la sûreté hydraulique, assurer la pérennité de ces ouvrages, répondre aux exigences réglementaires et aux nouveaux défis : meilleure efficacité, optimisation de la surveillance des zones à forts enjeux et partage des informations entre tous les acteurs.

L'auscultation est assurée par plus de 15 000 dispositifs permettant une analyse sur un historique de plus de 30 ans. CNR et la SHEM ont fait appel à la société ADVITAM pour mettre en œuvre, en moins de 12 mois, une solution logicielle innovante ALOHA pour l'auscultation des ouvrages.

ALOHA, développé à partir du logiciel ScanPrint®, permet via une interface Web, à l'ensemble des acteurs de saisir, valider les mesures et visualiser, analyser et éditer l'ensemble des données d'auscultation et de surveillance des ouvrages. Pour répondre aux besoins spécifiques de CNR et de SHEM, des modules novateurs ont été développés tant pour les postes fixes que sur les outils de mobilité.

L'article détaillera les exigences fonctionnelles de CNR et de SHEM et les réponses proposées par ADVITAM avec la solution ALOHA.

ABSTRACT

Developers and operators, for over 100 years, of a full range of hydroelectricity structures (500 kms of dykes, 19 in-stream structures and 12 high and medium head installations), CNR and SHEM are required to guarantee a constant monitoring of their infrastructure to ensure hydraulic safety, meet their regulatory requirements and to be prepared to new challenges: improved efficiencies, optimised monitoring of high risks areas and information sharing between the different actors..

This monitoring is ensured by over 15,000 sensors, allowing an analysis of historic data spread over 30 years. To reach a better surveillance and improve risk management, CNR and SHEM retained the services of ADVITAM Group in order to set up, in less than 12 months, the innovative software solution 'ALOHA' for the monitoring of their structures. to a better knowledge of risk.

ALOHA, a development based on the ScanPrint® web based software, allows the full range of actors to collect, validate, visualise, analyse and edit all of the auscultation and monitoring data in an integrated platform. To respond to the specific needs of CNR and SHEM, innovative modules were developed for both in-office work and mobile tools.

This article is aimed to provide details regarding the functional requirements expressed by CNR and SHEM, the solutions proposed by ADVITAM by means of the ALOHA system and the integration of the solution in the risk management.

1. PRESENTATION DU CONTEXTE

Dans le cadre de l'émergence de nouvelles technologies, afin d'assurer la pérennité des ouvrages, et sous l'impulsion d'une réglementation « sûreté » exigeante, les outils de la surveillance des ouvrages hydrauliques sont amenés à se transformer.

Le projet ALOHA s'inscrit dans ce cadre, et dans celui d'une volonté des entreprises CNR et SHEM de mieux maîtriser le processus de surveillance et d'auscultation.

Concessionnaire et aménageur du fleuve Rhône depuis 1933, CNR exploite, surveille et maintient 19 aménagements hydroélectriques au fil de l'eau sur un linéaire d'environ 600 km. L'ensemble du patrimoine se compose d'une cinquantaine d'ouvrages en béton et de 400 km d'endiguements en terre. Toute l'auscultation et 90 % de la surveillance sont réalisés en interne par des services CNR locaux (équipes Mesures) et support (Centre d'Analyse Comportementale des Ouvrages Hydraulique et Direction de l'Ingénierie). L'ensemble des ouvrages est surveillé par 15 000 dispositifs d'auscultation mesurés à des fréquences allant d'hebdomadaires à trimestrielles.

La Société Hydroélectrique du Midi (SHEM) exploite, surveille et maintient 58 usines hydroélectriques, dont une majorité de haute chute, auxquelles sont associés 12 barrages répartis dans la chaîne des Pyrénées, le Massif Central et la vallée du Lot. A partir du 1^{er} janvier 2016, la SHEM internalise totalement l'auscultation de ces barrages, dont une partie était antérieurement confiée à l'externe ; à cet effet, ses services concernés (Pôle Sûreté au siège, exploitants sur sites), ainsi que les experts d'Engie mandatés par la SHEM pour l'analyse de ses données d'auscultation, recourront désormais à l'outil ALOHA.

ALOHA a été initié en novembre 2013 par le Centre d'Analyse Comportementale des Ouvrages Hydrauliques de la CNR et porte plus spécifiquement sur la refonte de la base de données actuelle d'auscultation d'ouvrages. La SHEM s'est associée en 2014 à ce projet, afin d'y intégrer les spécificités relatives aux ouvrages de haute et moyenne chute en site isolé notamment.

1.1 Enjeux

Pour garantir un niveau de surveillance optimal et assurer le partage des informations entre les acteurs, CNR et SHEM se devaient de se doter d'un outil performant, aisément paramétrable et facile d'accès. Les principaux enjeux étaient :

E1	Fiabiliser et homogénéiser la mesure d'auscultation
E2	Améliorer le processus de mesures d'auscultation à l'aide d'outils adaptés aux besoins et ergonomiques
E3	Améliorer l'analyse des mesures
E4	Homogénéiser et faciliter les sorties graphiques
E5	Faciliter le suivi du comportement de l'ouvrage et la prise de décision
E6	Gain de temps
E7	Améliorer la maintenance et l'évolution des outils informatiques

1.2 Périmètre

Le périmètre du projet ALOHA comprend la mise en place d'un outil informatique couvrant :

- La gestion des appareils et capteurs servant à l'auscultation des ouvrages hydrauliques ;
- Le workflow de validation des mesures ;
- L'exploitation des mesures via des outils d'analyse et d'édition graphique ;
- L'édition de rapports pré-formatés ;
- L'intégration de données télétransmises ;

- Solution de mobilité pour la saisie des mesures d'auscultation y compris en mode dégradé lors des pertes de télécommunication.

1.3 Spécifications techniques

Depuis la mise en œuvre des anciens outils (CASTOR pour CNR ou PANDA pour SHEM) les technologies informatiques et les attentes des utilisateurs ont évolué vers des outils « full-web » ergonomiques et intuitifs et ayant un haut niveau de paramétrage offert à l'administrateur fonctionnel. ALOHA s'intègre dans cette évolution et intègre ces nouvelles spécifications techniques demandées par les Services Informatiques de CNR et SHEM dans le cadre des évolutions des logiciels.

Les différentes analyses réalisées par CNR et SHEM auprès des éditeurs ou développeurs en amont du projet ont conforté le choix technique fait.

D'autre part l'architecture de l'application CASTOR ne permettait pas de répondre aux nouveaux besoins des utilisateurs.

1.4 Les dispositifs d'auscultation

Les dispositifs d'auscultation de CNR et de SHEM sont sensiblement identiques et relativement communs à tous les dispositifs des ouvrages hydrauliques. Le parc est principalement constitué de :

- Pendules (basculement et glissements absolus) ;
- Vinchons – fissuromètres 3D (mouvements différentiels Amont/Aval, Rive Droite / Rive Gauche et tassements) ;
- Piézomètres artésiens et ouverts (charges hydrauliques) ;
- Limnimètres (de plan d'eau) ;
- Débits ;
- Mesures topographiques (tassements, déplacements).

Chaque dispositif est ensuite équipé d'un ou plusieurs capteurs spécifiques permettant de transformer les mesures en composantes physiques. Parmi lesquels il est possible de citer :

- Tables à pointes de visée ou télépendules (Pendules),
- Cellules à corde vibrante,
- Sondes (piézomètres ouverts),
- manomètres (piézomètres artésiens),
- Echelles limnimétriques (limnimètres).

2. DESCRIPTION DES BESOIN SPECIFIQUES

Comme vu précédemment le projet intègre deux concessionnaires indépendants avec des ouvrages aux caractéristiques différentes et aux méthodes opérationnelles différentes. Il a donc été nécessaire tout le long du projet de s'assurer que les besoins des deux entités seraient respectés et que les solutions apportées seraient acceptées par tous les utilisateurs.

2.1 Ecriture des spécifications fonctionnelles

Le projet a démarré par une phase d'étude d'opportunité en fin d'année 2013. Celle-ci a débouché sur la décision de lancer la refonte complète du logiciel d'auscultation CASTOR en cours à la CNR.

Le projet a commencé début 2014 par 8 mois d'ateliers avec les utilisateurs pour l'écriture des spécifications fonctionnelles (cf. **Figure 1**). Accompagnés par une assistance à projet, le groupe a pu établir à la fin 2014 un cahier des spécifications fonctionnelles couvrant l'ensemble des fonctions souhaitées par les utilisateurs. Cette partie, indispensable se doit d'être bien prise en compte et pilotée correctement. En effet, dans un projet de cette envergure, l'implication des futurs utilisateurs est indispensable pour la bonne prise en compte de leurs besoins fonctionnels et de leurs attentes ergonomiques. De par leur bonne intégration en phase

amont, dépend énormément la réussite du projet à savoir : réponses fonctionnelles et techniques, mais surtout appropriation par les utilisateurs.

Après la consultation fin 2014, le projet de développement et d'intégration a réellement démarré en mars 2015.

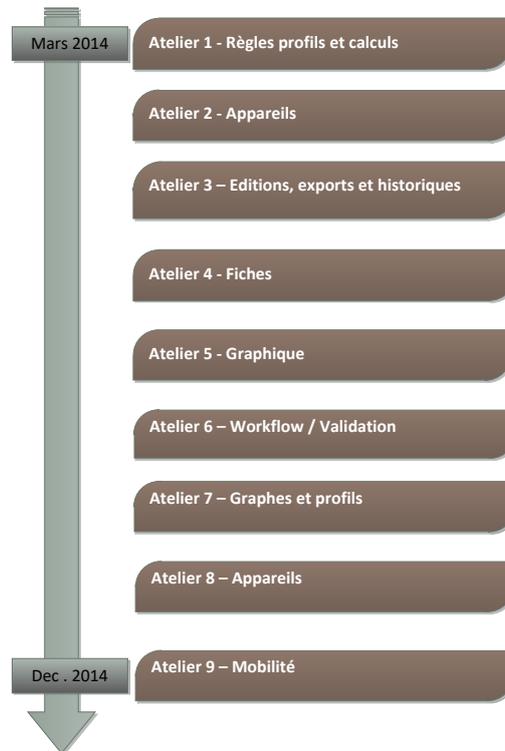


Figure 1 : Chronologie des ateliers utilisateurs

2.2 Télémessures des dispositifs d'auscultation

Les ouvrages de la SHEM sont des barrages indépendants les uns des autres, dotés chacun de leur propre lot d'appareils d'auscultation, et ayant un repérage différent de ceux de la CNR (voir 0).

Du fait de leur situation en milieu de moyenne et haute montagne, les barrages de la SHEM sont soumis à de fortes contraintes d'accès, particulièrement en période hivernale. Aussi, afin de s'affranchir de cet isolement physique, un grand nombre des données d'auscultation de ces barrages doivent être non pas relevées lors de visites sur l'ouvrage, mais télétransmises directement vers la base de données, via un dispositif de télémessure (Collecteur) assurant le lien entre les appareils d'auscultation et ALOHA.

De ce fait, l'outil doit être doté d'une interface permettant d'assurer également la gestion de ces données télémessurées.

2.3 Mode dégradé

Pour les ouvrages en site isolé, des pertes de liaison entre le dispositif d'auscultation et l'application permettant de traiter les données d'auscultation peuvent se produire. Une continuité de service doit néanmoins être garantie afin de pouvoir continuer à acquérir et valider ces données tout en respectant les exigences en termes de délais pour les analyses de niveau 1 et 2 (voir 3.1.5).

Ainsi, un module spécifique de l'application, utilisable sur un terminal de saisie portable, doit permettre de pallier les situations suivantes :

- perte de l'automate central (Collecteur) de lancement des télémessures
- Perte de liaison avec l'outil ALOHA base

En permettant, par un autre biais, d'effectuer les actions suivantes :

- acquisition sur le barrage des données de l'ouvrage (sur terminal de saisie portable)

- validation en mode déconnecté des données d'auscultation acquises, avec, à cet effet, accès à un historique suffisamment long.

2.4 Profils en long et en travers

Constitué de 400 kilomètres d'endigements non étanches, le patrimoine CNR nécessite une auscultation et donc une analyse spécifique. Outre les chroniques historiques des niveaux d'eau dans chacun des piézomètres, les ingénieurs visualisent et analysent le bon fonctionnement hydraulique de l'ouvrage par des vues en travers ou dans l'axe de l'ouvrage. Les Profils en Travers (Figure 2) permettent de visualiser le bon rabattement hydraulique entre le niveau du Rhône et le niveau du Contre Canal. Les Profils en Long, permettent eux de s'assurer dans l'absence de zones d'incohérence piézométrique dans le sens longitudinal (niveau piézométrique supérieur à ses voisins immédiats).

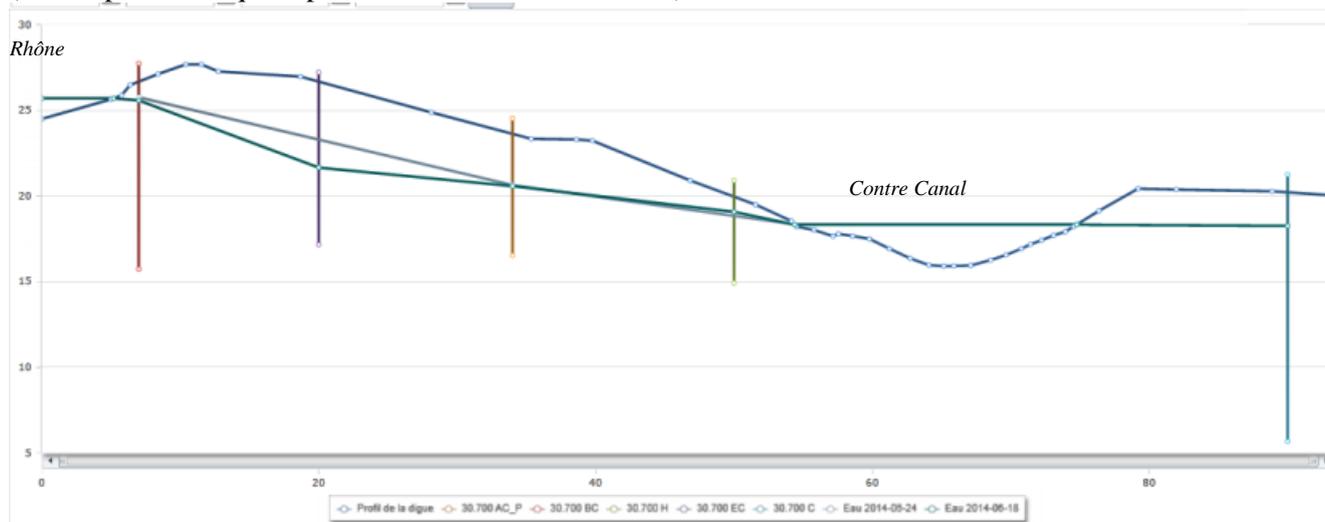


Figure 2 : exemple de profil en travers sur la digue Rive Droite d'AVIGNON

2.5 Référentiel linéaire

De par sa configuration linéaire le long du fleuve Rhône, la concession CNR nécessite depuis l'origine des études d'aménagement dans les années 1935 un référentiel linéaire allant de l'origine française du Rhône à son embouchure. Le référentiel historique est donc rattaché aux Points Kilométriques (PK) calculés depuis la confluence de la Saône et du Rhône à Lyon. Croissants vers la Mer et le lac Léman les PK servent de référence aussi bien pour positionner les piézomètres et les ouvrages qu'aux navigants. Le projet ALOHA a souhaité dès l'origine s'appuyer sur ce référentiel pour positionner tous les équipements et patrimoines nécessaires à l'auscultation. A partir de ces informations de PK, l'outil se doit de pouvoir réaliser des calculs de niveau d'eau entre deux limnimètres ou regrouper des ensembles de capteurs selon leur position linéaire.

2.6 Les Validations et statuts

Pour permettre à l'ensemble des utilisateurs la qualité des données d'auscultation disponibles dans ALOHA il a été nécessaire de spécifier un certain nombre de statuts et de règles métiers.

2.6.1 Les Statuts dans l'application

En auscultation la traçabilité et la connaissance de la qualité de la mesure est essentielle afin de pouvoir s'assurer que les analyses comportementales s'appuient sur des valeurs justes et fiables. Pour garantir aux analystes cette fiabilité, il a été souhaité de pouvoir associer aux mesures, relevés, campagnes de mesures, aux composantes et aux constats un panel de statuts suffisamment exhaustif et concis. En fonction de leurs statuts, les composantes seront visibles à certains utilisateurs et dans des symbologies spécifiques.

Relevés	Campagne	Composante
En attente de mesures	En attente de mesures	Non validée
Mesure(s)	En attente de Validation 1	Validée 1
Mesure(s) confirmée(s)	En attente de Validation 2	Validée 2
Mesure(s) impossible(s)	En consultation	Erronée
Composantes non significatives		Douteuse

Tableau 1: Liste des statuts

2.6.2 *Circuit de validation.*

Chaque composante acquise par un appareil d'auscultation doit faire l'objet de deux niveaux d'analyses :

- L'analyse de 1er niveau (= **validation 1**) qui est à réaliser immédiatement ou au plus tard sous 1.5 j après la saisie et consiste en l'identification visuelle d'une mesure anormale par comparaison avec le nuage des valeurs habituelles pour cet appareil. En cas de besoin, un retour sur le terrain pour vérification de l'instrument et nouvelle mesure permettront de confirmer ou d'infirmer la mesure initiale ;
- L'analyse de 2ème niveau (= **validation 2**) qui vise à identifier toute mesure anormale à partir du graphe des composantes brutes puis des composantes à conditions identiques ; elle doit intervenir dans les 5 j ouvrés (1 jour en cas de séisme ou crue =) suivant la réception par l'expert compétent des mesures issues de l'analyse de 1^{er} niveau.

ALOHA permet de tracer la réalisation de ces deux niveaux d'analyses grâce aux statuts décrits ci-après.

En complément des validations des composantes, l'analyse de 3^e niveau, consistant en une analyse statistique (HST) pour déceler le comportement à long terme de l'ouvrage, peut être effectuée hors ALOHA.

2.6.3 *Les graphiques et les scénarii*

La finalité des mesures d'auscultation réalisées est d'assurer le suivi du comportement de l'ouvrage et la prise de décision adéquate. Afin de faciliter l'analyse des ingénieurs en charge du suivi comportemental, ALOHA devait offrir un module graphique permettant d'afficher les évolutions des phénomènes physiques étudiés selon des scénarii paramétrables. Ceux-ci regroupent les différentes composantes voulues en y associant au choix : des niveaux d'incertitude, des courbes de tendances, des seuils etc.

Ces scénarii devaient aussi être utilisés lors de l'édition des rapports réglementaires regroupant parfois jusqu'à 150 graphes différents. Par ce biais l'opérateur devra, en une seule action, éditer tous les graphiques « réglementaires » sur l'ouvrage filtré dans l'application.

2.7 **Spécification et stratégie des flux**

Projet porté par CNR et SHEM depuis l'origine, la stratégie des flux souhaitée par le SI CNR devait permettre un échange entre une variété de sites géographique et d'utilisateurs. Le postulat de départ étant une dissociation en production des bases CNR et SHEM, bien que celles-ci soient hébergées par CNR. Par la suite, les utilisateurs SHEM et CNR ne pouvant accéder qu'à la base de leur société respective. En complément des utilisateurs internes, les deux bases se devaient d'être ouvertes aux prestataires externes intervenant dans l'analyse comportementale ou la validation de niveau 2 (paragraphe 0). L'outil devait aussi pouvoir communiquer aisément avec d'autres bases de données propriétaires, que ce soit pour de la récupération de données télémétrées, de mesures connexes (hydrométrie) ou de flux SIG (fonds de cartes, données domaniales...).

3. DEROULEMENT DU PROJET

3.1 Points clefs et risques liés au projet.

L'objectif étant de mettre la solution en production en moins de 10 mois, le phasage du projet a dû être optimisé afin de tenir les délais fixes (**Figure 3**).

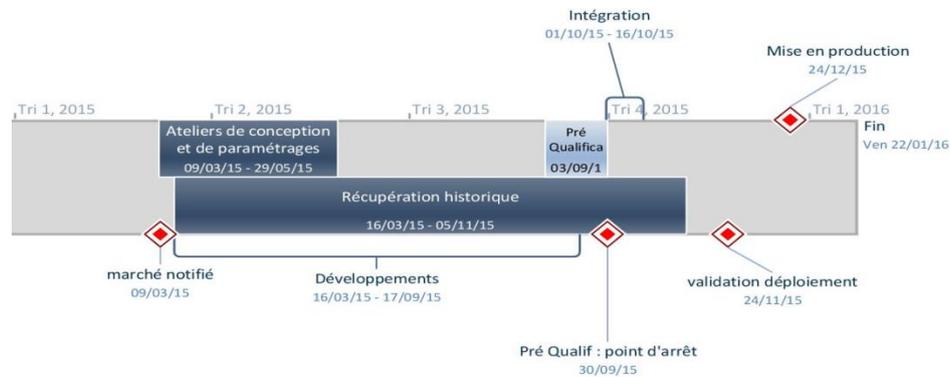


Figure 3 : Planning global du projet depuis la notification du marché

L'équipe projet avait identifié 5 risques projet lors de son analyse préliminaire :

3.1.1 Non-respect de la date butoir pour une mise en production le 24 décembre 2015.

La réunion du lancement du projet ALOHA a été réalisée le 16 mars 2015. Un des objectifs fixés lors cette réunion était de finaliser les ateliers de spécifications fin avril. Début mai, les travaux suivants avaient été réalisés :

- Reprise des données des bases Castor/SHEM/IGNHr en ce qui concerne les ouvrages, les appareils, les capteurs, les photos, les mesures, les composantes, les tournées, les campagnes, les scénarii et les constats.
- Mise en ligne d'une première version d'ALOHA depuis début avril. Des mises à jour régulières tout au long du projet ont permis de tester « au fil de l'eau » les nouveaux développements.
- Réalisation des ateliers utilisateurs sur l'ensemble des sujets initialement prévus.
- Les interfaces avec les autres systèmes (Automate, SIG, ...) avaient été spécifiées.
- Le cahier de spécifications fonctionnelles avait été revu de manière globale pour s'assurer que les diverses réunions aient couvert l'ensemble des points.
- L'application ALOHA mobile avait été spécifiée.

L'un des critères de choix de la solution ScanPrint IMS® a été le taux de couverture des fonctionnalités proposé sans développement ou paramétrages spécifiques. Avec environ 70 % des fonctionnalités couvertes, il a été possible de recourir à l'utilisation de la méthode AGILE afin de valider les modules et les développements au fur et à mesure de l'avancée du projet.

3.1.2 Compréhension du besoin de la CNR/SHEM.

La reprise de données initiale a permis une rapide mise en place d'une première version d'ALOHA. Ainsi des ateliers utilisateurs ont pu être organisés dès le début sur la solution en cours de développement ce qui a permis concrètement de préciser les besoins, de décrire les règles métiers et de les ajuster au socle ScanPrint IMS®.

Ces ateliers se sont déroulés sur une période de 2 mois de mars à mai 2015. Le fait que le cahier de spécifications détaillées défini en amont de la consultation soit très détaillé, la partie d'analyse des besoins utilisateurs a donc été relativement réduite et n'a pas soulevé d'incompréhension du besoin.

3.1.3 Acceptation de la solution par les utilisateurs finaux.

Les présentations lors du projet, puis les formations et enfin les mises en production ont démontré que l'application était intuitive et facile à utiliser. Les utilisateurs finaux ont particulièrement apprécié certaines fonctionnalités :

- Accès rapide aux données (recherche rapide d'un appareil et accès direct aux dernières composantes) ;
- Visualisation des appareils affectés à une tournée dans la cartographie ;
- Réactivité de la solution ;
- Utilisation des scénarios lors de l'analyse ;
- Filtres ;
- Accès aux informations des appareils depuis divers modules de l'application.

3.1.4 Maintenance et évolutivité

Les divers ateliers ont pu déjà démontrer que la solution ALOHA pouvait s'adapter aisément à des besoins non prévus initialement :

- Différents types de constats ;
- Ajout de paramètres pour les capteurs de la SHEM ;
- Ajout de la notion de "relevé" permettant d'effectuer des mesures orphelines sans passer par une campagne ;
- Adaptation des interfaces pour le workflow de validation.

3.1.5 Performance de la solution.

La récupération des données des 3 bases fournies ont déjà permis de tester le système avec les données d'exploitation. Ainsi des développements ont déjà pu être réalisés afin d'optimiser les performances d'ALOHA pour arriver à des temps de réponse offrant un grand confort d'utilisation. Quelques exemples :

- L'affichage des composantes suite à la sélection d'un appareil est quasi immédiat (de l'ordre de la seconde),
- la recherche d'un appareil

3.2 Télémessure

Afin d'assurer la télémessure des barrages en site isolé, un automate central de Collecte des données d'auscultation, « Collecteur », unique, se connecte à fréquence régulière aux automates locaux propres à chaque barrage (eux-mêmes liés aux appareils de mesure automatiques installés dans les barrages) et récupère les données acquises par ces derniers. Les données de ce collecteur doivent ensuite être intégrées dans l'application ALOHA. Ainsi un développement propre à ce besoin a été mené. ALOHA dispose donc d'une interface de contrôle du collecteur permettant directement depuis l'application aux agents de :

- Récupérer les données collectées aux niveaux des automates locaux. Lors de cette récupération, les mesures ainsi que les éventuels messages d'erreur sont consolidés dans la base générale. Le processus de récupération des mesures est complété par le calcul à la volée des différentes composantes.
- Contrôler le cycle d'acquisition de chaque collecteur (fréquence et date)
- Forcer une acquisition sur un collecteur

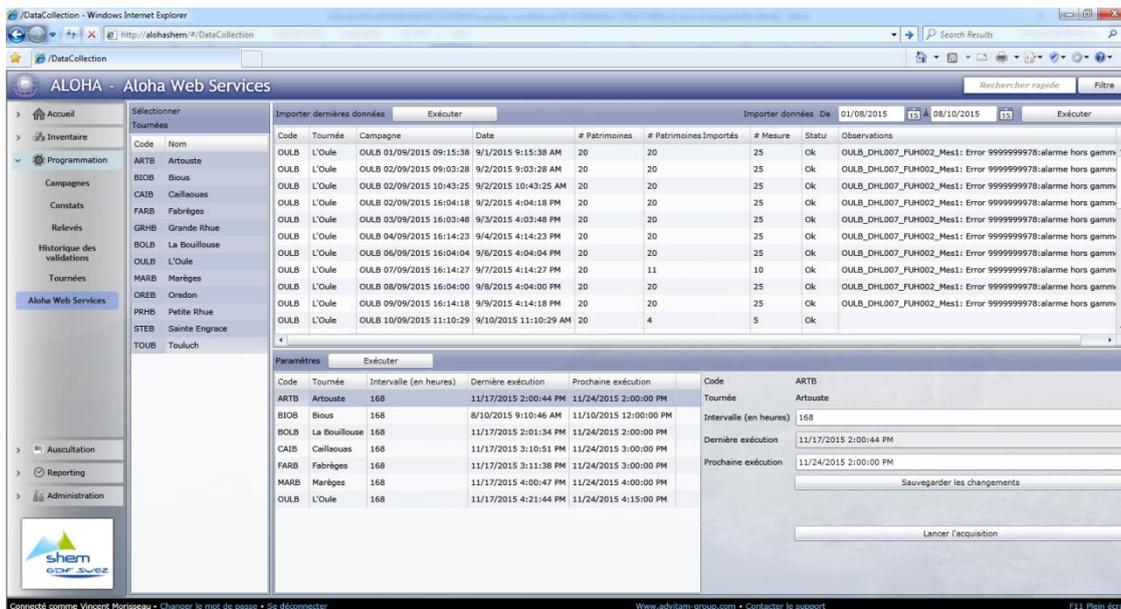


Figure 4 : Interface de contrôle des collecteurs.

3.3 Récupération historique

La récupération de l'historique a été menée essentiellement sur 3 bases existantes principales :

- Une base Oracle (Castor pour la CNR)
- Une base Access (IGNHR pour la CNR)
- Une série de fichiers Excel (Extraction des données Panda pour la SHEM)

La récupération de l'historique ne s'est pas réduite à un transfert de données d'un modèle de données à un autre. En effet, la reprise de données s'est confrontée à de nombreuses problématiques :

- Les différentes bases avaient une gestion différente des appareils de mesure. Il a donc fallu opérer différents mappages afin de rendre l'ensemble des données cohérentes.
- Les bases de données n'étaient pas autosuffisantes car certains paramètres métier étaient inclus dans les applications. Il a donc fallu aussi récupérer certaines données dans les applications.
- Une vérification de l'ensemble des données a été menée lors de la récupération.
- Certaines données étant incomplètes, un travail de caractérisation a été parallèlement mené.

4. FONCTIONNALITES SPECIFIQUES APPORTEES PAR ALOHA

4.1 Gestion patrimoine

Si les systèmes utilisés jusqu'à aujourd'hui se focalisaient uniquement sur les mesures des appareils d'auscultation, ALOHA permet une gestion plus large de la problématique et permet une gestion de patrimoine au sens large.

En effet ALOHA contient un référentiel contenant tout bien concerné par le cycle de gestion (les usines, les barrages, les écluses, les digues, les appareils de mesure,...) mais aussi l'ensemble des «objets» permettant d'organiser ce patrimoine physique (Le Rhône, les différents canaux, les directions, les aménagements). Le référencement linéaire des dispositifs CNR explicité en 0 permet à la solution de s'appuyer sur des axes de référence (Rive Droite et Rive Gauche) du fleuve et des Points de Référence régulièrement répartis.

Ainsi un « patrimoine arborescent » a été défini :

Le Rhône

Aménagement VALLABREGUES (entre PK 232+000 et PK 266+000)

Centrale Beaucaire (au PK 254+533)

Appareil Fissuromètre VIN1 dans la galerie des tuyauteries à -1.20m

Appareil Fissuromètre VIN2 dans la galerie des tuyauteries à -1.20m
Ecluse Beaucaire (au PK 254+364)
Digue Rive Gauche (entre PK 232 et PK 266)
Appareil Piézomètre CP1 (au PK 235+722)
Appareil Piézomètre CP2 (au PK 235+950)
Digue Rive Droite (entre PK 232+000 et PK 266+000)
Aménagement AVIGNON (entre PK 216+000 et PK 232+000)

...

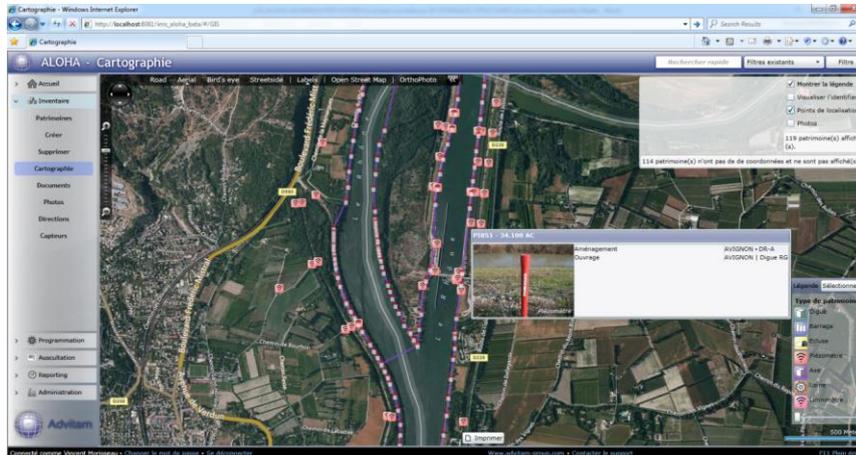


Figure 5 : illustration du référencement via l'interface cartographique

4.2 Gestion des validations

La validation des mesures d'auscultation est effectuée en différentes étapes :

- Lors de la saisie, les releveurs doivent confirmer leurs mesures si les tests de conformité effectués par l'application ne sont pas vérifiés. Les tests vérifient l'écart par rapport à la dernière mesure et que la mesure n'est pas en dehors de la plage fournie par l'historique.
- Une fois les mesures confirmées, l'application de saisie calcule les composantes et les présentent dans un graphique (2 ans d'historique)
- La validation 1 est réalisée par le releveur composante par composante à l'aide des outils graphiques fournis par l'application.
- La validation 2 est réalisée par une tierce personne (approbateur) qui dispose d'une palette d'outils supplémentaires : scénarii de validation, graphique inter composante, modèle HST.

4.3 Graphiques et les scénarii

Les graphiques faisaient partie des exigences importantes du projet car ceux-ci sont le support des analyses comportementales et constituent une bonne partie des livrables règlementaires.

Pour répondre aux exigences des utilisateurs et faciliter leur exploitation, le module graphique de l'application a fait l'objet de développements spécifiques permettant d'afficher les composantes souhaitées à l'aide de scénarii prédéfinis. Ceux-ci permettant de paramétrer :

- La plage de temps
- Les titres
- Les composantes affichées et leurs axes d'ordonnées respectifs
- L'affichage de seuil et de courbes de tendance

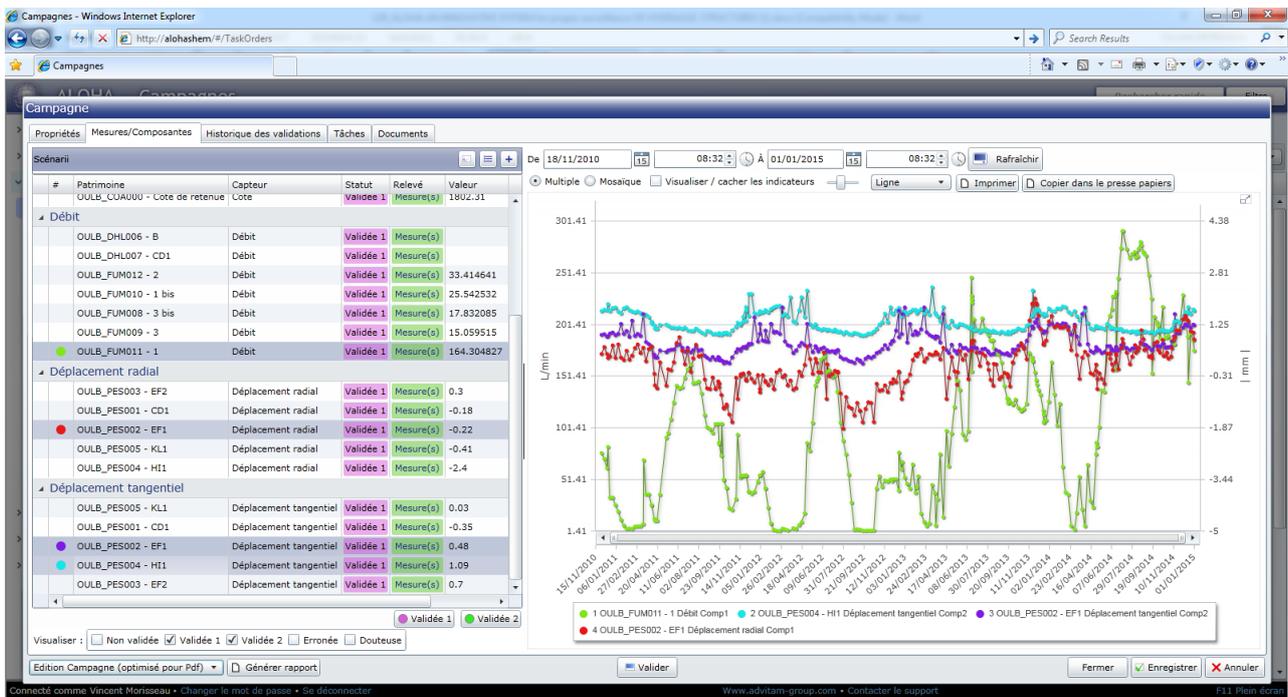


Figure 6 : Validation d'une campagne

Facilement paramétrables, sélectionnable et modifiables, les scénarii peuvent être utilisés pour les analyses graphiques, les rapports réglementaires ou les validations. Une interface spécifique d'analyse inter-composante (visualisation d'une composante en fonction d'une autre) a été développée afin d'étudier les effets saisonniers.

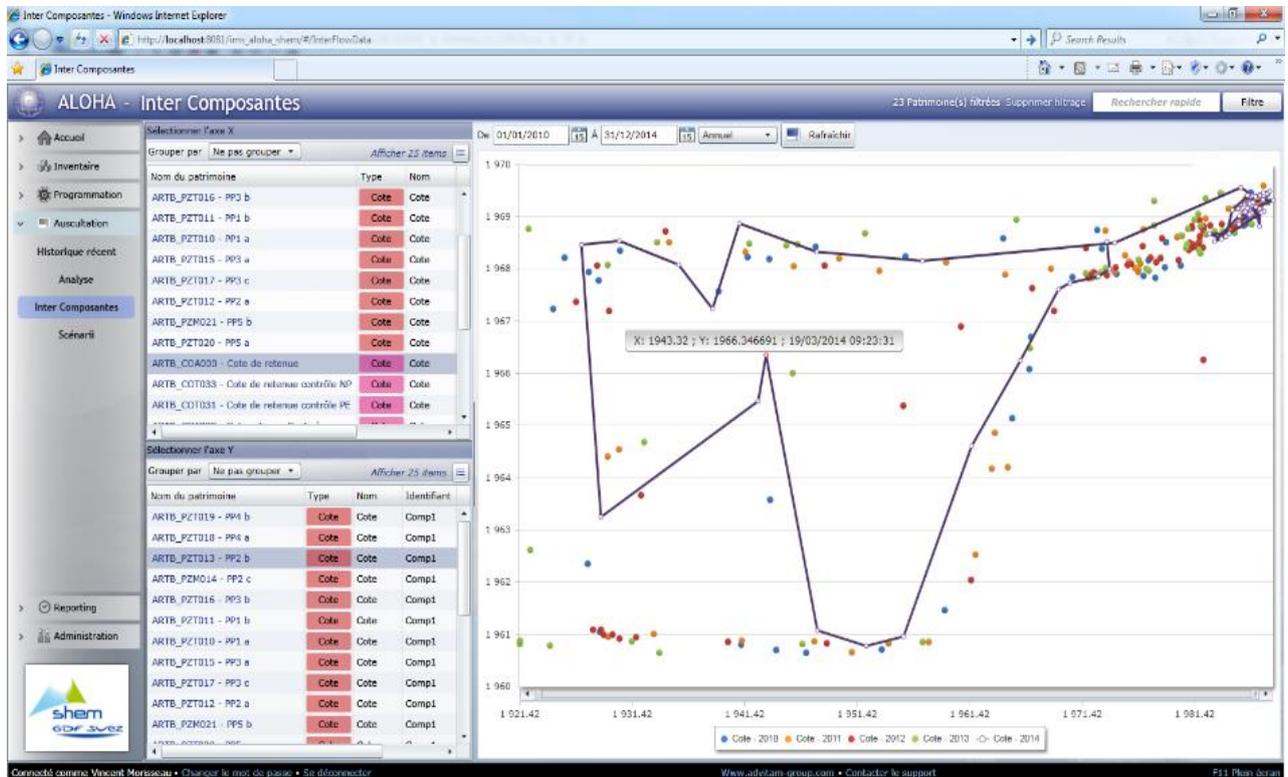


Figure 7 : Graphique inter composante

4.4 Outil de mobilité

Sur la base de ScanPrint Mobile, une interface pour la saisie des relevés a été développée. Fonctionnant en mode déconnecté sur tablette ou smartphone, ALOHA mobile permet la saisie des relevés et constats.

L'écran des relevés offre les fonctionnalités suivantes :

- Saisie des mesures proprement dite,
- Réalisation des tests de conformité sur les mesures,
- Calcul des composantes à l'enregistrement des mesures,
- Présentation de 2 ans d'historique des composantes sous format graphique,
- Visualisation des informations générales du relevé (Appareil concerné, statut),
- Ajout de constats sur le relevé,
- Ajout de photos,
- Ajout d'un constat.

Le déroulement d'un relevé suit les étapes suivantes :

- Par défaut le premier capteur est sélectionné, un champ de saisie par mesure est accessible.
- L'application précise pour chaque mesure, le nom de la mesure, son unité et les 2 dernières valeurs (historique).
- Au fur et à mesure que l'utilisateur saisit les mesures, l'application effectue les 2 tests de conformité. Chaque test est symbolisé par une forme de couleur rouge ou verte.
- Si un des tests n'est pas vérifié, l'utilisateur doit confirmer les mesures : Un bouton «Confirmer les mesures» apparaît, l'utilisateur doit alors le cliquer pour être en mesure d'enregistrer les mesures.
- Dans le cas où la saisie des mesures n'est pas possible, l'utilisateur peut passer au capteur suivant.
- Dans ce cas l'application crée automatiquement un constat sur lequel l'utilisateur précise des informations complémentaires.
- Dès qu'une connexion est possible sur le serveur ALOHA, le relevé synchronise les données et les données sont ainsi disponibles pour l'ensemble des personnes concernées.

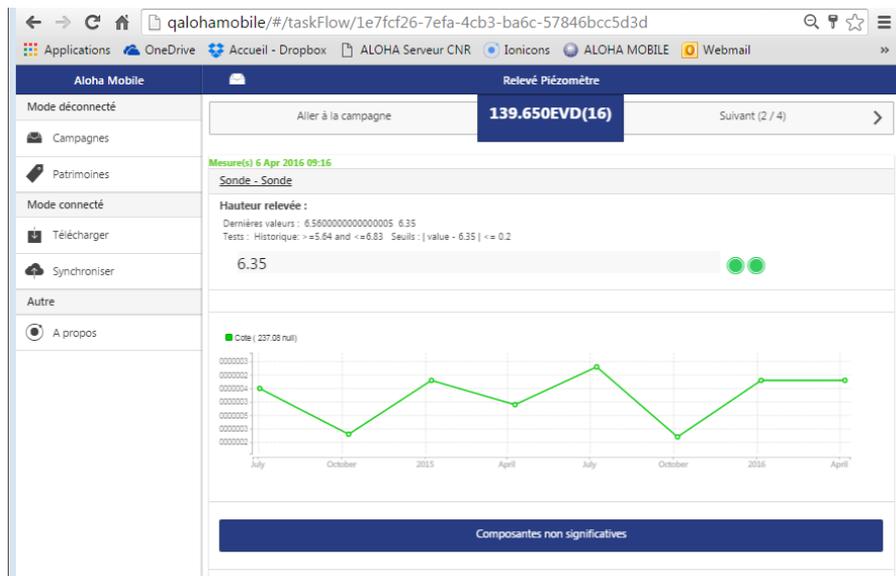


Figure 8 : Illustrations de l'outil de mobilité

5. L'APPORT DE LA SOLUTION ALOHA POUR LA GESTION DES RISQUES

Une bonne gestion des risques est dépendante des capacités des acteurs de prendre les bonnes décisions en fonction des informations issues du terrain et des différents outils d'aide à la décision. ALOHA est partie intégrante des outils d'aide à la décision en temps de crise du fait de ses caractéristiques suivantes :

- Outil intégré ;
- Gestion des flux de travail ;
- Interopérabilité et portabilité des outils ;
- Outil d'analyse ;
- Modules spécifiques pour l'auscultation des ouvrages hydrauliques ;
- Evolutivité du périmètre fonctionnel.

5.1 Outil intégré

De par sa conception et ses différents modules, ALOHA est une solution intégrée permettant d'afficher via une interface unique l'ensemble des informations nécessaires à la gestion complète des patrimoines intervenant dans la sûreté hydraulique. Par une navigation simple l'utilisateur peut passer rapidement des mesures d'auscultation aux informations sur les ouvrages (caractéristiques, contraintes d'exploitation, documents associés etc....).

ALOHA permet en une seule interface de collecter les informations d'auscultation (mesures) et les informations issues des inspections visuelles réalisées sur le terrain. Les différents modules permettent en effet de collationner pour un même ouvrage les constats terrain et les mesures acquises par les capteurs.



Figure 9 : illustration de l'accès aux modules Constats, Document et Composantes

5.2 Gestion des flux de travail

ALOHA offre aux différents acteurs intervenant dans le processus de gestion des risques d'échanger des flux d'information via différentes alertes ou suivi d'actions paramétrables et diffusées par messagerie électronique.

En effet outre la possibilité offerte par l'outil de mettre en œuvre des seuils de vigilance ou d'alerte sur les mesures d'auscultation. Celui permet aussi de mettre en œuvre un flux de travail entre utilisateurs pour le suivi des constats.

5.3 Portabilité de la solution sur divers matériels

La particularité full-web d'ALOHA permet de déployer et utiliser l'application ALOHA sur n'importe quel terminal de saisie, que ce soit un ordinateur, une tablette ou un smartphone. De fait, il est alors possible de déployer au maximum l'application sans se préoccuper de la compatibilité avec l'équipement de l'utilisateur.

Pour déployer la mobilité la seule contrainte étant que le terminal ait accès à la base, à minima en début et fin journée pour synchroniser les données. Si la base est ouverte sur internet, l'opérateur pourra alors saisir en temps réel ses mesures et constats depuis le terrain. Cette capacité permettra alors de faciliter la prise des bonnes décisions dans un minimum de temps.

5.4 Interopérabilité et liaison avec les données externes

Développé pour des concessionnaires producteurs d'électricité hydraulique, l'outil ALOHA est totalement interopérable avec l'ensemble des bases de données des entreprises. Ces liaisons permettent depuis ALOHA d'avoir accès à un certain nombre d'informations externes, à titre d'exemple :

- Base de gestion de la maintenance ;
- Base de données de gestion de l'exploitation ;
- Données de production ;
- Données hydrométriques ;
- Données de patrimoines gérés par d'autres applications.

De plus, l'outil permet d'intégrer tout type de flux de données cartographiques venant de SIG locaux ou de données externes en Open-Data.

5.5 Modules spécifiques pour l'auscultation des ouvrages en terre

Le dernier élément important pour la gestion des risques, se retrouve sur les modules traitant spécifiquement des endiguements. De par sa concession et ses ouvrages, CNR a des besoins spécifiques pour la surveillance des ouvrages en terre perméables.

5.5.1 Profils en long et en travers

L'interface des profils en long et en travers permet de visualiser de manière graphique le bon rabattement hydraulique dans le corps de digue (voir **Figure 2 : exemple de profil en travers sur la digue Rive Droite d'AVIGNON**). En complément de cette visualisation graphique, une composante « charge restante » est calculée au droit du profil afin de vérifier que le rabattement est correct pour la zone considérée.

Ces deux outils, combinés avec des remontées temps réel du terrain (mesures automatiques ou mesures manuelles envoyées en temps réel) offrent au gestionnaire des indicateurs sur le l'état de l'ouvrage et de fait des critères objectifs pour la gestion du risque en temps réel.

5.5.2 Gestion des tronçons des endiguements

Lors de la mise en place de l'outil et comme vu au paragraphe 0, il a été créé sur l'ensemble de la concession CNR un référentiel organisé autour d'axes de référence (Rive Droite et Rive Gauche du Rhône) et de Point de Référence kilométriques. Grâce à ce référentiel, il est désormais possible de localiser, dessiner automatiquement et gérer les informations concernant tous les tronçons des endiguements CNR (environ 340 sur 400 km).

5.6 Evolutivité du périmètre fonctionnel

De par sa technologie et sa structure le périmètre fonctionnel d'ALOHA peut aisément évoluer afin de s'adapter aux nouveaux enjeux de CNR et de SHEM. En effet, rapidement l'administrateur fonctionnel peut modifier la base de connaissance afin d'englober de nouveaux patrimoines ou types d'ouvrages. Ces modifications se faisant de manière autonome sans nécessiter de nouveaux développements.

6. CONCLUSION ET SUITES

Pour accompagner l'arrivée de nouvelles technologies et l'évolution des méthodes et des exigences règlementaires, CNR et SHEM, de par leur proximité (actionnaire commun) se sont groupées pour développer un nouvel outil dédié à l'auscultation des ouvrages. A partir de besoins, souvent communs, parfois très spécifiques à leurs ouvrages et organisation, les deux entreprises ont pu décrire un cahier des spécifications fonctionnelles détaillé. Retenue à la suite d'un appel d'offre, la société Advitam-group a apporté une solution basée sur son progiciel ScanPrint IMS®. Celui ne répondant pas totalement aux fonctionnalités souhaitées, Advitam-group a développé des modules spécifiques innovants :

- outil de mobilité spécifique,
- notion de relevés permettant d'accrocher des mesures, composantes et constats à un dispositif d'auscultation,
- Notion de scénarii pour les validations et les éditions de rapports.

Les fonctionnalités disponibles dans ALOHA V1 à la mi-2016 couvrent 95 % des besoins décrits par les utilisateurs en début de projets et offrent des possibilités non envisagées initialement. Les retours sont globalement positifs en attendant une version 2 de l'outil en 2016 afin de couvrir 100 % des fonctionnalités métiers.

REMERCIEMENTS

Les auteurs remercient CNR, SHER et Advitam-Group pour leur support durant le projet. Ils remercient tout particulièrement l'ensemble des utilisateurs pour leur participation à l'écriture des spécifications et aux recettes.

Thème B

Etudes de cas, pratiques et recommandations relatives aux méthodes d'évaluation de la sûreté



Barrage de Chardes
© EDF – Sophie BINDER

PARTICULARITÉS DES ETUDES DE DANGERS DES DIGUES MARITIMES : RETOURS D'EXPÉRIENCE

Specific features of sea dikes: feedback on risk assessment case histories

DOI : 10.24346/cfbr_colloque2016_b01

Jacques Prigent, Xavier Suisse de Sainte Claire, Edouard Rosier

SAFEGE Ingénieurs Conseil – 15-27 rue du Port – 92022 NANTERRE

jacques.prigent@safège.fr, xavier.suissestesainteclair@safège.fr, edouard.rosier@safège.fr

MOTS CLÉS

Digue maritime, étude de dangers, périmètre, aléa, changement climatique.

RÉSUMÉ

La réalisation récente de différentes études de dangers de digues maritimes en Bretagne, Cotentin, Baie de Seine et Manche a permis de faire le constat de particularités et difficultés spécifiques au contexte maritime.

Les éléments naturels comme les cordons dunaires sur lesquels se raccorde une digue classée comme ouvrage de protection ne sont pas inclus dans le système d'endiguement au sens du décret du 12 mai 2015. En revanche, ce dernier demande d'effectuer un diagnostic et d'étudier leur influence sur les ouvrages composant le système d'endiguement. De par la multiplicité des composantes de l'aléa maritime, plus ou moins corrélées selon les conditions de site, la définition de l'aléa maritime doit faire appel à des données résultant d'études spécifiques, qui font appel à des spécialités diverses : océanographie, météorologie, modélisation numérique, hydrodynamique marine, etc. L'état de l'art est riche en la matière, mais la définition des événements les plus extrêmes, au-delà de 100 ans de période de retour, reste sujette à des incertitudes importantes. De même, les sollicitations imposées aux ouvrages sont parfois difficiles à appréhender de par la nature cyclique des marées et des déferlements de vagues. Enfin, les données disponibles sur ces ouvrages anciens sont généralement peu nombreuses. Il est nécessaire de recourir à des investigations quasi-systématiques afin d'améliorer la connaissance des ouvrages. Le comportement de ces ouvrages est également souvent méconnu faute d'instrumentation et de surveillance adéquate. L'étude accidentologique est à ce titre d'une aide précieuse dans l'évaluation de la sûreté des digues maritimes.

ABSTRACT

Recent risk assessment studies conducted on several coastal dikes located in the French coastal areas such as Bretagne, Cotentin, Seine Bay and Manche allowed for the identification of the specific complexity associated with the marine context. Natural elements such as sand dunes connected to a defence coastal dike are not included in the containment dike system according to Decree of May 12th, 2015. However, the decree imposes to carry out a diagnostic and check the interactions with the main structure. Because of the multiplicity of coastal hazard components, , more or less correlated depending on site conditions, the definition of hazards must use data resulting from specific studies and various scientific fields such as oceanography, meteorology, numerical modelling, marine hydrodynamics, etc. The state of the art is rich in the matter but the definition of the most extreme events, beyond 100 years return period, remains subject to significant uncertainties. Similarly, the stresses imposed on these dikes are sometimes difficult to understand due to the cyclic nature of tides and waves. Finally, data on these ancient structures are usually rare. It is very common that new investigations are to be carried out in order to define more clearly the structure. The behavior of these structures is often unknown due to lack of instrumentation and adequate surveillance. Accidentological study is in this respect a great help in assessing the safety of coastal dikes.

1. INTRODUCTION

La pratique des Etudes de Dangers (EDD) des digues maritimes ou fluvio-maritimes s'est développée postérieurement à celle des Etudes de Dangers des digues fluviales. Compte tenu du contexte maritime bien

particulier, les rédacteurs de ces EDD ont dû considérer et adopter de nouveaux principes et définir de nouvelles approches pour déterminer le périmètre des ouvrages, les aléas et les sollicitations auxquels les ouvrages sont soumis.

La définition du périmètre des ouvrages pose la question des protections naturelles (cordons dunaires) qui ne sont pas des ouvrages à part entière (et qui ne sont pas classés comme tel) mais qui jouent un rôle de protection des habitations situées derrière elles. Il est souvent décidé dans ce cas de prendre en compte ces portions de littoral dans l'Etude de Dangers leur conférant un statut particulier car normalement non concernés par les mesures de réduction des risques. La mauvaise connaissance de la constitution de ces zones naturelles renforce la difficulté de les prendre en compte.

L'aléa principal à prendre en compte pour ces Etudes de Dangers est l'aléa maritime conjuguant les niveaux marins de référence, les surcotes et l'influence plus locale de la houle. La définition de cet aléa fait appel à plusieurs sources, associant des données brutes, des données statistiques et des surcotes évaluées sur la base d'études prospectives, notamment concernant la prise en compte des effets du réchauffement climatique. Le choix des données et leur exploitation revêtent donc une importance capitale pour définir le niveau de sécurité des ouvrages. Cependant, compte tenu des données disponibles, la démarche doit faire appel, au cas par cas, à des hypothèses qu'il s'agit de bien justifier. Le présent article retrace notre retour d'expérience en la matière.

Du point de vue des sollicitations, les digues maritimes se distinguent des digues fluviales par le caractère cyclique de certaines d'entre elles. En effet, les cycles des marées semi-diurnes ont un impact sur les mécanismes d'érosion interne au sein des digues et le déferlement de la houle sur les ouvrages est également un phénomène cyclique à prendre en compte pour définir le niveau de dangers des ouvrages. Un retour d'expérience sur l'évaluation de ces sollicitations cycliques est présenté ci-après.

Enfin, l'expérience montre que les données existantes sur ces ouvrages souvent anciens sont peu nombreuses. En outre, ils ont été souvent sujets de reconstructions suite à des brèches survenues au fil du temps rendant leur structure souvent hétérogène. Nous aborderons dans ce contexte, sur la base des études que nous avons réalisées, l'importance du retour d'expérience et de l'étude accidentologique dans la compréhension du comportement et dans l'évaluation de la sûreté des digues maritimes.

Les Etudes de Dangers qui nous ont permis de bâtir ce retour d'expérience sont les suivantes :

1. EDD des digues de Hauteville-sur-mer et Montmartin-sur-mer pour le compte de l'ASA et mairies de Hauteville-sur-mer et Montmartin-sur-mer (50), septembre 2013
2. EDD de la digue de la Duchesse Anne pour le compte de l'association syndicale des propriétaires des digues et marais de Dol-de-Bretagne (35), avril 2013
3. EDD de la digue de la grande plage de Damgan pour la commune de Damgan (56), juin 2015
4. EDD de la digue aux Moines à Saint-Jacut-de-la-mer pour la commune de Saint-Jacut-de-la-mer (22), juillet 2014
5. EDD de la digue de Sallenelles-Merville-Franceville pour le conservatoire du littoral (14), juillet 2015
6. EDD de la digue de Sangatte pour la DDTM 62 (62), février 2014

Ces ouvrages, situés sur la façade Nord-Ouest du littoral français, font apparaître une diversité de sites et de composition recouvrant un spectre assez large

2. DEFINITION DU PERIMETRE DES OUVRAGES

Les ouvrages de lutte contre la submersion marine ont souvent été construits au fil de l'urbanisation des côtes. De plus, certaines formations dunaires ou certaines falaises constituent une protection naturelle ayant favorisé l'implantation des premières habitations avant que l'extension de l'urbanisation ne nécessite de construire des ouvrages. Il est ainsi fréquent que des formations naturelles constituent une partie du système d'endiguement protégeant les habitations situées en aval. Or, ces formations ne sont pas considérées comme des ouvrages au sens strict de la réglementation et ne sont pas sujets au classement issu du décret de décembre 2007. Le décret de mai 2015 vient préciser la notion de système d'endiguement mais exclut « les éléments naturels situés entre des tronçons de digues ou à l'extrémité d'une digue ou d'un ouvrage composant le système et qui en forment l'appui. ».

Dans la pratique, même si ces ouvrages ne constituent pas des ouvrages au sens strict de la réglementation, ils sont pris en compte dans le périmètre des Etudes de Danger car ils participent de la protection des habitations.

2.1 Exemples :

La digue des Garennes, dune naturelle de 350 m de long prise en compte dans le cadre de l'Etude de Dangers des digues de Hauteville-sur-Mer et Montmartin-sur-Mer [1], appartient à la commune de Hauteville-sur-Mer et abrite un camping situé juste en aval. Cette dune naturelle, dont les enrochements de protection ne jouent plus de rôle à cause du recul du trait de côte, est constituée essentiellement de sable et d'un système racinaire sus-jacent lui conférant une stabilité en partie supérieure. En revanche, la partie inférieure est fortement érodée car démunie de végétation.



Illustrations 1 et 2 : Digue des Garennes à Hauteville-sur-Mer et localisation

Ce cordon dunaire naturel a été pris en compte dans l'Etude de Dangers en tant que protection à part entière et a fait l'objet d'une analyse des risques au même titre que les tronçons construits de part et d'autre.

De même, dans le cadre de l'Etude de Dangers des digues de Sallenelles-Merville-Franceville [5], un tronçon de 320 m sur les 2300 m concernés par l'étude, constitué par un cordon dunaire et ne faisant l'objet d'aucun classement, a été également pris en compte pour l'évaluation des risques à l'aval.



Illustration 3 : Localisation du tronçon non classé sur les digues de Sallenelles-Merville-Franceville

La digue de Sangatte [6], ouvrage de classe B au sens du décret du 11 décembre 2007 relatif à la sécurité des ouvrages hydrauliques, a fait l'objet d'une étude de dangers en 2013.

Cet ouvrage de 2,4 km de longueur est prolongé au Sud-Ouest par une succession de murs de soutènement, propriétés de particuliers, et au Nord-Est par une dune naturelle. L'ouvrage participe à la protection du polder² de Sangatte / Coquelles qui comprend un réseau de digues secondaires et de watergangs³. Ces digues et watergangs permettent l'assèchement du polder et délimitent des casiers hydrauliques plus ou moins indépendants qui ont un impact sur la dynamique d'inondation du polder en cas de submersion marine.

La délimitation du périmètre d'étude de la digue de Sangatte s'est donc avéré complexe car la dynamique de submersion du polder Sangatte / Coquelles fait intervenir deux systèmes de protection, un système de protection principal et un système de protection secondaire, composés tous deux d'ouvrages en tant que tels (constructions anthropiques), de cordons dunaires anthropisés (dunes recouvertes d'une protection en maçonnerie ou en béton) et de dunes naturelles.

Le système de protection directement en contact de l'aléa « niveau maritime extrême » a été considéré comme le système de protection principal, les autres ouvrages qui limitent la submersion en cas de rupture du système principal ont été intégrés au système de protection secondaire.

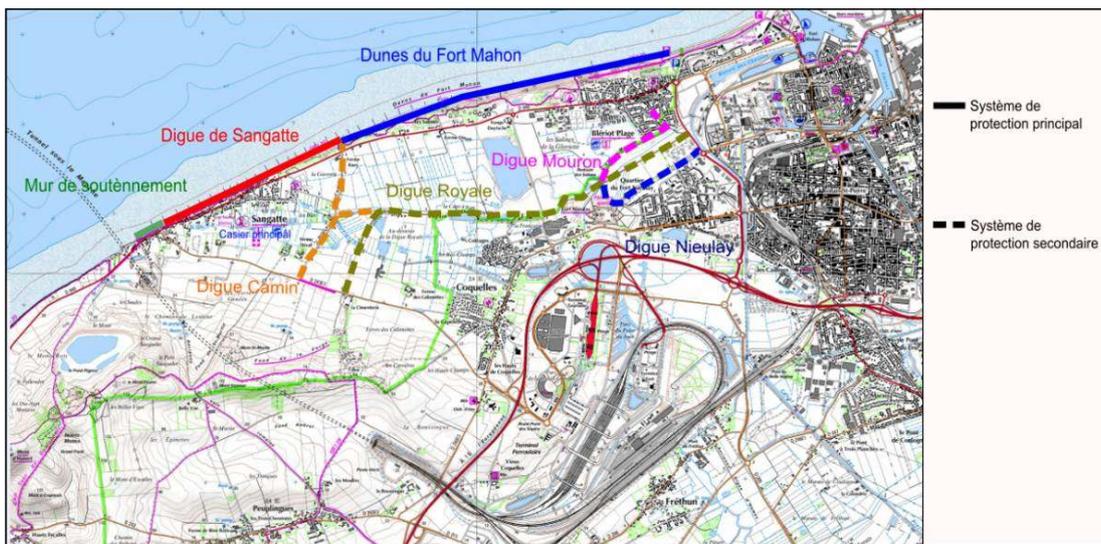


Illustration 4 : Système de protection principal et secondaire sur le polder Sangatte / Coquelles.

L'étude de dangers a donc porté sur l'ensemble des ouvrages et dunes naturelles entrant dans la définition des deux systèmes de protection avec des niveaux de précisions différents en fonction de l'ouvrage considéré : ouvrage classé ou non, intégré au système de protection principal ou secondaire. En l'absence de précisions réglementaires au moment de la réalisation de l'étude, la dune naturelle n'a pas été considérée comme un ouvrage au sens du décret du 11 décembre 2007, mais elle a néanmoins été intégrée au système de protection principal et fait l'objet d'une analyse de risques.

2.2 Influence du décret du 12 Mai 2015

Le décret du 12 Mai 2015 relatif aux règles applicables aux ouvrages construits ou aménagés en vue de prévenir les inondations et aux règles des ouvrages hydrauliques, apportent des précisions complémentaires et nécessaires concernant la délimitation des périmètres d'étude qui ont un impact fort sur les études de dangers de digues maritimes telles que présentées ci-avant.

La notion de système d'endiguement est introduite : on ne parle plus uniquement d'ouvrage ou de digue au sens large mais d'un système de protection qui « comprend une ou plusieurs digues ainsi que tout ouvrage nécessaire à son efficacité et à son bon fonctionnement, notamment :

- des ouvrages, autres que des barrages, qui, eu égard à leur localisation et à leurs caractéristiques, complètent la prévention ;
- des dispositifs de régulation des écoulements hydrauliques tels que vannes et stations de pompage ».
-

² Polder : marais littoral endigué et asséché, souvent situé sous le niveau des plus hautes mers.

³ Watergang : fossé de drainage de polders.

Le décret indique également à la même sous-section que les éléments naturels situés entre des tronçons de digues ou à l'extrémité d'une digue ou d'un ouvrage composant le système et qui en forment l'appui ne sont pas inclus dans le système d'endiguement. Ils ne sont par conséquent pas concernés par la demande d'autorisation et de classement de l'ouvrage et les responsabilités qui en découlent pour le propriétaire.

Cependant, il est indiqué à l'article 18 que l'étude de dangers pour un système d'endiguement donné comprend « un diagnostic approfondi de l'état des ouvrages et prend en compte le comportement des éléments naturels situés entre des tronçons de digues ou à l'extrémité d'une digue ou d'un ouvrage composant le système ». En définitive, l'analyse des risques en tant que tel du comportement de l'élément naturel ne fait donc pas partie de l'étude de dangers mais son diagnostic et son influence sur les ouvrages composant le système d'endiguement doivent être étudiés.

3. DEFINITION DES ALEAS MARITIMES

Les phénomènes météorologiques extrêmes, traduits en niveau d'eau atteint, constituent l'aléa naturel principal considéré lors de l'étude de dangers d'une digue maritime.

L'évènement ou aléa de référence considéré au niveau national pour les plans de submersions marines et défini par [4] correspond au plus haut niveau marin entre :

- Le niveau marin centennal calculé à la côte (évènement dit « exceptionnel ») ;
- Le plus fort évènement connu.
-

Cet évènement de référence permet le dimensionnement des zonages réglementaires, des mesures d'interdiction et des prescriptions des plans de prévention des risques.

Dans le cadre des études de dangers de digues, la fréquence des évènements marins considérés dans l'analyse de scénarii de défaillance d'une digue est adaptée en fonction des caractéristiques du site et de la digue, et du mode de défaillance analysé. Aussi, le temps de retour des évènements pris en compte dans l'analyse de scénarii de défaillance peut aller de 10 à 1000 ans en fonction des sites et des scénarii.

Dans tous les cas, la sollicitation de l'évènement marin est traduite en niveau marin extrême de référence. Ce niveau de référence résulte de l'agrégation des phénomènes suivants :

- **Le niveau marin extrême** : ce paramètre comprend le niveau de la marée théorique (prédictions astronomiques) et la surcote, générée par des phénomènes de grande ampleur tels que les vents et les dépressions. Cette dernière, appelée surcote météorologique, correspond donc à la différence entre le niveau de la mer mesuré (sans l'action des vagues) et le niveau astronomique prédit.
- **La surcote de déferlement** : cette surcote appelée « setup » correspond à la surélévation du niveau d'eau découlant des phénomènes hydrodynamiques liés à la houle qui, en arrivant sur la cote, entraîne une surélévation de l'eau dans la zone de déferlement (effet des vagues). Ce paramètre est souvent déterminé par une modélisation numérique de la propagation de la houle.
- **La surcote liée au changement climatique** : les directives nationales (circulaire du 27 juillet 2011 relative à la prise en compte du risque de submersion marine dans les plans de prévention des risques naturels littoraux) demandent d'intégrer dans la définition d'un niveau marin de référence une surcote de 20 cm minima sur le niveau marin extrême centennal pour tenir compte de la surélévation du niveau moyen de la mer (niveau marin de référence, NMR). Un second niveau marin extrême est défini à l'horizon 2100. Ce niveau, appelé niveau marin de référence 2100 (NMR 2100) tient compte des effets du changement climatique à cette échéance, pour laquelle une surcote de 60 cm est appliquée au niveau marin centennal (+40cm sur le niveau marin de référence NMR).
- Parfois, **une incertitude** de plusieurs centimètres ou décimètres en fonction de la précision des données précédentes (taille des séries d'observations ayant servi au calcul statistique du niveau de référence, niveau de connaissance des phénomènes météorologiques entraînant les surcotes, etc.), des caractéristiques du site (suspicion de l'amplification des niveaux extrêmes du fait de la géométrie du trait de côte et de la morphologie des fonds marins, évolution des fonds marins) et/ou des enjeux en aval de la digue.
-

Dans le cadre de nos études de dangers, les niveaux marins extrêmes ont été définis selon différentes approches :

- niveau marin extrême :
 - Prise en compte directe du niveau marin extrême T10-T20-T50 ou T100 fourni par le guide Statistiques des niveaux marins extrêmes des côtes de France, SHOM-CETMEF, 2012, qui présente une étude de statistiques des niveaux marins extrêmes des côtes de France (Manche et Atlantique). Les niveaux extrêmes présentés intègrent la marée astronomique additionnée de la surcote globale météorologique. Les niveaux extrêmes sont estimés aux ports de référence par l'analyse statistique des chroniques enregistrées puis extrapolées spatialement aux ports secondaires.

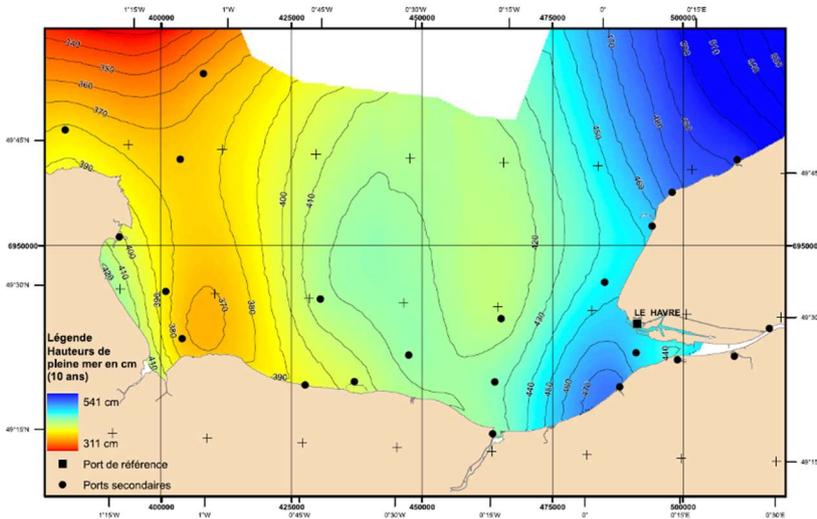
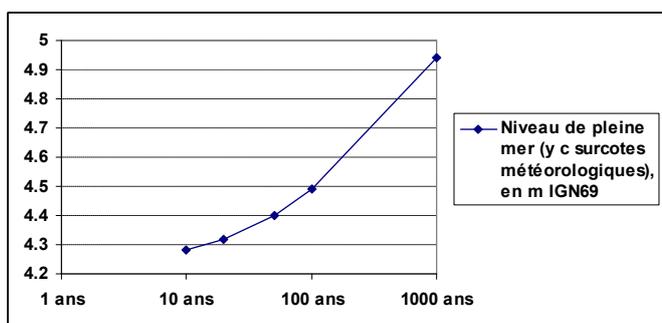


Illustration 5 : Carte de niveaux extrêmes de pleine mer en baie de Seine, période de retour 100 ans, Statistiques des niveaux marins extrêmes des côtes de France, SHOM-CETMEF, 2012

Période de retour	10 ans	20 ans	50 ans	100 ans
Probabilité annuelle	0.1	0.05	0.02	0.01
Niveau extrême de pleine mer	4.28	4.32	4.4	4.49

Tableau 1: Niveaux extrêmes de pleine mer pour les périodes de retour 10 à 100 ans

- Analyse probabiliste actualisée des plus hautes eaux marines de 10 à 100 ans (Duchesse Anne)
- Evaluation des niveaux à 1000 ans :
 - Par extrapolation logarithmique (Duchesse Anne)
 - Par l'agrégation d'un niveau de marée et d'une surcote de telle sorte à s'approcher d'un évènement millénal :
 - Addition au niveau de marée astronomique de coefficient 120 la surcote T1000 fournie par le guide Analyse des surcotes extrêmes le long des côtes métropolitaines, CETMEF, 2013 (Saint-Jacut-de-la-Mer, Damgan). Cet ouvrage présente des valeurs de surcotes de période de retour 5 à 1000 ans, calculées par une analyse statistique des surcotes de pleine mer (Atlantique, Manche et Mer du Nord). Cette méthode peut être défavorable. En effet, le même exercice effectué pour le site de Saint-Jacut-de-la-Mer montre que l'addition d'une surcote centennale au niveau de coefficient 120 conduit à un niveau supérieur (8,29) au niveau extrême de pleine mer centennal fourni par l'étude du SHOM-CETMEF 2012 (7,50).
 - Addition au niveau de marée astronomique de coefficient 95 la surcote T100 fournie par le CETMEF (Ouistreham). Le report des niveaux sur une échelle log permet de vérifier la cohérence du résultat.



Graphique 1 : Niveaux extrêmes de pleine mer à 1000 ans à la Pointe du Siège (Ouireham) – SAFEGE

- houle :
 - la houle peut être déterminée par une modélisation numérique de la propagation de la houle en pleine mer : Sangatte, Damgan. Dans les deux cas, la houle a été calculée à partir de la base de données ANEMOC (Atlas Numérique d’Etats de Mer Océanique et Côtier) développée par le LNHE d’EDF en collaboration avec le CETMEF. Cette base de données fournit des séries temporelles de valeurs de houle proche du littoral ;
 - elle peut résulter d’une analyse statistique des données de bouée CANDHIS du CETMEF, couplée à un calcul de propagation : Hauteville ;
 - elle peut constituer une donnée d’entrée (PPRL existant) : Duchesse Anne.

La définition des niveaux de houle peut également être modulée en fonction des conditions de site susceptibles d’atténuer la houle : digue en eau très occasionnellement, bathymétrie peu profonde et progressive (baie de Lancieux), présence de hauts fonds et îlots (baie de Saint-Malo, pointes rocheuses de la cote de Saint-Cast, Saint-Lunaire, Lancieux et Saint-Jacut-de-la-Mer), élément terrestre participant à la protection vis-à-vis de la houle (pointe de la Justice à Saint-Jacut-de-la-Mer, pointe du Siège dans la baie de Ouistreham).

A ce stade, des précautions doivent être prises quant à la définition de la houle à considérer : un événement constitué d’un niveau marin décennal et d’une houle décennale n’aura pas une période de retour décennale, mais supérieure. Ainsi, plusieurs couples niveaux marins / hauteurs de houle sont examinés : la période de retour associée à un niveau marin est définie par l’ensemble des couples niveaux marin / hauteurs de houle qui conduisent à l’atteinte de ce niveau. Cette méthode a été retenue pour l’étude de dangers de la digue de Damgan.

Le tableau suivant récapitule les méthodes mises en œuvre sur six études de dangers :

	Niveau marin extrême (compris surcote météorologique)	Réchauffement climatique	Surcote déferlement	Incertitudes	Evènements considérés pour les scénarii
Hauteville	Valeur T100 selon guide «Statistiques des niveaux marins extrêmes des côtes de France» (CETMEF SHOM 2012).	+60cm	Traitement statistique des données de bouée Candhis CETMEF.	0	Marée extrême T10 à T1000 ans en fonction des scénarii
Duchesse Anne	Analyse probabiliste de plus hautes eaux marines - surcotes fournies par le SHOM ; niveau T1000 déterminé par extrapolation.	+20cm	Donnée provenant du PPRL.	25cm	Marée extrême T10 à T1000 ans en fonction des scénarii
Damgan	Marée de coefficient 120 - surcote T1000 tirée du Guide « Analyse de surcotes extrêmes le long des côtes métropolitaine » (CETMEF 2013) basé	+60cm	Modélisation numérique Détermination événement centennal combinant niveau d'eau et hauteur d	0	Marée extrême T10 à T1000 ans en fonction de scénarii

	sur une analyse statistique à la Pointe de Saint Gildas		houle par analyse statistique.		
St Jacut de la Mer	Marée de coefficient 120 - surcote T1000 tirée du Guide « Analyse de surcotes extrêmes le long des côtes métropolitaine » (CETMEF 2013)	+20cm	Houle négligée après analyse de la bathymétrie (peu profonde et très progressive) et prise en compte de facteurs de protection (iles et hauts-fonds)	0	Marée extrême T10 à T1000 ans en fonction des scénarii
Sangatte	Valeur T100 selon guide «Statistiques des niveaux marins extrêmes des côtes de France» (CETMEF SHOM 2012).	+60cm	Modélisation numérique Détermination événement centennal combinant niveau d'eau et hauteur de houle par analyse statistique.	5cm	Marée extrême T100 ans
Sallenelles-Merville-Franceville	Valeur T100 selon guide «Statistiques des niveaux marins extrêmes des côtes de France» (CETMEF SHOM 2012) extrapolation à 1000 ans	+60cm	Houle négligée après analyse de conditions de site (protection par la Pointe du Siège dans la baie de Ouistreham).	0	Marée extrême T10 et T20 ans en fonction de scénarii

Tableau 2 : Moyens de définition des paramètres de l'aléa maritime sur six études de dangers

En définitive, il semble que le croisement de plusieurs méthodes reste le meilleur choix à retenir dans la définition d'un niveau marin extrême. Il convient par ailleurs d'éviter l'agrégation brute de données qui peut parfois conduire à la définition d'un niveau marin recomposé de période de retour bien supérieure à l'objectif.

4. LES SOLLICITATIONS CYCLIQUES

Pour le cas des digues maritimes, l'identification des modes de défaillances des ouvrages est réalisée en considérant l'effet cyclique des sollicitations liées aux marées et au déferlement de la houle. Les modes de défaillances dits « classiques » des digues fluviales tels que l'instabilité d'ensemble, l'érosion externe, l'érosion interne, les tassements, etc., et l'estimation des probabilités d'occurrences associées sont donc revus, ces dernières étant majoritairement déterminées à partir de dires d'experts ou de vérification de dimensionnement par rapport aux règles de l'art actuelles.

Pour le cas de l'étude de la digue de Sangatte, ouvrage de type naturel anthropisé (cordon dunaire protégé par un perré en béton armé), plusieurs modes de défaillance liés aux marées et au déferlement de la houle à savoir l'érosion interne, le lessivage de matériaux du corps de digue, l'érosion externe de contact, l'érosion externe par surverse et l'instabilité d'ensemble ont été approchés et étudiés.

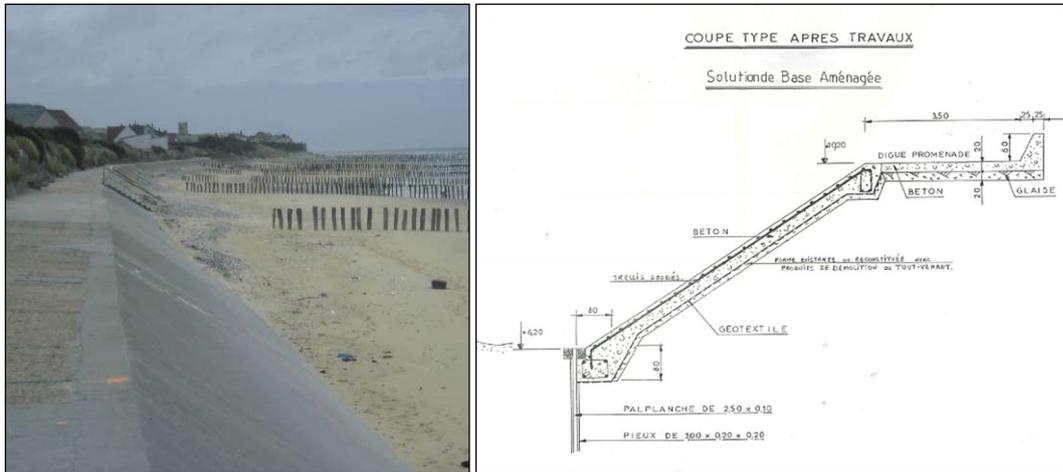


Illustration 6 : coupe type de la digue de Sangatte.

4.1 Erosion interne

L'érosion interne d'une digue ou de sa fondation se produit en cas de gradient hydraulique élevé et d'infiltration excessive dans le corps de digue liée à la présence d'un matériau non adapté.

Dans le cas de la digue de Sangatte, le mécanisme d'érosion interne considéré concerne l'érosion des matériaux du corps de digue ou de sa fondation générée par un gradient hydraulique important dans le sens mer → zone protégée. De par sa configuration (perré béton reposant sur une dune de sable de grande largeur) et du caractère non permanent de la mise en charge de la digue (pleine mer de périodicité 12 h), le risque de développement d'un renard hydraulique n'a pas été considéré.

4.2 Lessivage des matériaux du corps de digue

Le lessivage de matériaux du corps de digue vers la mer se produit lors de la marée descendante. Ce phénomène est dû à une infiltration excessive d'eau dans le corps de digue en marée montante qui, en marée descendante, entraîne des matériaux en se retirant. Le caractère périodique de la sollicitation marine amplifie la cinétique et les effets de ce mode de défaillance (création de cavité, effondrement du parement, etc.).

Ce mécanisme a été défini et étudié dans le cadre de l'étude de la digue de Sangatte afin de caractériser l'entraînement des matériaux du corps de digue par un gradient hydraulique important dans le sens zone protégée → mer.

Il peut être considéré comme un mécanisme d'« érosion interne » au sens large dans la mesure où il concerne le déplacement de particules sous l'effet d'un gradient hydraulique mais il a été différencié car le sens et le mode de transport des particules sont différents.

4.3 Erosion externe de contact

L'érosion externe des ouvrages peut être provoquée par l'impact de la houle lors de marées extrêmes sur le pied et sur le parement amont de la digue.

Cette sollicitation périodique est d'autant plus impactante pour l'ouvrage que celui-ci n'est pas protégé par un parement et que le matériau de remblai de l'ouvrage est constitué de matériaux fins insuffisamment compactés, ce qui est le cas pour des ouvrages naturels anthropisés.

Ce mode de défaillance a donc été étudié pour le cas de la digue de Sangatte, ouvrage particulièrement sensible pour ce type de sollicitation (seuls les tronçons dépourvus de perré de protection).

4.4 Erosion externe par surverse

Pour les digues maritimes, l'érosion externe en cas de surverse de la digue peut être un mécanisme évolutif périodique. En cas de surverse lors d'un cycle de marée montante, l'érosion de la crête de l'ouvrage peut abaisser le niveau de protection de celui-ci qui pourra être surversé lors du prochain cycle de marée avec un niveau marin

inférieur. L'approche de la submersion par "paquets de mer" peut également être abordée lorsque le niveau marin statique est inférieur à l'arase de la digue mais que les phénomènes hydrodynamiques liés à la houle et aux vagues entraînent le franchissement, par-dessus la digue, de masses d'eau (ou paquets de mer) par à-coups. Dans ce dernier cas, la détermination de l'impact de la sollicitation du déferlement sur la défaillance de la crête de l'ouvrage s'avère délicate d'autant plus si la sollicitation est de courte durée (voir travaux de Van Der Meer et le Overtopping manual)

Pour le cas de la digue de Sangatte, ce mode de défaillance n'a pas été considéré car le niveau marin extrême demeure inférieur à la crête de l'ouvrage.

4.5 Instabilité d'ensemble

La rupture par glissement d'une digue survient en cas de piézométrie élevée dans le remblai de la digue, si celle-ci présente une géométrie défavorable (digue étroite avec talus très pentu) et un matériau de constitution aux propriétés mécaniques défavorables.

En règle générale, deux cas de figures peuvent se présenter :

- instabilité du pied côté terre en cas de marée montante ;
- instabilité du pied amont en cas de marée descendante.

Dans le cas de la digue de Sangatte, la rupture suite à une instabilité du pied côté terre n'a pas été considérée compte tenu de la largeur importante du cordon dunaire sur lequel elle repose et du caractère transitoire de la sollicitation hydraulique (le corps de la digue ne sera pas saturé en eau avant la marée descendante). La rupture suite à une instabilité du pied côté mer a cependant été étudiée, une piézométrie élevée pouvant subsister dans le corps de digue en marée descendante.

5. CONNAISSANCE DES OUVRAGES PAR L'ETUDE ACCIDENTOLOGIQUE

Les digues maritimes sont souvent des ouvrages anciens et dont la prise en compte en tant qu'ouvrage à diagnostiquer et surveiller est assez récente. Elles ont souvent été construites au fil du temps, au gré des submersions marines et de l'urbanisation du littoral. Leur date de construction permet rarement de retrouver des plans précis et des documents d'archives permettant de définir avec précision leur constitution, souvent hétérogène. Ces ouvrages sont en outre rarement l'objet d'un suivi d'auscultation régulier compte tenu de leur mode de sollicitation exceptionnel.

Dans le cadre des Etudes de Dangers, il devient ainsi primordial, afin de comprendre le comportement de ces ouvrages, d'avoir accès à l'ensemble des événements plus ou moins graves ayant émaillé la vie des ouvrages. L'expérience montre que, s'agissant des digues maritimes, les incidents survenus, souvent brutalement (brèches, loupes de glissements) et les travaux de réparation réalisés par la suite sont bien documentés. Même si ces données sont partielles et ne concernent souvent qu'un tronçon de la digue, elles offrent des informations capitales sur les modes de rupture des ouvrages et sur leur constitution.

Ainsi, concernant les digues de Hauteville-sur-Mer et Montmartin-sur-Mer, le nombre d'incidents recensés (source PPRL) a permis de produire une étude statistique sur le type de dommages enregistrés (sur 37 événements recensés) :

Type de dommages	Cas	Pourcentage
Submersion	14	38%
Dégradations	24	65%
Rupture	2	5%
Recul du trait de côte	21	57%

Tableau 3 : Type et pourcentage de dommages enregistrés sur les digues de Hauteville-sur-Mer et Montmartin-sur-mer

Les événements considérés étant répartis entre 1930 et 2010, les résultats sont à mettre en parallèle de la constitution successive de la digue. Ils renseignent néanmoins sur les zones les plus fragiles, sur les modes de défaillance à privilégier dans les scénarios de l'Etude de Dangers et permettent de pallier les manques d'information sur la constitution exacte des ouvrages.

Concernant les digues de la Duchesse Anne et Sangatte, datant respectivement du XIème et XVIIème siècles, la même approche a permis de mieux cibler les scénarios de défaillance, ce qui est d'autant plus précieux pour des ouvrages maritimes anciens et donc peu documentés.

6. CONCLUSIONS

Du point de vue des Etudes de Dangers, les digues maritimes se singularisent des digues fluviales sur de nombreux aspects qui ont été évoqués dans le présent article et illustrés avec des exemples d'études réalisées par SAFEGE. La définition du périmètre de l'étude, importante si l'en est, comprend généralement les éléments naturels qui, sans être classés, participent de la protection des zones urbanisées. En cela, le décret du 12 mai 2015 vient clarifier la pratique en précisant que si l'analyse de risque des éléments naturels ne doit pas être conduite, leur diagnostic et la détermination de leur influence sur les autres éléments du système d'endiguement doivent être réalisés.

La définition de l'aléa principal (niveau marin) est quant à elle plus délicate. En fonction des données disponibles et de la localisation du périmètre de l'étude, les pratiques peuvent différer. Au niveau marin extrême (y compris la surcote météorologique), à la surcote liée au réchauffement climatique et à la surcote de déferlement, peuvent être ajoutées des surcotes liées aux incertitudes sur les données. L'agrégation de plusieurs composantes de l'aléa et des incertitudes propres à chacune peut parfois conduire à une nette surestimation de l'aléa marin. Outre la nécessité de définir et calculer chaque composante, la difficulté réside en l'évaluation correcte de la période de retour d'un événement résultant de la combinaison de différents phénomènes. Pour les digues d'estuaires, l'influence combinée des marées et des crues est, de plus, souvent négligée par manque de données (étude spécifique disponibles uniquement sur les grands estuaires). Cette donnée manquante peut biaiser les conclusions de l'étude de dangers si le contexte de l'estuaire considéré est susceptible de conduire à un exhaussement important de la ligne d'eau.

Les sollicitations cycliques des ouvrages, conséquences des marées et/ou du déferlement de la houle, sont des phénomènes particuliers aux ouvrages maritimes et difficilement modélisables. Le lessivage des matériaux du corps de digue du à la succession des marées montantes et descendantes est difficilement quantifiable au-delà du dire d'expert. Si les mécanismes d'érosion interne peuvent être pris en compte, la cinétique du phénomène ne peut être approchée simplement dans le cadre d'une Etude de Dangers. De même pour l'attaque des ouvrages par la houle, une érosion externe de contact peut être prise en compte sans approcher finement le phénomène. Des incertitudes sont donc à considérer sur la prise en compte de ces phénomènes dans l'étude des scénarios.

Enfin, si les digues maritimes, souvent anciennes, sont généralement dépourvues de documents fiables sur leur constitution, notre expérience nous a enseigné que l'étude accidentologique permet au rédacteur de l'Etude de Dangers de collecter des éléments très intéressants sur les événements passés afin d'orienter le choix des scénarios pris en compte.

Toutes ces singularités par rapport aux digues fluviales demandent aux rédacteurs d'Etudes de Dangers de digues maritimes une vigilance accrue afin de prendre en compte ces incertitudes et d'adapter les conclusions en conséquence.

	Maritime	Fluvial
Sollicitations	Cycliques: difficulté de prévoir les effets de sollicitations sur les ouvrages	Statiques: effets et mécanismes mieux connus
Incertitudes	Importantes: - effets mal connus sur les ouvrages - nombreuses composantes de l'aléa (cumul des incertitudes)	Incertitudes fonction de la connaissance de ouvrages, sollicitations, mécanismes de dégradation, etc.
Définition système d'endiguement	Statut et rôle des cordons dunaires naturels aux extrémités ?	Souvent bien défini

Définition aléa	<ul style="list-style-type: none"> - Nombreux phénomènes - Définition d'un évènement de période de retour donnée - Couplage avec l'aléa fluvial sur les digues d'estuaire - Nécessite différentes études, parfois lourdes ; modèles numériques quasi-incontournables. 	<p>Aléa mieux circonscrit dans les cas courants</p> <p>Définition de l'aléa par l'étude hydrologique</p> <p>Ne fait pas appel à des techniques lourdes et coûteuses dans la plupart des cas.</p>
-----------------	---	--

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] SHOM, CETMEF (2012) Statistiques des niveaux marins extrêmes des côtes de France (Manche et Atlantique)
- [3] CETMEF (2013) Analyse des surcotes extrêmes le long des côtes métropolitaines
- [4] Circulaire du 27 juillet 2011 relative à la prise en compte du risque de submersion marine dans les plans de prévention des risques naturels littoraux.
- [5] Wave Overtopping of Sea Defences and Related Structures - Assessment Manual, 2007

**CONTRIBUTIONS DES ETUDES DE DANGERS A LA SÛRETE DES
SYSTEMES D'ENDIGUEMENT**
*CONTRIBUTIONS OF HAZARD STUDIES TO THE SAFETY OF LEVEE
SYSTEMS*

DOI : 10.24346/cfbr_colloque2016_b02

Patrick Ph LEDOUX, Cerema

Direction territoriale Méditerranée - Pôle d'activités des Milles, CS 70499 13593 Aix-en-Provence cedex 3

patrick.ledoux@cerema.fr

Yann DENIAUD, Cerema ⁴,

Direction technique eau, mer et fleuves-Technopôle Brest Iroise - 155 rue Pierre Bouguer - BP 5 - 29280 PLOUZANÉ

yann.deniaud@cerema.fr,

David SALMON, BETCGB

Daniel LOUDIERE,

CTPBOH DGPR MEEM

daniel.loudiere@free.fr

Rémy TOURMENT, Irstea

Centre d'Aix en Provence, 3275 route Cézanne, CS 40061, 13182 AIX EN PROVENCE Cedex 5

remy.tourment@irstea.fr

MOTS CLÉS

Protection, digue, diagnostic, aléa, inondation, crise, sûreté, sécurité, danger, surveillance.

RÉSUMÉ

La réalisation des études de dangers des systèmes d'endiguement est une démarche récente initiée par la réglementation issue du décret du 11 décembre 2007. Sur l'initiative du MEDDE, un groupe de travail constitué d'agents du MEDDE et d'établissements publics s'est attaché à analyser dès le début de sa mise en œuvre les études produites en application de cette réglementation. Cet article s'inspire en grande partie des travaux de ce groupe de travail, il en reprend les principaux enseignements. L'étude de dangers des levées du Val de Loire a particulièrement servi de support pour la rédaction de cet article. Sont abordés dans cet article les différents bénéficiaires des études de dangers, le périmètre d'étude, les données d'entrée en soulignant notamment la nécessité de fonder l'étude de dangers sur un diagnostic approfondi du système d'endiguement et sur une bonne connaissance de son environnement, l'importance de définir une politique de surveillance et d'entretien du système d'endiguement en adéquation avec les capacités et les engagements du gestionnaire à maintenir les performances de ses ouvrages, et l'analyse de risque. Au sujet de ce dernier point, l'article définit quatre niveaux caractérisant l'efficacité et la sûreté des systèmes d'endiguement : niveau de danger, de sûreté, de sécurité et de protection, le dernier cité étant en concordance avec le l'article R.214-119-1 du code de l'environnement introduit par le décret du 12 mai 2015.

ABSTRACT

Risk Analysis for Hazard studies ("Etudes de dangers") of levee systems is a recent approach in French regulation, introduced by the decree of December, 11 2007. Since the application of this regulation, a working group, initiated by the ministry in charge of Environment and composed by some staff of this ministry and its public establishments, has been in charge of a continuous analysis of the studies produced. This paper is based on the works of this group and exposes the main lessons learned. Particular help for its writing was brought by the hazard study of the Val de Loire Levees. It addresses the topics of: main beneficiaries of hazard studies, aim and geographical scope of these studies, input data. It underlines the necessity of establishing a detailed diagnosis of the levee system and of having a good knowledge of the environment to serve as a base for carrying out the hazard study, the need for a well defined operating and maintenance policy in accordance with ability and commitments of the levee manager to maintain the performances of its assets, and the risk analysis. Four levels defining the efficiency and the safety of levee systems are defined to help understanding the risk analysis: danger level, safety level, security level and protection level. This last one is expressed in accordance with the new regulation introduced in the legal code of environment, by the decree of the 12 May 2015.

⁴ Auteur correspondant

1. INTRODUCTION

La réalisation des études de dangers des ouvrages hydrauliques de protection contre les inondations est une démarche récente initiée par la réglementation issue du décret du 11 décembre 2007. Sur l'initiative du MEDDE, un groupe de travail constitué d'agents du MEDDE et d'établissements publics s'est attaché à analyser dès le début de sa mise en œuvre les études produites en application de cette réglementation. Il avait notamment pour objectif d'identifier les pratiques et éléments de réussite dans la conduite de telles études.

Dans la continuité des recommandations du groupe de travail, les évolutions législatives et réglementaires récentes (décret du 12 mai 2015 et textes subséquents) sont venues appliquer au système d'endiguement plutôt qu'aux digues la notion d'étude de dangers.

Les enseignements issus du retour d'expérience associé à l'analyse des études déjà menées soulignent les apports essentiels de ces études à une démarche de gestion des risques d'inondation cohérente et coordonnée. Mais il faut pour cela que leurs concepts et limites soient bien compris et partagés par l'ensemble des acteurs, et que les différentes parties qui les composent s'articulent dans un ensemble construit et logique.

Cet article s'attache ainsi à développer les enseignements principaux qui sous tendent l'unité de la démarche de telles études autour des points suivants :

- les bénéficiaires des études de dangers ;
- le périmètre d'étude ;
- les données d'entrée ;
- la surveillance et l'entretien des systèmes d'endiguement ;
- l'analyse de risque ;
- les niveaux caractéristiques de l'efficacité et de la sûreté d'un système d'endiguement.

2. LES BENEFICIAIRES DES ETUDES DE DANGERS

Les résultats d'une étude de dangers de digue intéressent en priorité trois cibles potentielles :

- le gestionnaire du système d'endiguement ;
- les responsables locaux des politiques de prévention des inondations et de gestion de crise ;
- les populations en zone protégée.

2.1 Le gestionnaire du système d'endiguement

Le responsable du système d'endiguement est essentiellement à la recherche de caractéristiques et de performances d'ordre technique relatives au système d'endiguement dont il a la charge (tronçonnage fonctionnel, points faibles, niveaux de protection et de sûreté, scénarios accidentels, réduction de la vulnérabilité, hiérarchisation dans le cadre d'un programme de travaux d'entretien ou de confortement...).

L'étude de dangers va lui apporter une connaissance accrue des éventuelles faiblesses et des risques liés à son système d'endiguement. Il pourra ainsi fonder et mettre en œuvre sur une base objective des mesures de réduction de ces risques, en adaptant notamment ses politiques de réhabilitation, d'entretien et de surveillance, conformément à la démarche exposée dans l'ILH [3] et plus particulièrement sa section 5.1.

2.2 Les responsables locaux des politiques de prévention des inondations et de gestion de crise

L'étude de dangers est génératrice d'informations susceptibles d'intéresser l'ensemble des acteurs locaux en lien avec la problématique de gestion des inondations. C'est particulièrement le cas des politiques d'aménagement du territoire et de gestion de crise qui pourront notamment valoriser dans leurs actions : les performances du système définies en termes de niveaux de protection et de sûreté, la caractérisation hydraulique (hauteurs, vitesses, temps d'arrivée et de montée, durée) de l'inondation de la zone protégée et les conséquences de celle-ci.

Ces questions vont généralement au-delà des prérogatives d'un responsable de système d'endiguement. Il est donc important de définir les limites de son action et les liens qui peuvent exister entre l'étude de dangers et les documents de politiques publiques relatifs à la prévention des inondations.

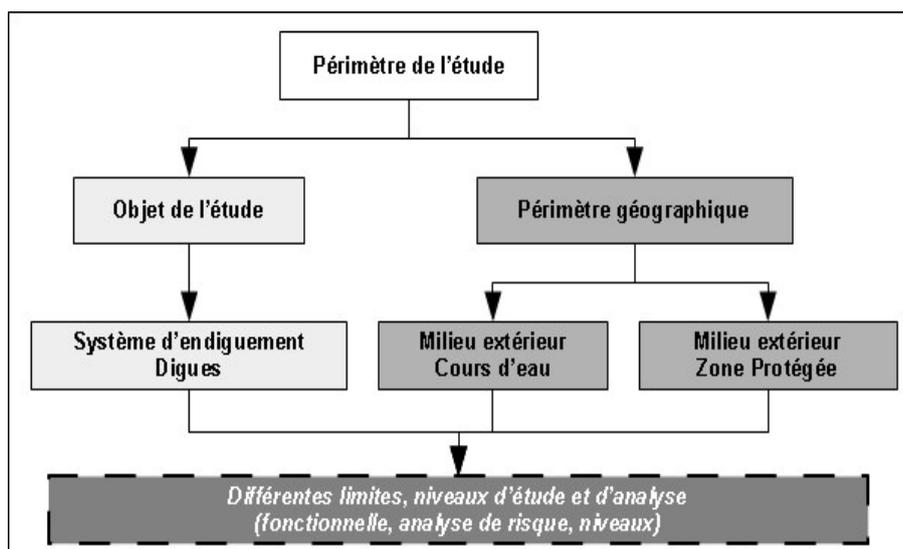
2.3 Les populations en zone protégée

L'étude de dangers peut contribuer à diminuer la vulnérabilité des personnes présentes dans la zone protégée en leur donnant une information adaptée sur les risques d'inondation encourus. Plus particulièrement, elle doit aider à la prise de conscience par les populations des caractères ni infaillibles, ni insubmersibles des digues et d'un niveau de protection réel souvent bien inférieur à la cote de crête de ces ouvrages.

Le résumé non technique de l'étude de dangers doit ainsi contenir une partie spécifique qui reprend et explique les performances du système d'endiguement et les conséquences de ses défaillances. Sa rédaction doit être particulièrement soignée, pédagogique et illustrée, et il doit être rendu accessible et compréhensible à tout public.

3. LE PERIMETRE D'ETUDE

Le périmètre d'une étude de dangers revêt deux dimensions. La première est relative à l'objet de l'étude : le système d'endiguement. La deuxième est relative au périmètre géographique (milieu extérieur au système) sur lequel l'étude est menée. Cette dernière se scinde en deux parties situées de part et d'autre de l'ouvrage : le milieu eau (cours d'eau, mer) et le milieu zone protégée.



Graphique 1 : décomposition du périmètre de l'étude de dangers, source [1]

Si cette démarche paraît satisfaisante du point de vue conceptuel, elle peut être délicate à mettre en application, en raison notamment du morcellement des responsables sur un même système d'endiguement et/ou de l'importance de l'emprise des zones protégées. La création d'une compétence exclusive des communes et de leurs établissements publics de coopération intercommunale portant sur la prévention des inondations (Gémapi) et les évolutions réglementaires en cours sont cependant susceptibles d'améliorer à terme ce contexte défavorable.

En tout état de cause, le périmètre et l'objet de l'EDD doivent être clairement présentés et illustrés (cartographie à une échelle adaptée). Leurs limites ne peuvent pas être arrêtées arbitrairement, elles doivent tendre à une recherche de cohérence hydraulique du système étudié.

4. LES DONNEES D'ENTREE

Les données d'entrée d'une étude de dangers constituent le socle de l'étude. Elles alimentent l'analyse de risques dont la qualité dépendra en grande partie de leur pertinence. L'ensemble des données d'entrée permet de constituer la partie « **diagnostic** » qui s'intéresse évidemment aux ouvrages du système d'endiguement, mais aussi à leurs environnements proches ou peu éloignés de part et d'autre de leur crête (berges, estran, milieu eau, rive opposée, zone protégée...), à la caractérisation des sollicitations qui les affectent (naturelles et anthropiques), à leur historique (construction, modification, retour d'expérience, accidentologie...), à leurs modalités de gestion et d'entretien.

4.1 Données existantes

Le gestionnaire de l'ouvrage doit mettre à disposition du rédacteur de l'étude l'ensemble des données susceptibles de lui être utiles. C'est pourquoi il est conseillé au commanditaire de l'étude de dresser un état des lieux des données disponibles préalablement à la commande et de vérifier que ces dernières sont toujours valides eu égard aux éventuelles modifications apportées à l'ouvrage ou à son environnement.

Dans le cas contraire, il sera amené à procéder à une mise à jour des données qui seraient obsolètes, cette mise à jour étant préalable et faite par le commanditaire ou intégrée au cahier des charges des études à mener pour la production de l'étude de dangers.

Le cahier des charges de l'étude de dangers doit aussi imposer au rédacteur de l'étude une analyse critique et argumentée des données fournies afin de déterminer leur potentiel de réutilisation et d'identifier les éventuelles lacunes. Cette analyse portera notamment sur la teneur, la qualité et la quantité des données disponibles. Elle doit permettre une appropriation et une validation des données d'entrée par le rédacteur de l'étude de dangers.

4.2 Les études préliminaires

Les données existantes peuvent s'avérer insuffisantes (en quantité et en qualité) pour pouvoir mener une étude de dangers. Dans ce cas, il est conseillé de mener des études préliminaires portant sur la connaissance d'objets (ouvrages ou partie d'ouvrages, environnement...) ou de phénomènes particuliers (hydraulique, mécanique, géotechnique...) dont les résultats viendront alimenter l'étude de dangers.

Certaines de ces études préliminaires peuvent concerner plusieurs systèmes d'endiguement, requérir des compétences très spécifiques et/ou dépasser les intérêts d'une étude de dangers. Dans ce cas, une mutualisation des moyens entre les bénéficiaires potentiels de ces études est à rechercher. Certaines études sont encore au stade de la recherche ou du développement (caractérisation des sollicitations maritimes ou torrentielles...) ou pourraient même être réalisées à l'échelon national (hydrologie fluviale, accidentologie, retour d'expérience sur les ouvertures de brèches et/ou modélisation de ce phénomène...).

4.3 Les recherches historiques

La connaissance détaillée des événements passés significatifs et leur vécu pour le système d'endiguement et son environnement proche, dont la zone protégée en termes d'inondations, constitue une source d'informations souvent essentielles qui pourront être réinvesties dans différentes parties de l'étude de dangers.

En effet, la nature et l'intensité des événements subis et la réponse de l'endiguement à ces sollicitations donnent des informations précieuses sur le fonctionnement et les niveaux de performances du système. De même la recherche d'éléments concernant l'historique de la morphologie de l'environnement proche des ouvrages pourra faire émerger des facteurs importants à prendre en compte dans l'analyse de risques (divagation et respiration du cours d'eau, paléo chenaux, évolution morphologique de l'estran...).

Cependant, de telles recherches historiques sont généralement très chronophages et l'obtention de résultats valorisables peut être incertaine. Il subsiste ainsi souvent une interrogation sur les moyens (humains et

financiers) que les prestataires vont réellement consacrer à ce volet qui est généralement en marge de leur champ de compétence.

C'est pourquoi en préalable à l'étude de dangers, il peut être judicieux pour un maître d'ouvrage de faire réaliser ces recherches historiques par des spécialistes. Si ce n'est pas le cas, il doit impérativement expliciter ses attentes en la matière dans le cahier des charges de l'étude et formaliser un poste de rémunération spécifique

4.4 La bonne échelle géographique

La connaissance du contexte géographique plus ou moins lointain peut constituer un éclairage complémentaire porteur d'informations pertinentes par rapport au système d'endiguement étudié. Il convient de citer à ce titre :

- les facteurs d'évolution hydrologique (couverture et usage des sols, ruissellement...);
- les facteurs d'évolution géomorphologique (érosion, transports solides, effacement de seuils...);
- les caractéristiques hydrauliques du lit et des ouvrages d'amont, notamment le rôle des réservoirs de stockage des crues, de nouveaux endiguements et/ou de zones d'expansion de crues.

Selon les configurations, il peut s'avérer pertinent de raisonner à des échelles emboîtées du bassin versant vers une échelle plus réduite, pour préciser progressivement les impacts les plus évidents.

Le recours à un établissement territorial de bassin peut être une solution pour la réalisation d'études à une échelle couvrant l'ensemble du bassin versant. La réforme applicable à compter du 1er janvier 2018 attribuant aux établissements publics de coopération intercommunale à fiscalité propre la compétence obligatoire relative à la gestion des milieux aquatiques et la prévention des inondations est probablement de nature à faciliter la réalisation de telles études concertées.

4.5 Le diagnostic par tronçons homogènes

Le diagnostic d'un système d'endiguement consiste à établir :

- un état des lieux des ouvrages constitutifs du système d'endiguement et de leur fiabilité ;
- un état des lieux de l'environnement proche du système d'endiguement ;
- un recensement des sollicitations que le système d'endiguement peut subir et une analyse de son fonctionnement lorsqu'il est soumis à ces sollicitations.

Ce diagnostic comporte principalement :

- des levés topographiques des ouvrages et de l'environnement proche du système d'endiguement ;
- des études géologiques et géotechniques ;
- des études hydrologiques, hydrauliques et morpho dynamiques sur les milieux eau et zone protégée ;
- une analyse fonctionnelle du système d'endiguement en interaction avec son environnement ;
- des conclusions sur les performances de chaque élément et du système.

Les différents volets du diagnostic vont faire émerger des tronçons de digues plus ou moins homogènes au regard de la dimension regardée (type d'ouvrage, géométrie, géotechnique, sollicitations, enjeux...). Le rédacteur de l'étude doit présenter et argumenter un découpage pertinent du système d'endiguement objet de l'analyse de risque.

En règle générale, les méthodes de diagnostic ont en commun la constitution de tronçons homogènes sur lesquels une évaluation du risque de rupture est réalisée en considérant divers modes de rupture. Il est appréciable que ce diagnostic fasse apparaître :

- les éventuels dispositifs de sécurité ou barrières (filtration, étanchéité, protection) à prendre en compte dans l'évaluation des modes de rupture ;
- l'évaluation de la surveillance en place le cas échéant, dans le but de juger son efficacité à détecter l'initiation et la progression d'un désordre pour intervenir avant qu'il n'atteigne un niveau irréversible.

5. LA SURVEILLANCE ET L'ENTRETIEN DES SYSTEMES D'ENDIGUEMENT

La surveillance et l'entretien d'un système d'endiguement doivent permettre de garantir le maintien de ses performances, à savoir les niveaux de protection et de sécurité qu'il apporte à la zone protégée.

C'est donc l'ensemble des éléments composant le système d'endiguement (ouvrages englobés, ouvrages annexes, éléments naturels...) ainsi que son environnement proche (berges, lit mineur, estran, rive opposée...), ayant un impact direct ou indirect sur les performances, qui doivent bénéficier d'une surveillance et, le cas échéant, d'un entretien.

Le gestionnaire limite ses actions de surveillance et d'entretien aux composants du système d'endiguement dont il a la charge. Toutefois, lorsque la maîtrise du système d'endiguement repose sur plusieurs gestionnaires, il est très souhaitable qu'une convention définisse les relations et les échanges entre ceux-ci. Leur rapprochement visera à assurer de façon pérenne une gestion globale et cohérente de l'ensemble du système d'endiguement.

L'étude de dangers doit fournir une description puis une analyse des consignes de surveillance et d'entretien du responsable du système d'endiguement. Elle porte notamment sur l'adéquation entre, d'une part, la complexité du système d'endiguement, les scénarios de défaillance envisageables et l'importance des enjeux protégés et, d'autre part, les moyens mis en œuvre par le responsable du système et les gestionnaires mandatés pour répondre aux obligations réglementaires.

Deux niveaux d'interactions existent entre les consignes écrites et l'étude de dangers. Dans un premier temps, l'analyse de risque doit prendre en compte les actions de surveillance et d'entretien mises en place par le responsable de l'endiguement eu égard aux moyens qu'il se donne pour les réaliser. Dans un deuxième temps, le responsable de l'endiguement doit adapter sa politique de surveillance et d'entretien de manière à maintenir, voire améliorer, les barrières de sécurité qui ont été identifiées par l'étude de dangers.

La politique de surveillance et d'entretien est naturellement définie en fonction du niveau de service visé par l'organisation et des contraintes qui s'imposent au responsable. Celles-ci sont particulièrement importantes durant les périodes de crue ou de tempête. Elles sont liées à :

- l'hydrologie, notamment la cinétique et l'intensité des événements ;
- l'accessibilité des ouvrages qui peut temporairement être compromise ;
- la sécurité du personnel chargé de la surveillance des ouvrages ;
- les moyens humains disponibles qui généralement ne proviennent pas seulement des moyens propres du gestionnaire qui sont dimensionnés pour les périodes courantes.

En termes de niveau de service visé par l'organisation du responsable de l'endiguement, il peut être retenu en fonction d'une ambition croissante :

- être capable d'anticiper l'événement hydrologique ;
- y ajouter la capacité de surveiller les ouvrages en temps réel de manière à détecter d'éventuels désordres, évaluer ainsi le niveau de risque et d'informer les autorités en charge de la sécurité des populations du niveau de sollicitation prévisible de l'ouvrage ;
- y ajouter la capacité à conforter les ouvrages avant qu'une brèche ne survienne et avoir ainsi un contrôle optimal du niveau de risque.

6. ANALYSE DE RISQUE

L'analyse de risque constitue le cœur et le fondement d'une étude de dangers. Elle est menée à partir des données disponibles et des résultats du diagnostic dont la qualité conditionne la pertinence du choix des scénarios de défaillances ou de dépassements des capacités du système d'endiguement.

Le niveau des connaissances disponibles et les incertitudes liées à ces connaissances doivent être intégrés par l'analyse de risques et apparaître dans ses principaux résultats : probabilité de rupture, gravité des défaillances, niveau de sécurité, niveau de protection....

Les méthodes d'analyse de risque sont multiples. C'est au rédacteur de l'étude de choisir la méthode qui lui semble la plus adaptée au système d'endiguement concerné et aux connaissances qu'il détient. D'une manière générale, le rédacteur de l'étude doit :

- exposer ses données d'entrée ;
- présenter les méthodes utilisées ;
- justifier ses hypothèses ;
- présenter et discuter les résultats obtenus notamment leurs incertitudes.

6.1 Probabilité de défaillance d'un système d'endiguement et choix des modélisations de défaillance

L'analyse de risque d'un système d'endiguement doit aboutir à une évaluation des probabilités de défaillance et/ou de dépassements des capacités des ouvrages de protection. Cette évaluation peut être quantitative ou qualitative, l'important est que le rédacteur de l'étude expose clairement sa démarche, justifie ses hypothèses et reste critique sur les résultats auxquels il aboutit.

Le recours à des probabilités chiffrées n'est pas une obligation et, en l'état actuel des connaissances, reste entouré de grandes incertitudes. L'intérêt principal est de faciliter une hiérarchisation des scénarios accidentels afin de faire émerger les plus probables. Cependant, un tel résultat peut tout à fait être obtenu sans passer par des probabilités chiffrées.

Une approche à dire d'expert peut dans de nombreux cas être privilégiée, notamment en cas de diagnostic insuffisant ou d'enjeux limités. Il convient dans tous les cas que les critères ayant conduit au résultat de l'évaluation du dire d'expert ou de la probabilité chiffrée soient clairement exposés et expliqués.

L'évaluation des risques par tronçon homogène permettra d'obtenir une cartographie du risque que le responsable du système d'endiguement et les responsables de la sécurité des personnes pourront exploiter afin d'adapter leurs actions. Lorsque cela est possible et cohérent, l'agglomération des résultats obtenus par tronçon peut aboutir à une évaluation des risques sur l'ensemble du système d'endiguement. Ce résultat macroscopique permet un affichage des performances globales du système d'endiguement principalement à destination des populations.

Si tous les scénarios de défaillances doivent être envisagés, il est impossible d'en faire une analyse exhaustive. Le rédacteur de l'étude doit donc particulièrement s'attarder sur les scénarios les plus probables, les plus dangereux du point de vue des enjeux, et les plus critiques, car simultanément probable et dangereux. Il pourra ainsi en dégager une représentation des grandes familles de scénarios d'inondation de la zone protégée, en exposant les critères qui ont motivé ses choix.

6.2 Gravité des scénarios

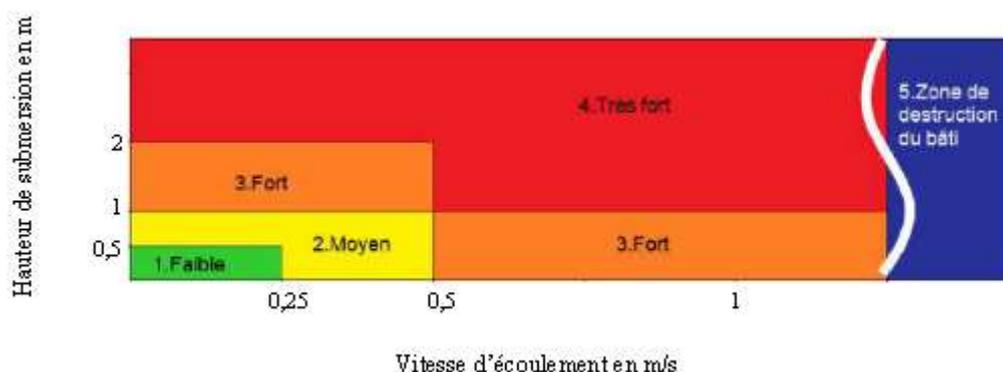
La gravité d'un scénario accidentel dépend :

- de l'intensité et de l'étendue du phénomène dangereux ;
- de la vulnérabilité des enjeux atteints.

6.2.1 Intensité des écoulements dans la zone protégée

Un modèle hydraulique bidimensionnel est souvent utilisé pour évaluer l'intensité du phénomène dangereux, notamment lorsque la zone protégée est étendue. Cependant, une représentation fine de la topographie de la zone protégée, prenant notamment en compte tous les obstacles à la propagation des eaux, est un pré-requis nécessaire à la mise en œuvre d'un tel outil.

Il permet en effet de simuler la propagation des inondations dans la zone protégée et d'en évaluer les paramètres d'écoulement : zone inondée, hauteur d'eau maximale, vitesse horizontale, temps de propagation de l'onde d'inondation et temps de montée de l'eau. Tous ces paramètres ne sont toutefois pas nécessairement utilisés et c'est le plus souvent un croisement hauteur x vitesse horizontale qui est utilisé, par analogie aux critères des PPRi.



Graphique 2 : Caractérisation de l'intensité des écoulements dans la zone protégée utilisée pour les études de dangers des digues de classe A du Val de Loire. La méthode de caractérisation de l'intensité d'inondation conduit en l'occurrence à définir 5 niveaux d'intensité. Source [2]

6.2.2 Vulnérabilité des enjeux dans la zone protégée

La vulnérabilité d'une zone protégée par un système d'endiguement traduit la nature et l'importance des dommages auxquels les enjeux qui composent ce territoire se voient potentiellement exposés pour les différentes intensités d'événements d'inondation susceptibles de se réaliser. La nature variable et difficilement comparable des dommages conduit à la mise en évidence de différents types de vulnérabilité qui sont choisis en fonction des dommages auxquels on s'intéresse.

Le plus souvent, il est fait le choix d'apprécier la gravité des scénarios étudiés à travers l'analyse de la vulnérabilité des populations présentes dans la zone protégée. Le choix de la méthode pour estimer la vulnérabilité appartient au rédacteur de l'étude dans le respect du cahier des charges de l'étude.

6.2.3 Exemple de caractérisation de la vulnérabilité dans la zone protégée

La vulnérabilité dans les zones protégées par les digues de classe A du Val de Loire est estimée sur la base des cinq classes de la grille d'intensité de l'aléa d'inondation (voire graphique 2), pour différents types d'enjeux de la zone protégée contenant des populations : habitat, activités, voies de communication, enjeux sensibles et enjeux participant à la gestion de la crise.

Le croisement aléa – enjeux est effectué par l'intermédiaire d'un Système d'Information Géographique. Il permet d'associer une valeur d'aléa à chaque type d'enjeu en fonction de son implantation. Chaque type d'enjeu humain, fonction de sa localisation et du type de bâtiment, se voit alors attribué un indicateur de mise en danger traduisant sa situation dans une des cinq classes d'intensité de l'aléa d'inondation en termes de pourcentage de sa population potentiellement menacée. Cette mise en danger est définie en fonction de la nature de l'enjeu considéré, et notamment de sa possibilité de mise à l'abri.

Ces valeurs ont été données à dire d'expert, par le comité de pilotage technique de l'étude (DREAL Centre, Irstea, CEREMA). Elles n'ont pas vocation à refléter une réalité absolue de la mise en danger mais à permettre la comparaison et le classement des différents scénarios d'inondation retenus dans le cadre de l'Étude de dangers.

Intensité de l'aléa d'inondation	Mise en danger « Habitat R0 »
5. Zone de destruction du bâti	95 % (du total)
4. Très fort	70 % (du total)
3. Fort	30 % (du total)
2. Moyen	5 % (du total)
1. Faible	0 % (du total)

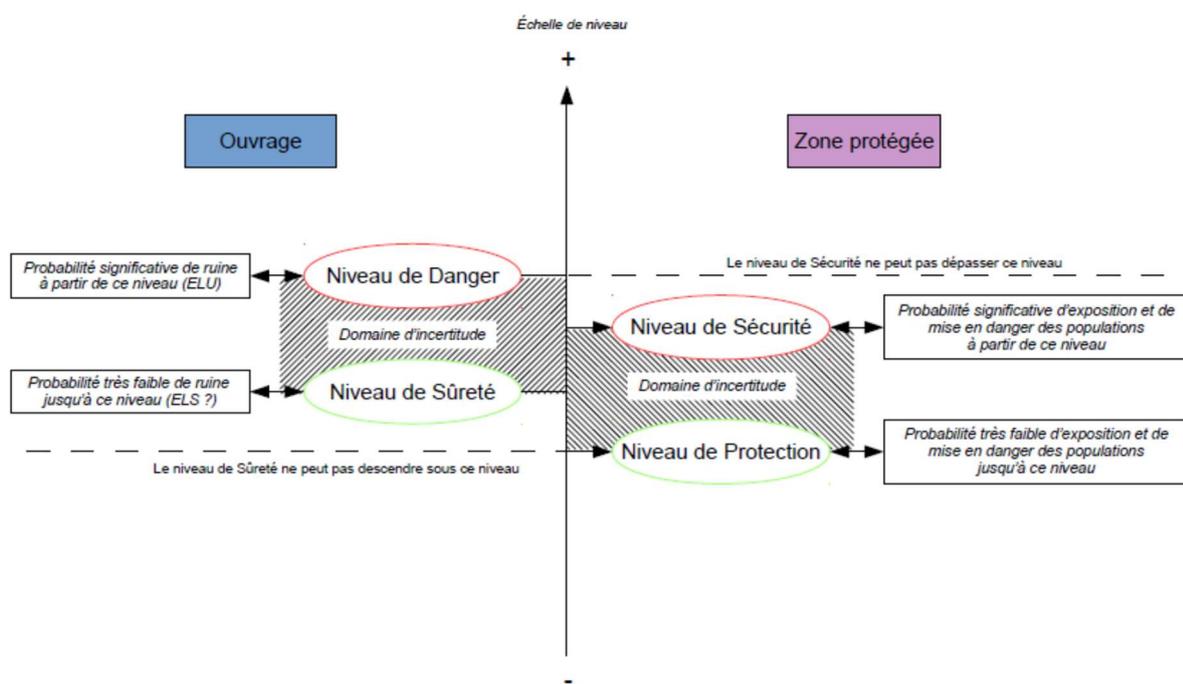
Graphique 3 : exemple de pourcentage de mise en dangers pour l'habitat de plain-pied, source [2]

7. LES NIVEAUX CARACTERISTIQUES DE L'EFFICACITE ET DE LA SURETE D'UN SYSTEME D'ENDIGUEMENT

L'étude de dangers d'un système d'endiguement a notamment, dans le cadre général d'une estimation du risque, pour objectif de justifier certaines garanties sur la protection apportée par le système sollicité par un événement hydrologique dont l'intensité est caractérisée en référence à une mesure localisée. Cette mesure peut être soit un niveau d'eau à une station hydrologique connue pour les cours d'eau qui en sont équipés, soit une estimation des lames d'eau sur un secteur géographique donné fournie par Météo France, soit un niveau marin couplé à des caractéristiques de houle pour le milieu marin.

Ces garanties de protection peuvent être jalonnées par quatre seuils caractéristiques de la sûreté et de l'efficacité d'un système d'endiguement : niveau de sûreté, niveau de dangers, niveau de protection et niveau de sécurité. Les deux premiers sont relatifs au système d'endiguement et intéressent directement le gestionnaire du système d'endiguement, tandis que les deux derniers concernent la zone protégée et sont utiles pour les autorités en charge de la sécurité des populations.

Le graphique 4 illustre ces niveaux en montrant leurs interactions.



- NB :**
- Le niveau de Sécurité est par construction (marge réduite de sécurité) inférieur au niveau de Danger.
 - Le niveau de Sécurité peut être inférieur au niveau de Sûreté
 - Le niveau de Sécurité est supérieur ou égal au niveau de Protection
 - Le niveau de Protection est nécessairement inférieur ou égal au niveau de Sûreté

Graphique 4 : schéma des différents niveaux liés aux ouvrages et à la zone protégée, source [1]

7.1 Niveau de sûreté (des ouvrages)

Pour un tronçon de digue, il s'agit du niveau limite en deçà duquel **un endommagement du tronçon est improbable** avec les marges de sécurité correspondant à un état limite de service lorsque cette notion s'applique. À ce niveau la probabilité conditionnelle de rupture du tronçon est faible (par exemple de l'ordre de 1 %).

7.2 Niveau de danger (des ouvrages)

Pour un tronçon de digue, il s'agit du niveau limite au-delà duquel **une rupture devient fortement probable** avec les marges de sécurité correspondant à un état limite ultime lorsque cette notion s'applique.

Ce niveau est atteint lorsque le maintien ou l'augmentation de la sollicitation hydraulique sur le système d'endiguement ne permet pas de garantir l'absence de désorganisation de la structure d'un tronçon ou des mouvements de terrains significatifs et, en conséquence, est susceptible de conduire à la ruine de l'ouvrage.

Pour les digues en terre, le niveau de danger peut être ainsi défini comme l'événement contenu correspondant à la crête de la digue, si celle-ci est correctement conçue et entretenue mais qu'elle n'est pas protégée contre les déversements :

- si la digue n'est pas correctement conçue ou a été mal entretenue, la détermination du niveau de danger est établie à la suite d'un diagnostic ;
- si la digue est correctement conçue et entretenue et qu'elle est protégée contre les déversements, le niveau de danger dépasse la crête de digue et est fonction de la hauteur de déversement maximale admissible.

7.3 Niveau de protection (de la zone protégée)

Le niveau de protection est le niveau d'eau pour lequel il a été démontré **l'absence de venue d'eau directement du cours d'eau ou de la mer dans la zone protégée**. La démonstration sera faite avec les marges de sécurité normales de service. Par exemple, une référence aux coefficients de sécurité à appliquer pour les états limites de service d'une construction pourra permettre d'apprécier les justifications fournies pour un tronçon ou un aménagement accessoire.

Néanmoins, des limites à la protection sont admissibles. Ainsi, les venues d'eau par ruissellement et celles résultant de la remontée de nappes ou encore de crues d'affluents peuvent par défaut ne pas entrer dans l'analyse des performances des systèmes d'endiguements, sauf s'il est démontré qu'elles sont indissociables du fonctionnement normal du système. Ainsi, il est admissible qu'une zone protégée soit inondée par des eaux de ruissellement dont l'évacuation est empêchée par l'endiguement, sauf si le système comprend une station de pompage prévue à cet effet.

Lorsque l'ampleur géographique de la zone protégée le justifie, plusieurs niveaux de protection différents peuvent être établis. Dans ce cas, chacun des niveaux de protection est associé à une sous-partie délimitée de la zone protégée.

7.4 Niveau de sécurité (des populations)

Le niveau de sécurité est relatif aux **conséquences de l'inondation de la zone protégée**. En pratique, pour les systèmes ne comportant pas de déversoirs ou de tronçons aménagés pour admettre des déversements, le niveau de sécurité est déterminé en prenant une marge réduite par rapport au niveau de danger. Cette marge doit être justifiée par l'étude de dangers pour tous les mécanismes de rupture. Cette marge dépend :

- des incertitudes hydrologiques et hydrauliques, ainsi que des incertitudes liées à la modélisation numérique ;
- du degré de confiance que le rédacteur de l'étude a dans les études géotechniques afférentes à l'ouvrage ;
- de la qualité de la maintenance et de la surveillance que le gestionnaire met en œuvre.

Pour les systèmes d'endiguement comportant des déversoirs ou des tronçons aménagés pour admettre des déversements, l'étude de dangers devra comporter des scénarios de déversement visant à identifier d'éventuelles zones d'aléa fort à prendre en compte pour la détermination du niveau de sécurité.

8. CONCLUSION

Les résultats d'une étude de dangers d'un système d'endiguement intéressent plusieurs cibles : le gestionnaire du système d'endiguement concerné par les performances de son système d'endiguement, les responsables locaux des politiques de prévention des inondations, les autorités en charge de la sécurité des populations et de la gestion de crise et les populations qui doivent être informées.

La détermination du périmètre de l'étude, tout en restant réaliste, est essentielle à l'émergence d'une cohérence de l'approche sans laisser de questions importantes de sécurité sans réponse.

L'évaluation de l'état du système d'endiguement est la fondation sur laquelle l'analyse de risques sera élaborée. Les données d'entrée sont normalement collectées ou créées au titre du diagnostic ; il peut s'agir de données existantes, des résultats obtenus à partir d'études préliminaires ou de recherches historiques.

La surveillance et l'entretien des systèmes d'endiguement sont des facteurs importants de maîtrise des risques ; la capacité du ou des gestionnaires à s'engager à conduire de telles actions dans la durée constitue ainsi un facteur essentiel de maîtrise des risques.

L'analyse des risques est le cœur de l'étude. Elle nécessite de :

- bien cerner les probabilités de défaillances et rester réaliste ;
- s'attarder sur les scénarios les plus significatifs ;
- mieux qualifier les risques aux personnes comme cela a été notamment réalisé dans le cadre de l'EDD des digues du Val de Loire.

Au final, il importe que la maîtrise de la réponse du système d'endiguement aux sollicitations hydrauliques et la connaissance du niveau de danger dans la zone protégée soient présentées et démontrées par le responsable du système d'endiguement dans le cadre et au moyen de l'outil réglementaire que constitue l'étude de dangers.

Quatre niveaux caractéristiques sont ainsi proposés en fonction du comportement du système et des conséquences probables de sa défaillance. Ainsi, la réponse du système d'endiguement doit être prévue en fonction du niveau de sûreté, en dessous duquel la dégradation des composants du système d'endiguement est improbable, et du niveau de dangers, au-delà duquel la rupture du système d'endiguement est probable à court terme. L'absence d'eau provenant directement du cours d'eau ou de la mer et l'absence de dangers pour les populations sont garanties jusqu'au niveau de protection. La mise en danger des populations est certaine au-delà du niveau de sécurité.

La définition de ces niveaux et leur caractérisation par le responsable de l'étude doit s'accompagner d'un partage et d'une appropriation par l'ensemble des acteurs de la prévention des inondations afin d'alimenter des démarches de gestion des risques coordonnées et cohérentes, adapté au niveau de responsabilité de chacun. C'est tout l'objet des travaux menés sur l'évolution du contenu des EDD de système d'endiguement, dans la perspective tracée par les évolutions réglementaires du décret du 14 mai 2015.

REMERCIEMENTS

Les membres du GT « Études de dangers des digues » :

Au titre de l'Administration Centrale du MEDDE :

Kahan Jean-Marc, Directeur du STEEGBH au SRNH

Le Delliou Patrick, BETCGB STEEGBH

Loudière Daniel, Vice-Président du CTPBOH, animateur du Groupe de travail

Rat Gilles, STEEGBH au SRNH

Salmon David, BETCGB, en charge du secrétariat technique du GT

Tabard Laurence, STEEGBH au SRNH, en charge du secrétariat administratif du GT

Au titre des services déconcentrés du MEDDE :

Begic Ivan, DREAL Rhône-Alpes

Boulay Arnaud, DREAL Centre

Criado David, DREAL PACA

Godayer Claire, DREAL Rhône-Alpes

Le Barbu Erwan, DREAL Franche-Comté

Martin Laurent, DREAL Languedoc-Roussillon

Maurin Jean, DREAL Centre

Newinger Olivier, DREAL Rhône-Alpes

Obe Thomas, DREAL Pays de Loire

Tastet Pierre, DREAL Aquitaine

Cadoret Pierre, DDTM Aude
Fourquet Laurent, DDT Haute-Garonne
Palvadeau Geneviève, DDTM Charente-Maritime
Sarralde Réginald, DDT Haute-Garonne
Sauvagnac Pascal, DDT Haute-Garonne

Au titre du CEREMA :

Chassé Patrick, DTecEMF, Compiègne
Deniaud Yann, DTecEMF, Brest
Goutaland David, DTerCE, Lyon
Ledoux Patrick, DTerMed, Aix-en-Provence
Lebreton Pascal, DTecEMF, Compiègne
Massardi Michaël, DTerCE, Autun
Piney Stéphane, DTerNC, Blois
Prel Pauline, DTerNC, Blois
Salomon Pierre, DTerNC, Blois

Au titre des établissements publics associés :

Beullac Bruno, IRSTEA Aix-en-Provence
Duval Christophe, INERIS
Mériaux Patrice, IRSTEA Aix-en-Provence
Poulain Daniel, IRSTEA Bordeaux
Quefféléan Yann, ONF Service RTM
Théoleyre Fiona, INERIS
Tourment Rémy, IRSTEA Aix-en-Provence

RÉFÉRENCES ET CITATIONS

- [1] Synthèse des travaux du GT EDD DIGUE, transmis par son président Daniel LOUDIERE le 26 juin 2015 à la DGPR,
- [2] Étude de dangers des levées du Val de Loire, digues de classe A
- [3] CIRIA, MEDDE, USACE, 2003, The International Levee Handbook

BARRAGE DU PATY : UN MANQUE DE DONNEES HISTORIQUES QUI REND DIFFICILE L'APPRECIATION DES MARGES DE SECURITE

Paty dam: a lack of historical data makes difficult to assess the safety margins

DOI : 10.24346/cfbr_colloque2016_b03

Xavier MOLIN¹, Benoît JACQUEMART¹, Pascale RICHERT² et Sarah DELMAS²
Tractebel

¹Le Delage, 5 rue du 19 mars 1962, 92622 Gennevilliers

²Les Portes de l'Arénas – 455 Promenade des Anglais 06200 Nice

xavier.molin@tractebel.engie.com, benoit.jacquemart@tractebel.engie.com, pascale.richert@tractebel.engie.com,
sarah.delmas@tractebel.engie.com

Céline BRIGNOLLES et Katia LALICHE

Société du Canal de Provence

Le Tholonet, CS 70064, 13182 Aix-en-Provence cedex 5

celine.brignolles@canal-de-provence.com, katia.laliche@canal-de-provence.com

Murielle LINAGE

Mairie de Caromb, 84330 Caromb

dst@ville-caromb.fr

MOTS CLÉS

Barrage historique; stabilité ; modélisation ; comportement

RÉSUMÉ

Barrage du Paty : un manque de données historiques qui rend difficile l'appréciation des marges de sécurité. Le barrage du Paty est un ouvrage historique, mis en service en 1766. Il s'agit d'un ouvrage atypique d'une hauteur de 21,5 mètres, composé de deux murs quasi-verticaux en maçonnerie et d'un remplissage intérieur en tout-venant. Il a été renforcé en partie inférieure par un massif en béton en 1977 pour stabiliser un déplacement irréversible vers l'aval de la crête estimé à 20 cm. Le barrage est exploité depuis près de 250 ans, sans incidents majeurs. La sûreté de l'ouvrage a été augmentée depuis une cinquantaine d'années par le nettoyage des arbres présents sur le parement aval, un complément de drainage du corps de l'ouvrage, la réhabilitation de l'étanchéité du parement amont et de la crête de l'ouvrage, le remplacement des organes hydromécaniques et l'amélioration du dispositif d'auscultation. Une expertise de l'ouvrage a débuté en 2012 par une étude de dangers et une analyse de la stabilité du barrage et se poursuit aujourd'hui avec la revue de sûreté. La rupture potentielle de la partie supérieure selon un cercle de glissement a été retenue pour les études de stabilité. La détermination des marges de sécurité dépend principalement de la capacité à définir les caractéristiques mécaniques des matériaux. Une campagne de reconnaissance a tenté de préciser ces données essentielles. Néanmoins, il n'a pas été possible de récupérer des échantillons intacts du matériau de tout-venant, composé de cailloux noyés dans une matrice plus ou moins argileuse. Néanmoins, l'absence de données précises sur l'ouvrage ne permet pas une analyse fine des marges de sécurité. Les caractéristiques mécaniques requises pour atteindre les marges usuelles de sécurité semblent élevées et il a été recommandé de conforter cet ouvrage.

ABSTRACT

Paty dam: a lack of historical data makes difficult to assess the safety. The Paty dam is a historical structure, commissioned in 1766. It is a unique dam, with a height of 21.5 meters, composed by two near-vertical masonry walls and an inner random fill. Its lower part has been reinforced by a concrete bloc in order to stabilize an irreversible crest displacement estimated to 20 cm. The dam expertise has begun in 2012 by a risk assessment and a dam stability analysis, and continues today with the review of dam safety. The failure of the upper part according to a slip circle has been retained for the stability analysis. The determination of safety margins mainly depends on the ability to define the mechanical properties of materials. Site investigations has attempted to determine these essential data. However, it was not possible to recover undisturbed sample of random fill, composed by rockfills embedded in a more or less clay matrix. The dam is operated without major incident for nearly 250 years. The safety of the structure has been increased for fifty years by cleaning the trees located on the downstream

face, an awareness action of the need to drain the dam body, the rehabilitation of the upstream face and the crest watertightness, the hydromechanical equipments rehabilitation, and the dam monitoring improvement. Nevertheless, the leak of accurate data does not allow a detailed analysis of margins safety. The required mechanical characteristics seem high in order to ensure the usual safety margins, and it as been recommended to strengthen the dam.

1. INTRODUCTION

Le barrage du Paty, situé sur la commune de Caromb, a été construit entre 1764 et 1766 selon les plans du Père Morand. Surélevé dans la foulée, sa hauteur actuelle atteint 21,5 mètres. A ce titre, il s'agit du second plus vieux barrage français encore en activité. Il a également été le premier ouvrage de cette importance jusqu'en 1838, date de la construction du barrage de Grosbois. A l'époque, il avait pour vocation principale l'alimentation des canaux d'irrigation et des moulins communautaires. Alimenté par le bassin versant du Lauron, dont les apports sont faibles, il sert actuellement à des activités de tourisme et de pisciculture. Il joue également un rôle d'écrêteur pour les crues fréquentes du cours d'eau.

Le barrage de Paty est un mur rectiligne, dont l'épaisseur est quasi-constante. Les parements en maçonnerie ont été réalisés en pierres de Caromb, largement utilisées dans les constructions de la région, mais son remplissage est mal connu et il a longtemps été considéré comme un ouvrage en maçonnerie traditionnel. Une échancrure en rive droite du barrage permet d'évacuer les petits débits, mais il est prévu que l'eau déverse directement sur la crête de l'ouvrage pour les crues plus conséquentes. Cela s'est produit plusieurs fois, notamment en 1992 lors de la tristement célèbre crue de Vaison-la-Romaine. La lame d'eau qui s'est déversée par-dessus l'ouvrage est estimée à un mètre par l'exploitant, à cause du colmatage des barrières de sécurité installées sur la crête. Depuis ces barrières ont été démontées.

La découverte de la vraie nature de l'ouvrage s'est amorcée en 1977 avec les travaux de confortement du barrage. Le matériau de remplissage est assimilable à un tout venant. Une mission d'expertise réalisée en 2004 par Bernard Goguel, Expert Coyne et Bellier, a mis l'accent sur l'importance du drainage à l'intérieur du barrage. Les piézomètres installés mettent en évidence que la piézométrie est correctement rabattue, et des travaux complémentaires ont été réalisés en crête pour assurer son étanchéité en cas de déversement. L'idée que le verrou glaciaire pourrait engendrer des effets tridimensionnels favorables à la stabilité de l'ouvrage (contraintes d'arc) a été définitivement abandonnée : cette topographie, effectivement très favorable à l'implantation d'un barrage voûte, nécessite néanmoins un ouvrage suffisamment rigide pour l'établissement d'effets d'arc significatifs, ce qui n'est sûrement pas le cas ici.

D'ailleurs, les mesures topographiques de l'alignement de la crête laissent penser que celle-ci s'est déplacée de 20 cm vers l'aval depuis sa construction. Cette dérive était l'une des raisons du projet de confortement de 1977. Néanmoins, l'absence de reconnaissances dans l'ouvrage, et l'erreur « historique » sur la composition du barrage a poussé les concepteurs à dessiner un confortement pour un ouvrage en maçonnerie classique, dont seules les ruptures par glissement global sur la fondation, ou par renversement, étaient envisagées. Au cours des travaux, la découverte de la vraie nature du matériau de remplissage a modifié la donne. Le bloc culée a donc été édifié dans la gorge, et rehaussé par quelques contreforts, mais sans atteindre la crête, faute de budget.

Quarante ans après ces travaux, les dérives irréversibles observées sur l'ouvrage ont été ralenties, mais non stoppées. Elles se concentrent sur la partie supérieure de l'ouvrage, non confortée, et créent un poinçonnement de la maçonnerie au droit de l'arrêt du "bloc culée" et des contreforts qui le surmontent.

Dans ce contexte, une expertise de l'ouvrage a débuté en 2012 par une étude de dangers et une analyse de stabilité du barrage et se poursuit aujourd'hui avec la revue de sûreté du barrage.

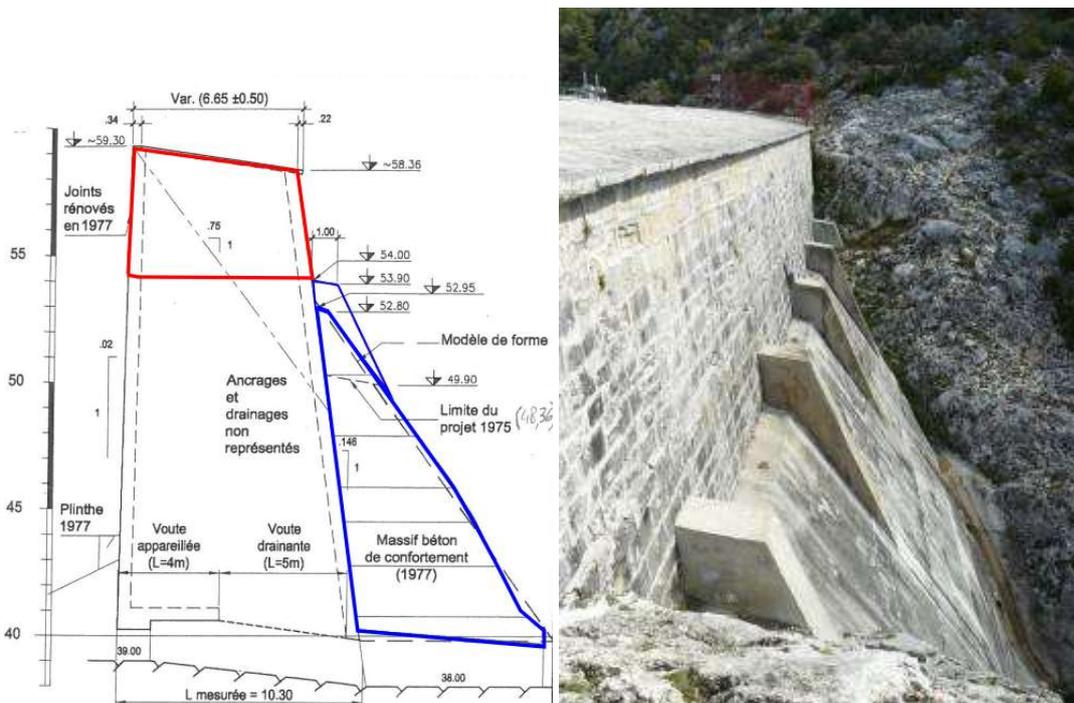


Figure 1 : Coupe type du barrage du Paty. La surélévation est indiquée en rouge, et le massif de confortement aval en bleu. L'ouvrage historique est constitué de deux murs en maçonnerie quasi verticaux, leur épaisseur exacte n'est pas connue, en particulier en partie inférieure. Ils sont repérés et pointillés sur la coupe de manière indicative.

2. MODES POTENTIELS DE RUPTURE

L'analyse de la stabilité de l'ouvrage vise à identifier les ruptures possibles de l'ouvrage, et à les étudier pour déterminer si les marges de sécurité sont acceptables.

Le barrage du Paty est un ouvrage ancien, qui a l'aspect d'un barrage poids, mais est constitué d'un remplissage en tout-venant dont le comportement est assimilable à un remblai. Ses modes de ruptures probables sont spécifiques, et il n'est pas possible d'utiliser les modèles usuels des barrages poids (hypothèse d'une surface de rupture horizontale), ni des remblais (cercles de rupture calculés par la méthode inter-tranche).

Le comportement du barrage du Paty est dicté par le matériau de remplissage, qui vient exercer une poussée sur le parement maçonné. La géométrie de la rupture dépend de l'état de contrainte du matériau de remplissage, que seule une analyse aux éléments finis permet d'estimer de manière satisfaisante. Cette rupture peut avoir lieu à l'amont ou en partie supérieure à l'aval qui n'est pas confortée. A l'amont, la poussée hydrostatique apporte une force stabilisatrice. La possibilité de rupture du parement amont apparaît lorsque le barrage est vide, et serait sans risque immédiat pour les populations aval.

Le scénario le plus critique correspond donc à une rupture de la maçonnerie du parement aval en partie supérieure, non renforcée par le confortement aval poids, sous l'effet de la poussée du matériau de remplissage. La perte d'étanchéité en crête de l'ouvrage mettra vraisemblablement en pression le corps du barrage. Il doit être considéré que cette rupture partielle initialise un effacement complet de l'ouvrage.

Il faut également rappeler que la stabilité de l'ensemble barrage et confortement aval en béton n'est assurée que par la bonne tenue de l'ouvrage historique. Le massif « culée » de confortement aval a été ajouté dans le fond de la gorge pour apporter un surcroît d'épaisseur en partie basse, c'est-à-dire engraisser le profil (que l'on croyait alors relativement homogène), sans prétendre alors reprendre l'intégralité de la pression hydrostatique. Si celle-ci venait à s'appliquer pour une raison ou pour une autre directement sur le parement amont du renfort, son poids ne serait sans doute pas suffisant et sa stabilité serait critique. Les hypothèses de modélisation sous-entendent donc une bonne intégrité du barrage, avec une maintenance adéquate assurant l'étanchéité de la maçonnerie amont et le drainage du remplissage (ce qui est surveillé et attesté par les piézomètres).

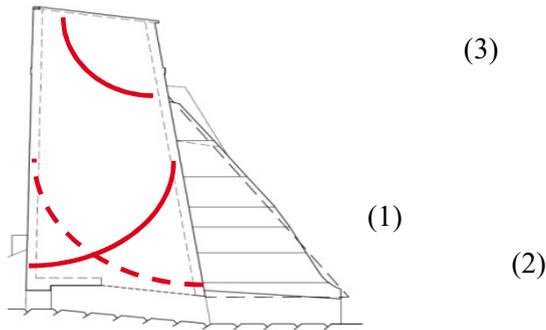


Figure 2 : Modes de rupture envisagés sur l'ouvrage. Le mur amont est stabilisé par la pression de l'eau. Ce mode de rupture (1) ne devient problématique que lorsque la retenue est vide, la population aval n'étant plus exposée au risque. La rupture vers l'aval équivalente (2) a été supprimée par la présence de la culée et par la présence de la culée poids. Un glissement global du barrage a été écarté, l'ouvrage ayant été exploité sans problème majeur pendant plus de deux cents ans avant d'être conforté à l'aval. L'étude s'est concentrée sur la stabilité de la partie supérieure (3)

Le mode de rupture principale a été analysé en s'inspirant des recommandations du CFBR sur les barrages en remblais. Le comportement du barrage repose principalement sur la résistance du matériau de remplissage en tout venant, et correspond donc à de la mécanique des sols. Un modèle numérique a été réalisé pour tenir compte des spécificités uniques de cet ouvrage. Les marges de sécurité correspondent à celles requises pour les ouvrages en remblais. Le comportement du barrage étant analysé à l'aide d'un modèle aux éléments finis, les marges de sécurité (équivalente) ont été appliquées sur les caractéristiques mécaniques.

3. CAMPAGNE DE RECONNAISSANCES

Des reconnaissances géotechniques complémentaires ont été réalisées au cours de l'été 2013. Elles visaient à parfaire la connaissance de l'ouvrage et à mieux définir les données d'entrée de la modélisation. Les objectifs de la campagne étaient doubles : d'une part obtenir une meilleure définition de la géométrie de l'ouvrage en particulier l'épaisseur des parements maçonnés, tester l'existence de chaînes de blocs amont / aval, assimilables à des tirants passifs ou éventuellement un compartimentage du matériau de remplissage, etc. et d'autre part de déterminer les caractéristiques mécaniques du matériau de remplissage : raideur, densité, angle de frottement et cohésion nécessaires à la modélisation et l'interprétation des résultats.

Cette campagne s'est articulée autour de mesures radar sur les parements (épaisseur de la maçonnerie), de mesures de sismique réfraction à partir de trois forages (homogénéité du remplissage, compartimentage), de sondages carottés, de mesures géotechniques en laboratoire et d'essais pressiométriques in-situ.

3.1 Des reconnaissances délicates

La reconnaissance de la nature du matériau de remplissage s'est avérée difficile. Un sondage a été réalisé pour permettre de prélever des échantillons et réaliser des essais en laboratoire. Les matériaux carottés sont constitués de graves calcaires (fragments de calcaire jusqu'à 5-15 cm de longueur) de sables et d'un pourcentage variable de fines argileuses (estimées à environ 20%). Cette granulométrie rend difficile la récupération d'échantillons intacts malgré l'utilisation d'un carottier double et triple enveloppe. La présence d'éléments de grande dimension empêche d'avancer par battage, tandis que les éléments fins sont éliminés par les eaux de forage.

Le taux de récupération est estimé aux environs de 80%. La plupart des échantillons dans les carottes ne sont pas représentatifs du matériau en place, ayant été lavé de toutes les fines au cours du forage. Néanmoins, localement le diamètre des éléments les plus gros diminuait et l'entreprise a pu avancer par battage, récupérant ainsi des précieux échantillons quasi-intacts. Ce sont ces échantillons qui ont été utilisés pour réaliser des mesures en laboratoire, en particulier la granulométrie et la dispersivité.



Figure 3 : Le taux de récupération des carottes est de l'ordre de 80%. La granulométrie du matériau rend très difficile la récupération d'échantillon intact. Lorsque les enrochements (5-15cm) sont présents, les fluides du forage entraînent l'intégralité des matériaux fins. Localement, il a été possible d'avancer par battage lorsque les enrochements étaient absents.

3.2 Des murs en maçonnerie d'épaisseur constante en partie supérieure

Le radar, réalisé en crête et sur le parement aval, indique une discontinuité entre la maçonnerie et le matériau de remplissage à environ 0,3 m de la surface. Celle-ci apparaît d'épaisseur constante, au moins dans la partie située au-dessus de la culée de renforcement.

Par ailleurs une seconde interface de discontinuité a été repérée, située à cinquante centimètres de profondeur, derrière le parement aval, mais uniquement dans la partie rehaussée de l'ouvrage. Il est difficile de déterminer son origine; mais pourrait correspondre à un cisaillement du matériau de remplissage, qui a été détecté dans la modélisation.

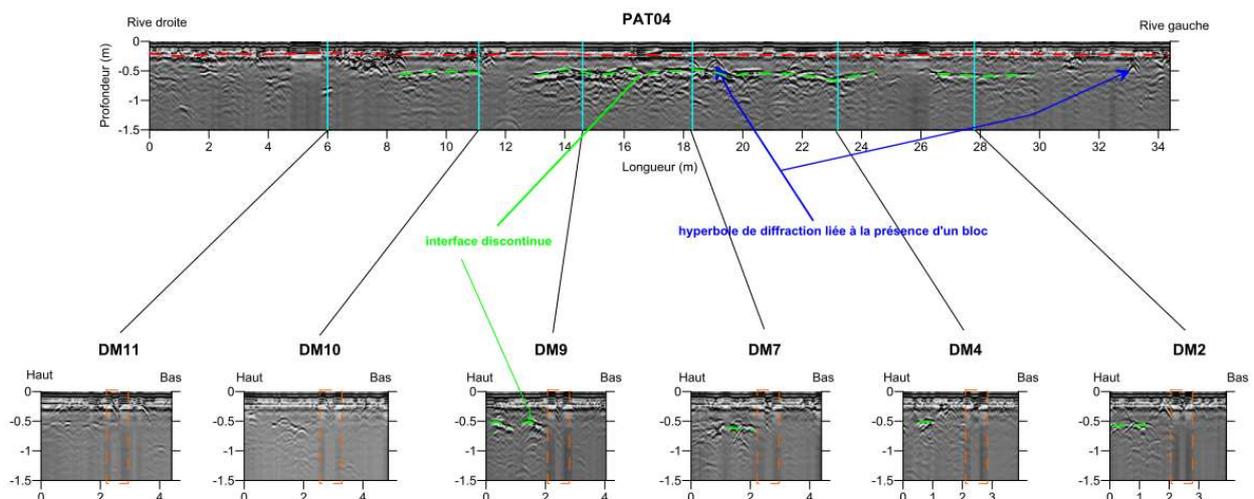


Figure 4 : Radargrammes en partie supérieure du barrage de Paty réalisés dans la maçonnerie au dessus du massif de confortement (profils horizontal et verticaux). Ils mettent en avant une épaisseur de la maçonnerie de l'ordre de 0,3 m ; avec la présence d'une discontinuité à 0,5 m de profondeur.

3.3 Pas de compartimentage du matériau de remplissage

Des mesures de vitesses de propagation sismique ont été réalisées à partir de trois forages, situés à mi-distance des parements amont et aval du barrage. Les résultats indiquent des vitesses de propagation sismique plutôt homogènes dans la partie supérieure de l'ouvrage, au-dessus de la zone confortée par la culée aval en béton. Les vitesses sont de l'ordre de 600 m/s, et augmentent légèrement à 800 m/s. Ces résultats sont cohérents avec les résultats des essais pressiométriques, à partir desquels sera déterminée la raideur du matériau. Aucun « chaînage » amont / aval n'a été repéré, ni au radar, ni par les mesures de vitesses de propagation sismique.

4. MODELISATION

4.1 Présentation du modèle

Le barrage a été modélisé par la méthode des éléments finis, à l'aide du logiciel Plaxis. Il s'agit d'un modèle bidimensionnel, représentant la section de plus grande hauteur.

Les parements amont et aval en maçonnerie ont été représentés par des éléments coques, avec rotules plastiques. Les moments maximum ont été estimés de manière à être repris par la maçonnerie sans contraintes de traction. Le non-glissement le long des joints de maçonnerie a été vérifié en post-traitement à partir des efforts MNT calculés. Une loi non-linéaire de type Mohr Coulomb a été utilisée pour modéliser le comportement du matériau de remplissage.

Le massif de confortement aval a été représenté par une loi élastique-linéaire. Ce massif étant ancré au barrage initial, aucune interface spécifique n'a été modélisée entre les deux matériaux.

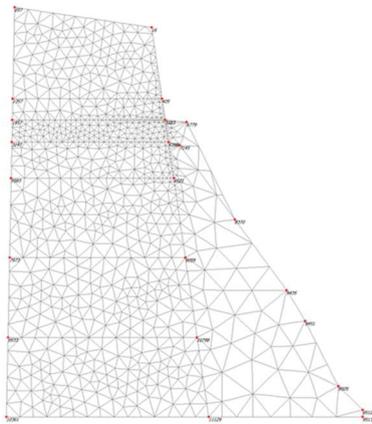


Figure 5 : Maillage du modèle du barrage du Paty

4.2 Chargements

Seul le comportement du barrage sous RN et PHE a été modélisé. Les chargements ont été introduits de manière à représenter au mieux l'histoire du barrage, tel que décrits dans la figure 6. Les efforts hydrodynamiques engendrés par le déversement sur la crête ont été négligés (PHE).

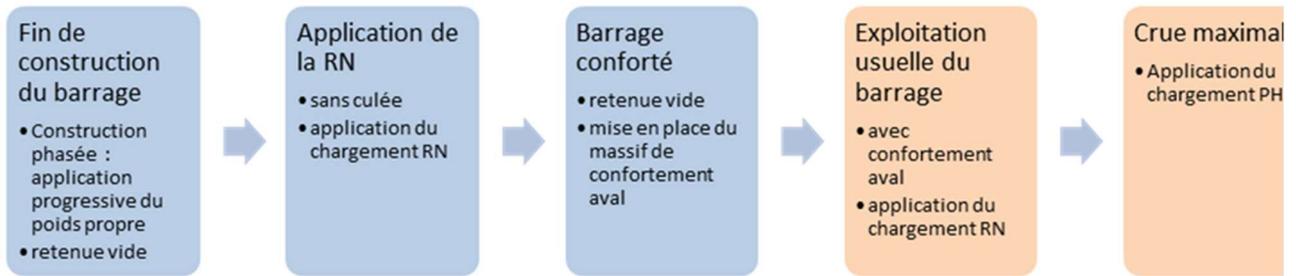


Figure 6 : L'ordre d'application des chargements doit reproduire l'histoire de l'ouvrage.

4.3 Un déplacement irréversible apparaît au premier remplissage

Lors du premier remplissage immédiatement après la fin de construction, la crête du barrage se déplace de 30 cm environ vers l'aval. Après vidange du réservoir, un déplacement irréversible de 15 cm persiste, par rapport à l'état de fin de construction.

Ce déplacement irréversible provient du cisaillement du matériau de remplissage sur le parement maçonné. Ce résultat pourrait éclairer la discontinuité visible au radar, située à 50 cm à l'amont du parement aval. Dans le modèle, les cycles suivants de chargement et déchargement (cas RN) n'introduisent pas de déplacements irréversibles supplémentaires.

4.4 Modélisation de la rupture de la partie supérieure

La rupture de la partie supérieure de l'ouvrage a été modélisée pour les cas RN et PHE, en diminuant progressivement les caractéristiques des matériaux (c / Φ réduction). Le matériau plastifie peu à peu depuis la partie basse jusqu'à la crête. Sans surprise le schéma de rupture reproduit un cercle de glissement. Ces analyses ont permis de déterminer des courbes enveloppe (c et Φ) qui sont nécessaires pour garantir la stabilité de la partie haute de l'ouvrage, en incluant les marges de sécurité.

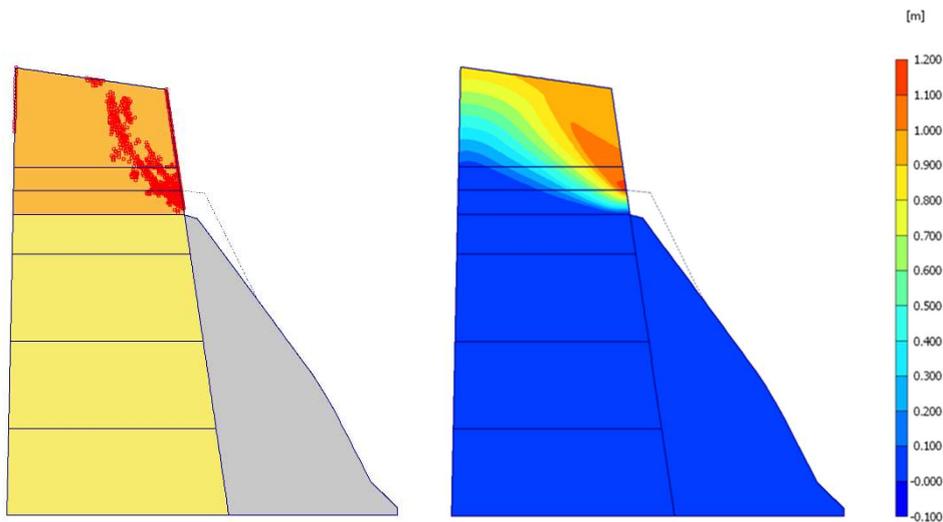


Figure 7 : Plastification (gauche) et déplacements totaux (droite) pour le cas RN. La concentration de contrainte au droit du contrefort (poinçonnement) vient également rompre localement la cohésion apportée par le liant de la maçonnerie.

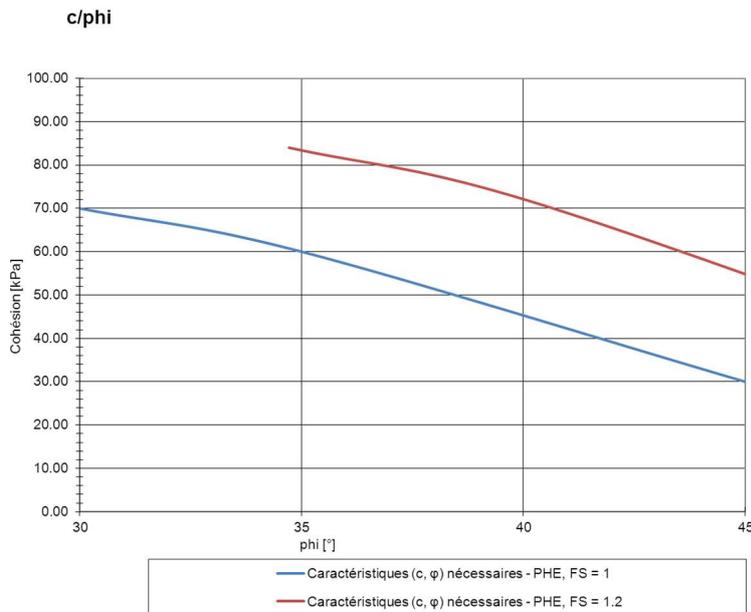


Figure 8 : Caractéristiques mécaniques nécessaires (c et Φ) pour garantir la stabilité sous PHE. La première courbe définit les caractéristiques pour assurer un non glissement (FS=1). La seconde correspond à une translation de la première, avec un facteur de sécurité 1,2 imposé à la fois sur la cohésion et l'angle de frottement.

4.5 Conclusion partielle sur la stabilité de la partie supérieure

La présente modélisation concentre l'attention sur la partie haute, sans parvenir à rassurer pleinement sur les conséquences de son endommagement et la poursuite de sa déformation au fil des années. Sans doute l'ouvrage a-t-il tenu jusqu'à présent, mais on ignore avec quelles marges de sécurité. La limitation de la modélisation repose principalement sur le manque de connaissance de l'ouvrage (caractéristiques mécaniques, comportement passé...), qui impose parfois le choix d'hypothèse conservatrice.

Une rupture du haut du parement aval, survenant en conditions de retenue élevée sinon même très probablement déversante sur toute la longueur de la crête, se traduirait par une destruction érosive rapide de tout ce qui dépasse du bloc culée édifié en 1977, c'est-à-dire les 5-6 m supérieurs de l'ouvrage. La pleine pression s'introduirait dans le corps du barrage, et s'appliquerait sur le massif de confortement. Il est vraisemblable que ce dernier serait ainsi déstabilisé, entraînant la rupture complète de l'ouvrage.

Ce constat, formulé sur une étude 2D de la section de plus grande hauteur, est valable aussi sur la trentaine de mètres de longueur de la partie centrale au-dessus du bloc culée.

5. ETUDE DE DANGERS

L'étude de dangers a porté sur le barrage, ses organes de sécurité et ses dispositifs et moyens d'exploitation et de surveillance. La sûreté est assurée par la maîtrise permanente des fonctions principales remplies par l'ouvrage qui sont : retenir l'eau, évacuer les débits de crue jusqu'à hauteur de la crue de projet sans compromettre son intégrité, maîtriser les débits évacués à l'aval, maîtriser les niveaux à l'amont et créer un plan d'eau pour les loisirs.

La méthode appliquée a consisté en une analyse détaillée des risques, représentée sous forme de diagrammes nœuds papillon. La probabilité du phénomène dangereux a été déterminée à l'aide des probabilités d'occurrence des différents événements initiateurs et les niveaux de confiance des barrières de sécurité s'opposant soit au déclenchement de l'évènement initiateur soit aux conséquences du phénomène dangereux. Les scénarios de défaillance sont décrits principalement par des événements redoutés centraux (ERC), caractérisés par leurs causes et leurs conséquences.

Quatre évènements redoutés centraux ont été identifiés dans cette étude :

- ERC1 : Rupture instantanée et totale de l'ouvrage ;
- ERC2 : Rupture instantanée et partielle de la partie haute maçonnée ;
- ERC3 : Rupture du système de vidange de fond ;
- ERC4 : Rupture d'une vanne de prise d'eau.

Sur la base des résultats fournis par l'étude de stabilité, l'étude de dangers a conclu qu'il était vraisemblable que l'ouvrage ne satisfasse pas aux exigences actuelles de sécurité dans le cas d'une retenue au niveau de la crête du barrage. Le scénario générant l'évènement redouté central le plus probable est « La rupture partielle de la partie haute maçonnée » qui interviendrait dès la crue centennale (ERC2).

En effet, compte-tenu de la faible capacité de stockage de la retenue et du faible débit évacué par les vannes et par l'évacuateur de crue, en cas de crue centennale, le volume de crue remplira la cuvette et il y aura débordement par-dessus la crête. La probabilité d'occurrence associée à ce scénario est estimée à 10^{-2} (évènement probable). Aucune barrière de sécurité n'a été identifiée pour abaisser cette probabilité.

La rupture de la partie haute maçonnée se traduirait alors par une destruction érosive très rapide des 5 à 6 m supérieurs de l'ouvrage sur environ la trentaine de mètres de longueur de la partie centrale au-dessus de la butée aval. Le volume généré par l'onde de submersion est estimé à 190 000 m³. L'onde de submersion s'engagerait dans les gorges étroites du ravin du Lauron, sur environ 820 m de long, avant de déboucher dans la vaste plaine agricole de Caromb. La classe de gravité associée à cet évènement de cinétique rapide correspond à la classe 3 (Important) de la matrice de criticité selon le guide de lecture des études de dangers de barrages.

L'étude de réduction des risques menée dans le cadre de l'étude de dangers vise à réduire la criticité de ce scénario par la mise en place de mesures appropriées, de telle sorte que les risques deviennent acceptables : leur gravité et/ou leur probabilité baisse, ce qui permet de situer les risques dans une zone acceptable de la matrice de criticité.

Compte-tenu de la faible capacité de stockage de la retenue, un tel abaissement de la crête serait dommageable pour l'aspect touristique du site, qui constitue désormais l'unique vocation du barrage.

Une alternative a été proposée, consistant à abaisser de manière limitée la crête. Deux solutions ont été avancées : un abaissement réduit de la partie haute maçonnée sur toute sa longueur ou l'aménagement de brèches dans la partie haute maçonnée.

Des études complémentaires doivent être réalisées afin de déterminer la solution technique qui réduit le risque de rupture tout en étant le moins pénalisante pour la commune de Caromb et l'attrait de la retenue du Paty.

Occurrence		10 ⁻⁵		10 ⁻⁴		10 ⁻³		10 ⁻²	
		E	D	C	B	A			
5	désastreux								
4	catastrophique		ERC1						
3	important					ERC2			
2	sérieux			ERC3/ERC4					
1	modéré								

Graphique 1 : Matrice de criticité de l'étude de dangers du barrage du Paty, l'ERC2 correspondant à « La rupture partielle de la partie haute maçonnée ». La flèche traduit la mise en œuvre des mesures de réduction des risques qui permettrait de ramener l'ERC2 dans la zone verte de la matrice de criticité.

6. CONCLUSION ET DISCUSSION

Le barrage du Paty est un ouvrage historique, de conception peu commune et de haute valeur patrimoniale, même s'il est aujourd'hui limité pour ce qui est de l'utilisation des eaux. Sa nature, constituée de deux parements en maçonnerie avec un remplissage en matériau tout venant, interdit l'utilisation des modèles classiques des barrages poids ou des barrages en remblai.

Le risque principal identifié concerne la rupture de la partie supérieure de l'ouvrage, non conforté par le massif de confortement aval. L'analyse des chargements RN et PHE a permis de déterminer des caractéristiques mécaniques minimales pour assurer le non glissement de la partie supérieure du barrage, non confortée. L'analyse des marges de sécurité dépend principalement de la capacité à déterminer précisément les propriétés des matériaux. L'étude s'est heurtée à la difficulté de les mesurer de manière précise. En effet, la granulométrie rend très difficile la récupération d'échantillons intacts et des essais de cisaillement directs ou triaxiaux n'ont pu être possibles. Pour une fondation, des puits auraient été creusés pour prélever des échantillons intacts, mais ce n'est pas applicable ici. Seuls des essais in-situ pourraient apporter un complément. Néanmoins, il est difficile de conclure sur la cohésion calculée à partir des essais pressiométriques, qui correspond a priori à une cohésion non drainée.

Les rétro analyses, qui reproduisent les chargements les plus défavorables qui se sont appliqués par le passé sur l'ouvrage, permettent de déterminer une borne inférieure des caractéristiques mécaniques du matériau de l'ouvrage, sans pour autant investiguer les marges de sécurité. Les dérives irréversibles observées sur l'ouvrage ont été ralenties depuis l'installation du renfort aval en béton, mais elles n'ont pas été stoppées. Elles se concentrent sur la partie supérieure qui n'est pas confortée, et créent un poinçonnement de la maçonnerie au droit de l'arrêt de la culée (exacerbé autour des têtes des petits contreforts qui la surmontent). Une partie des déplacements irréversibles sont reproduits par la modélisation, notamment par l'existence d'une surface de cisaillement parallèle au parement. Celle-ci est d'autant plus marquée que le contraste de rigidité entre la maçonnerie et le remplissage en tout-venant est élevé. Cependant, il ne faut pas exclure une dérive additionnelle sous l'effet de charges cycliques, vraisemblablement thermiques, hydrauliques, ou fluage. D'autant plus que le poinçonnement du massif de confortement aval localise ces déplacements irréversibles. Le comportement du sol n'étant en réalité pas purement élastique, il y a toujours un petit écrouissage lors du chargement de l'ouvrage, même si les limites plastiques n'ont pas été atteintes. Ce dernier peut se cumuler au fil des ans et des cycles de chargement. Par ailleurs, le gonflement thermique ou hydrique de l'ouvrage augmente également la pression appliquée sur les parements, immédiatement relâchée par un faible déplacement. Une auscultation adaptée des déplacements, corrélés avec les variations du plan d'eau et de la saisonnalité (température), permettrait une analyse plus fine de ces déplacements irréversibles. Ces déplacements irréversibles ne semblent pas de nature à diminuer sensiblement les marges de sécurité du barrage, mais doivent être stabilisés pour assurer sa pérennité.

Aujourd'hui, la sûreté de l'ouvrage est principalement portée par l'histoire du barrage, en service depuis plus de 250 ans et qui a résisté à des niveaux de chargements plus importants que ceux actuels.

Qualitativement, sa sûreté a nettement été améliorée depuis une cinquantaine d'années : nettoyage des arbres présents sur le parement aval, dépôt des barrières en crête qui évite la mise en charge de la lame déversante, sensibilisation sur le contrôle du bon fonctionnement du drainage du corps de l'ouvrage et réhabilitation de l'étanchéité du parement amont et de la crête de l'ouvrage, remplacement des organes hydromécaniques et amélioration du dispositif d'auscultation. Néanmoins, l'impossibilité de déterminer des données précises sur l'ouvrage (caractéristiques mécaniques) ne permet pas de quantifier ces marges de sécurité ; et de conclure sur l'effet du vieillissement des ouvrages (déplacements irréversibles). Les valeurs de résistance requises par les calculs sont élevées, ce qui a conduit à recommander d'abandonner les efforts pour obtenir des mesures plus précises, au profit d'autres solutions : confortement du barrage, abaissement de la crête...

REFERENCES

- [1] P. Michelier, E. Journot, Rapports de surveillance
- [2] B. Goguel (2004), Rapport d'expertise
- [3] JL Bordes (2005), Les barrages-réservoirs du milieu du XVIIIe siècle au début du XXe siècle en France, Presses de l'école nationale des Ponts et Chaussées
- [4] P. Michelier (2009), Conférence-Débat sur le barrage du Paty
- [5] E. Journot, P. Michelier, C. Brignolles C. Casteigts (2010), Dossier de l'Ouvrage et Consignes Ecrites, Exemple du barrage du Paty, Colloque CFBR-AFEID: Sécurité des barrages et nouvelle réglementation française Partage des méthodes et expériences, Lyon

LES MESURES DE REDUCTION DE RISQUE SUR LE BARRAGE VOÛTE DES CAMMAZES : UNE VALEUR AJOUTEE DES ETUDES REGLEMENTAIRES

Cammazes arch dam. Risk reduction measures

DOI : 10.24346/cfbr_colloque2016_b04

Moez Jellouli, Emilio Tena, Nicolas Pépin, Michel Lino
ISL INGENIERIE - 15 rue du Maréchal Harispe – 64500 - Saint-Jean-de-Luz
jellouli@isl.fr, tena@isl.fr, pepin@isl.fr, lino@isl.fr

Olivier Fully
I.E.M.N. 102 Rue du Lac – BP 68150 – 31681 Labège Cedex
o.fully@i-emn.fr

MOTS CLÉS

Barrage voûte à double courbure, étude de dangers, examen technique, revue de sûreté, dérives, confortement culées, risque embâcles.

RÉSUMÉ

Barrage voûte des Cammazes. Mesures de réduction de risques. Le barrage des Cammazes est une voûte à double courbure de 70 m de hauteur créant une retenue de 18,8 hm³. Construite entre 1954 et 1958, elle est représentative de la génération des barrages voûtes français construits dans cette période. L'étude de dangers et la revue de sûreté (réglementation sur la sécurité des barrages), réalisées par ISL en 2012 et 2014, ont permis de confirmer le bon comportement de cet ouvrage important et mis en évidence un certain nombre de problématiques spécifiques : Existence de dérives vers l'aval du déplacement en crête; Risque d'embâcles de l'évacuateur de crue du fait de la largeur limitée des passes et du faible tirant d'air ; Problématique de l'utilisation conjointe des vidanges de fond et de l'évacuateur de surface pour l'évacuation des crues ; Sensibilité de la culée rive droite remblayée au risque de submersion de la crête ; Sensibilité de la culée rive gauche à la poussée thermique et caractérisation incertaine de sa fondation.

Des mesures de réduction de risque ont été proposées et sont en cours de mise en œuvre dans le cadre d'un programme sur 3 ans : Réduction de risque de débordement en crue extrême : protection anti-embâcle, modification de la crête pour favoriser la surverse en vallée plutôt qu'en rive ; Mise en place d'une consigne « canicule » ; programme d'auscultation, d'investigation et d'études pour affiner la compréhension du fonctionnement du barrage, renforcement de l'auscultation du barrage et en particulier de la culée rive gauche (pendule inverse et piézomètres).

ABSTRACT

Cammazes arch dam risk reduction measures. The Cammazes dam is double curvature dam of 70 m height creating an 18.8 hm³ water storage. Built between 1954 and 1958, it is representative of the french arch dams built in this period. The dangers study and safety review (french regulations on the safety of dams), carried out by ISL between 2012 and 2014, helped to confirm the good performance of this important dam and on the other hand highlighted a number of specific issues: Existence of downstream displacement; Risk of woody debris on the surface spillway due to the limited width and the low air section; Problem using simultaneously the discharge pipeline and the spillway surface for the evacuation of flood; Sensitivity of the abutment right bank earthfilled at the risk of flooding; Sensitivity of the left bank abutment to thermal pressure in addition to the poor quality of its foundation.

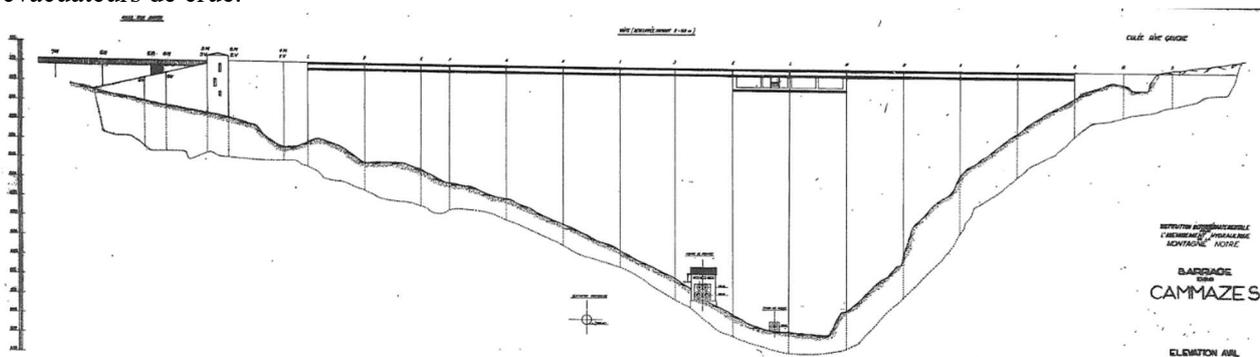
Risk reduction measures have been proposed and are being implemented as part of a 3-year program: reducing risk of overflow in extreme flood (protection anti-wood debris, overflow in the valley rather than the right and left abutment, definition of operating rules in the heat-wave conditions), auscultation program, investigations and studies to get a better understanding of the behavior of the dam, reinforce the monitoring of the dam and in particular the left bank abutment (inverse pendulum and piezometers).

1. PRESENTATION DU BARRAGE

Le barrage des Cammazes a été construit sur le Sor entre 1954 et 1958 et mis en eau en 1958. Il est situé sur les communes de Cammazes, Sorèze et Saissac et est géré par l'Institution des Eaux de la Montagne Noire (IEMN). Ses principales fonctions sont les suivantes :

- alimenter les populations en eau potable via les usines de production d'eau potable de Picotalen (180 000 habitants desservis triangle Castres-Carcassonne-Toulouse),
- fournir l'eau d'irrigation aux agriculteurs : 5 100 ha irrigués,
- soutenir les débits d'étiage : 1,5 hm³ dont 700 000 m³ de droit d'eau à la ville de Revel d'après le décret. Actuellement, le débit d'objectif d'étiage, imposé par le SDAGE, est de 200 l/s,
- alimenter en eau le bief de partage du canal du Midi : tranche de 4 hm³ par an (décret),
- amortir les crues d'hiver (tranche de 1,2 hm³ entre les deux seuils du déversoir),
- accessoirement, produire de l'électricité par turbinage des eaux restituées et excédentaires.

L'ouvrage est un barrage voûte à double courbure en béton, d'une hauteur maximum de 70 m, stockant une retenue de 18,8 hm³ sous la cote de retenue normale 567,4 m NGF. Un contre-barrage d'une hauteur de 11 m est présent en pied de barrage et permet la création d'un bassin de dissipation pour les eaux relâchées par les évacuateurs de crue.



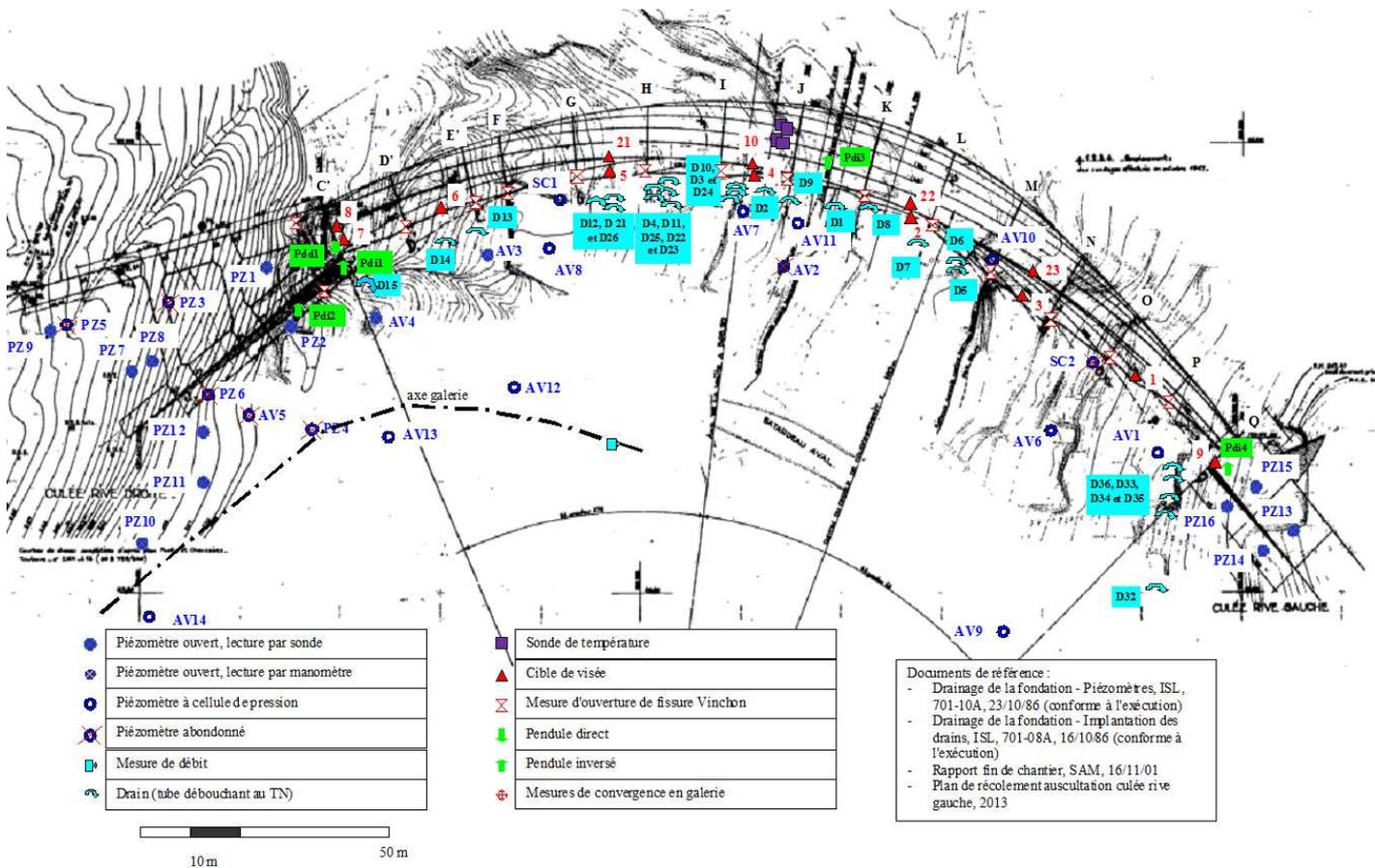
Graphique 1 : Elévation aval du barrage de Cammazes

Les principales caractéristiques de l'ouvrage sont détaillées dans les tableaux et illustrations suivants :

CARACTERISTIQUES PRINCIPALES DE L'OUVRAGE	
Année de réalisation	1954-1957
Mise en service	1958
Type	Barrage voûte
Fondation	Massif rocheux (micaschistes et gneiss)
Hauteur maximale sur fondation	70 m
Cote de la crête	569,30 m NGF (chaussée), 570,30 m NGF (parapet)
Longueur en crête	308 m
Largeur en crête	3 m
Développement de la voûte en crête	198,50 m
Rayon du cercle de couronnement amont	160 m
Epaisseur maximum de la voûte à la base	15 m
Volume du barrage	100 000 m ³
Auscultation / Surveillance (voir l'illustration ci-après)	Cellules de pression interstitielle, piézomètres ouverts, dispositif de visées géodésiques, pendules (5 dont 1 direct et 4 inversés), drains, vinchons, barres de

	ferrailage instrumentées, extensomètres, radar de mesure du plan d'eau, capteurs thermiques
--	---

OUVRAGES HYDRAULIQUES	
Evacuateur de crue	Déversoir principal : seuil libre à 568,70 m NGF de largeur 27 m Déversoir secondaire : seuil libre à 567,40 m NGF de largeur 2 m
Contre-Barrage	Voûte cylindrique en béton armé, d'épaisseur 1 m, située à 55 m à l'aval de l'ouvrage. Cote de retenue normale : 510,00 m NGF Hauteur au niveau du déversoir : 7,5 m Volume du réservoir : environ 8 000 m ³
Vidange de fond	Deux conduites Ø 1000 mm situées à la cote 512 m NGF équipées chacune de 2 vannes papillon de régulation et de garde.
Tour de prise AEP	Tour de prise en béton armé solidaire du barrage Prises aux cotes 530 et 550 m NGF équipées de vannes papillon Ø 500 mm.
CARACTERISTIQUES PRINCIPALES DE LA RETENUE	
Cote de retenue normale	567,40 m NGF
Cote minimale d'exploitation	512,00 m NGF
Cote des PHE	569,70 m NGF
Capacité à cote de RN	20 hm ³
Surface de la retenue	90 ha à la cote 568,70 m NGF
Superficie du bassin versant	29,5 km ²
Apports moyens du barrage	26 hm ³
Capacité utile	18,8 hm ³
Débit des prises AEP	2 x 0,72 m ³ /s
Débit des vannes vidange de fond	2 x 20 m ³ /s sous RN
Débit maximal des évacuateurs de crue sous PHE	70 m ³ /s sous PHE



Graphique 4 : Vue en plan du dispositif d'auscultation du barrage de Cammazes

2. HISTORIQUE DU BARRAGE

Depuis sa mise en eau, l'ouvrage a fait l'objet de différents travaux et événements dont l'historique et les grandes étapes sont retracées ci-après :

- Construction en 1954-1957 et mise en service en 1958 : des difficultés de fondation de la voûte en rive droite ont conduit pendant les travaux à la construction d'une culée plongeante. Par ailleurs, en 1960, suite à la rupture du barrage de Malpasset, le pied aval est drainé.



Graphique 5 : Barrage des Cammazes pendant sa construction (année 1956)

- Travaux sur la culée rive droite 1983-2005 :
 - La vidange décennale de 1983 a montré que le comportement des piézomètres de pied était défectueux et que les pressions interstitielles en vallée étaient fortement artésiennes. Des travaux de drainage complémentaires sont alors réalisés entre les années 1983 et 1984 : une galerie de drainage est notamment créée en aval rive droite du barrage;
 - En 1988, suite à la suspicion d'une dérive de la culée rive droite mise en évidence par l'analyse des mesures topographiques, un double pendule (direct+ inversé) est installé sur la culée rive droite (contre le plot qui forme massif d'appui de la voûte).
 - En 2002, l'anomalie mesurée sur le pendule inversé existant et pouvant s'interpréter comme un déplacement rapide de la culée rive droite, conduit à l'installation d'un nouveau pendule inversé sur la culée rive droite (contre le parement aval d'un plot situé un peu plus loin en rive). Dans le cadre de mesures préventives, le plan d'eau est abaissé depuis 2001.
 - En 2003, un pendule inversé complémentaire de grande longueur (90 m) est installé en clé de voûte, avec une table de lecture à proximité de la crête et un ancrage à 30 m sous le niveau de fondation du barrage ;
 - Entre septembre 2004 et avril 2005, des travaux de confortement de la culée rive droite sont mis en œuvre avec notamment la réalisation d'une dalle en béton armé remblayée et la mise en place d'un système de drainage de la culée.
 - La remontée du plan d'eau est effectuée entre novembre 2005 et mai 2006.
- Renforcement du système d'auscultation 2007-2014 et études règlementaires :
 - 2007 : Réalisation d'une série de forages de drainage suite à l'observation d'un fort artésianisme en vallée.
 - 2013-2014 : Examen technique complet (inspections subaquatique du parement amont, par voie acrobatique des parements aval, inspection des conduites de vidange et de l'ouvrage de dérivation provisoire...) et revue de sécurité menés par ISL.

- 2012-2014 : étude de dangers (EDD) et revue de sûreté (RS) menées par ISL.
- 2013 : installation de dispositifs d'auscultation et de drainage de la culée rive gauche par l'ajout d'un pendule inversé, de quatre piézomètres et de deux drains (recommandation EDD).
- 2013 : remplacement de la table de mesure automatique du pendule de clé par un modèle permettant une plus grande amplitude de mesure, afin d'éviter le décalage de cette dernière et améliorer la qualité des prises de mesure (recommandation EDD).
- 2013 : installation de 4 capteurs de température dans le béton de la voûte (2 à l'amont et 2 à l'aval, aux cotes 565 et 561 m NGF) afin d'une part, de compléter le dispositif d'auscultation du barrage et d'autre part, de valider les hypothèses du calcul thermique aux éléments finis (recommandation EDD).
- Programme d'actions de réduction de risque du barrage des Cammazes 2014-2018
 - Etude d'évacuation des crues menée par Artelia en 2014 à l'aide d'un modèle physique du barrage (modélisation de la grille anti-embâcle et de la transparence des parapets).
 - En 2014, à l'aide d'un modèle aux éléments finis de la voûte, ISL définit des consignes canicules dans l'attente du confortement de la culée rive gauche.
 - En 2016 : Appel d'offres de maîtrise d'œuvre pour des travaux de confortement de la culée rive gauche et d'amélioration de l'évacuation des crues du barrage des Cammazes.



Graphique 6 : Barrage des Cammazes. Vue du parement amont

3. CONCLUSIONS DE L'ETUDE DE DANGERS (EDD) ET DE LA REVUE DE SURETE (RS)

3.1 Analyse de risques selon l'EDD

La réalisation d'une étude de dangers (EDD) est une obligation réglementaire pour tous les ouvrages de classe A. Celle du barrage des Cammazes a été réalisée par ISL en 2012-2014 et a été validée par les services de contrôle.

L'analyse de risque conduite par ISL dans le cadre de l'EDD a conduit aux principales conclusions suivantes [1]:

- Le comportement du barrage est satisfaisant et il fait l'objet d'un suivi attentif par le Maître d'Ouvrage. On note toutefois l'existence d'une dérive, certes modérée (de l'ordre de 0,5 mm/an) vers l'aval de la clé de voûte du barrage, mais dont l'origine n'est pas clairement expliquée. Trois phénomènes peuvent cependant être avancés :

- Explication principale : sous estimations des déplacements vers l'aval de 2003 à 2006 (défaut de fonctionnement du pendule)
- Année 2003 (et à moindre degré 2006) plus chaude que les années suivantes
- Eventuelle baisse du module sécant du béton (déformations irréversibles dans le béton de l'ordre de 6 % des déformations élastiques)
- Les deux culées qui raccordent le barrage voûte à la fondation en partie haute des deux rives sont des points faibles potentiels.
- Le dimensionnement de l'évacuateur de crue est acceptable mais un risque d'embâcle a été identifié car les pertuis d'évacuation ont des dimensions limitées : tirant d'air de l'ordre d'un mètre et largeur des pertuis d'environ 6 m.
- Le barrage est sensible aux épisodes de canicules extrêmes, qui pourraient devenir plus fréquents et plus intenses du fait du changement climatique.

3.2 Analyse de risque selon la RS

La réalisation d'une revue de sûreté (RS) était une obligation réglementaire pour tous les ouvrages de classe A jusqu'à la parution du nouveau décret du 12 mai 2015. Une appréciation est donnée sur l'état de sûreté de l'ouvrage et sur les suites à donner aux problématiques soulevées en fonction du degré d'urgence. Celle du barrage des Cammazes a été réalisée par ISL en 2012-2014 et a été validée par les services de contrôle.

Les conclusions principales de la Revue de sûreté (RS) des Cammazes [3] peuvent se résumer comme suit :

- Le point faible principal de l'ouvrage est la culée rive gauche qui n'est pas stable dans certaines conditions d'exploitation, en particulier en cas de canicule, et demande à être confortée d'urgence. Un suivi approfondi du pendule RG doit être mis en place.
- Une consigne restreignant la cote du plan d'eau, en particulier en été, a été établie en mai 2014 par ISL et déclinée en consignes provisoires par IEMN.
- L'évacuateur de crue présente un risque avéré d'embâcle et une étude de l'évacuation de crues est en cours pour améliorer la situation. Hors embâcle, la capacité de cet évacuateur de crue est suffisante.
- La conception actuelle de la crête n'est pas satisfaisante : en cas de débordement sur la crête, l'écoulement se fait pas les deux culées avec un risque majeur d'érosion du remblai de la culée rive droite pouvant conduire à la rupture du barrage. Cette mesure, proposée par ISL dans le cadre de l'EDD, a déjà été étudiée de façon plus détaillée par Artelia.
- Le pendule de clé doit être modifié ou un autre pendule doit être mis en place car c'est l'appareil de mesure le plus important de l'ouvrage et il présente un défaut rédhibitoire : il ne permet pas de mesurer les déplacements maximaux vers l'aval et sa trop grande longueur met en cause sa fiabilité. Les mesures topographiques doivent permettre de vérifier les mesures des pendules (mesures à réaliser en hiver, barrage plein)
- Les évolutions piézométriques restent à surveiller.

A part cela :

- La voûte est en bon état et il n'y a pas de phénomènes évolutifs significatifs (inspection des parements amont et aval par voie subaquatique et acrobatique, galerie de dérivation provisoire, contra barrage dans le cadre de l'examen technique)
- La culée rive droite est stable. Une consigne canicule a été mise en place (pour le mois d'août)
- Les vidanges de fond sont parfaitement opérationnelles. Du fait de leur forte capacité, elles jouent le rôle d'évacuateur de fond.

4 MESURES DE REDUCTION DE RISQUE

Les études réglementaires réalisées sur le barrage des Cammazes (notamment l'EDD [1] et la RS [3]) ont conduit à la définition d'un plan d'actions hiérarchisées selon l'urgence afin de réduire le risque.

4.1 Risque de débordement en crue extrême

La mesure de réduction de risque proposée est la mise en place d'un dispositif destiné à réduire le risque d'embâcle de l'évacuateur de crue. Trois solutions ont été proposées par ISL : drome flottante dans la retenue, grille anti-embâcle à l'amont immédiat du seuil de l'évacuateur de crue ou augmentation de la dimension des pertuis par surélévation du pont-route et limitation du nombre de piles.

Il est également envisagé de favoriser les écoulements en vallée au détriment des écoulements vers les culées en cas de saturation du déversoir et/ou le déversement sur le parapet amont. Pour cela, il a été proposé de prévenir les contournements aux extrémités du barrage (rehausse du parapet sur les rives) d'assurer la transparence hydraulique du parapet amont et aval en partie centrale (remplacement du parapet par un garde-corps de sécurité).

Une étude hydraulique réalisée sur modèle physique par Artelia en 2014 [4] a permis de préciser l'efficacité de chacun de ces aménagements. Leur conception fait partie de l'objet de la consultation lancée en avril 2016 par l'IEMN.

4.2 Comportement mécanique du barrage

Un programme d'auscultation, d'investigations et d'études a été mis en œuvre en vue d'affiner la compréhension du fonctionnement mécanique du barrage des Cammazes :

- Renforcement de l'auscultation de la culée rive gauche par un pendule inverse et des piézomètres (mesure mise en œuvre par l'IEMN en 2013).
- Renforcement de l'auscultation du barrage : mesure de la température du béton de la voûte, nivellement de précision de la crête (mesure mise en œuvre par l'IEMN en 2013),
- Diagnostic d'une éventuelle pathologie du béton qui pourrait expliquer la dérive de crête observée,
- Modélisation tridimensionnelle du barrage en vue d'actualiser les analyses de stabilité et de modéliser les mécanismes pouvant expliquer les dérives constatées (modèle aux éléments finis réalisés par ISL en 2014).

Les modélisations aux éléments finis menées par ISL [6] ont alors démontré les éléments suivants :

- La dérive observée en clé de voûte serait principalement causée par un défaut de fonctionnement du pendule de clé qui a sous-estimé les déplacements vers l'aval de 2003 à 2006 du fait d'un blocage du fil contre le tube lorsque l'ouvrage se déplace vers l'aval. Par ailleurs, les années 2003 et 2006 particulièrement chaudes induisent une dérive fictive supplémentaire sur le pendule.
- La culée rive droite, confortée en 2004-2005, est stable sous combinaisons de charges « historiques » (i.e. prenant en compte le mode d'exploitation de la retenue) et en limite de stabilité pour des combinaisons de charge « conservatives », notamment en cas de cumul d'efforts hydrostatiques (retenue haute) et thermiques (température élevée).
- La culée rive gauche, fondée sur du rocher de qualité médiocre et altéré, serait instable sous combinaisons de charge « historiques » et « conservatives » et pourrait avoir déjà glissé par le passé lorsque la cote de retenue a dépassé 561,5 NGF en été. Sous chargement hydrostatique seul, la stabilité de la culée ne serait dans tous les cas pas assurée avec la marge de sécurité recommandée.

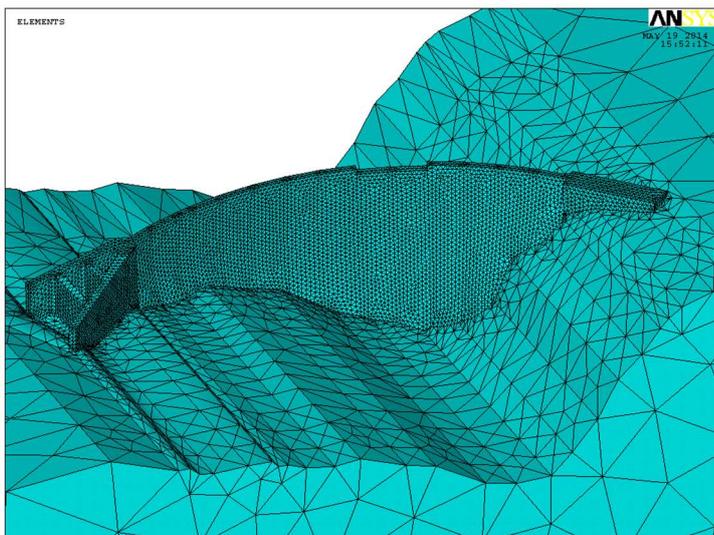
L'étude de stabilité a donc conduit aux nouvelles préconisations suivantes :

- Suivre avec attention l'évolution du nouveau pendule installé en rive gauche (cette recommandation a été suivie par l'IEMN qui a intégré le pendule inverse à la base de données d'auscultation qui est suivi effectivement depuis le printemps 2014).
- Réaliser des sondages complémentaires pour évaluer l'étendue des zones altérées sous la culée rive gauche; (cette recommandation a été suivie par l'IEMN avec la réalisation d'investigations géotechniques en octobre 2015 par ALTHEA GEO).
- Limitation de la cote RN pendant les périodes chaudes (cette recommandation a été suivie par l'IEMN qui a intégré des consignes canicules à l'exploitation de la retenue depuis juin 2014).
- Conforter le culée rive gauche de façon à ce qu'elle soit stable avec les marges de sécurité recommandées (Ce dernier point fait partie de l'objet de la consultation lancée en avril 2016 par l'IEMN).

4.3 Risque canicule

Il est décidé de renforcer la surveillance du barrage lorsqu'une situation de canicule est identifiée (+5,4°C par rapport à la température moyenne sur 40 jours) et de modifier en conséquence les consignes écrites, qui régissent la gestion de la sécurité du barrage [5].

Une étude spécifique a été menée par ISL en 2014 à l'aide d'un modèle linéaire aux éléments finis de la voûte (calage à l'aide des déplacements mesurés par les pendules) [6]. Les consignes ont été modifiées en conséquence en juin 2014 et mises en application par l'IEMN dans l'attente du confortement de la culée rive gauche.



Graphique 7 : Maillage du modèle

Les caractéristiques thermiques du béton et de l'eau ont été calés grâce aux 4 sondes de température installés en décembre 2013 à l'amont et à l'aval du barrage (joint J).

4.4 Risque d'inondation de la commune de Durfort

La commune de Durfort subit des inondations en cas d'utilisation ou d'ouverture intempestive des vidanges de fond pour maîtriser une situation dangereuse sur le barrage. Des inondations sont également à prévoir en cas de déversement important de l'évacuateur de crue.

L'IEMN a étudié le risque inondation sur cette commune et assisté les services techniques dans la mise en place de son Plan de Sauvegarde Communal qui comprend dorénavant un plan d'alerte des populations en cas d'ouverture des vidanges de fond.

5. PROGRAMME PLURIANNUEL DE REDUCTION DE RISQUE

La consultation lancée par l'IEMN en avril 2016 porte sur l'ensemble des travaux n'ayant pas déjà été mis en œuvre par l'IEMN et relevant des différentes mesures de réduction du risque formulées dans le cadre de l'Etude de Dangers du barrage des Cammazes et de la Revue de Sécurité établis par ISL et validés par les Services de Contrôle (cf. ci-dessus).

La mission de maîtrise d'œuvre inclut ainsi les aménagements suivants :

- Confortement de la culée rive gauche : amélioration de la stabilité de l'ouvrage. Il s'agit d'assurer la stabilité de la culée en rive gauche en toutes circonstances : situations normales, exceptionnelles ou accidentelles. Deux niveaux de confortement sont envisagés :
 -
 - Niveau 1 : confortement de la culée de façon à ce qu'elle ait le même niveau de sécurité que le reste de l'ouvrage (calcul linéaire et vérification de la stabilité de la culée selon les recommandations du CFBR pour les barrages poids).

Niveau 2 : confortement qui intègre la possibilité de relâcher partiellement les contraintes thermiques suite à un déplacement de la culée (calcul non linéaire et vérification que le déplacement de la culée est limité et admissible)

- Les différentes solutions de confortement qui peuvent être envisagées à un stade préliminaire sont les suivantes :
 - Augmentation du poids de la culée. Cette solution oblige à avoir une fondation de bonne qualité. Une optimisation possible est de fournir une partie du poids par du remblai (moins coûteux que le béton).
 - Ancrages actifs (précontrainte). Cette solution augmente l'effort de compression à l'interface culée / rocher accroissant ainsi la résistance au glissement de celle-ci. Cet effort de précontrainte est ajustable et mesurable lors de la mise en tension des câbles. Toutefois, deux inconvénients apparaissent : d'une part, ne pas augmenter la surface d'implantation de la culée et d'autre part la nécessité d'un contrôle de la tension résiduelle des tirants.
 - Ancrages passifs. L'avantage principal, par rapport à la solution précédente, est de ne pas ajouter une sollicitation à la structure (têtes des tirants). Par contre les efforts dans les tirants passifs sont difficiles à quantifier avec précision (leur mise en action suppose un déplacement de la culée par rapport au volume de rocher où ils sont scellés). L'auscultation de ce type de tirants n'est pas possible.
 - Mobilisation de la butée. Création d'un mur en béton ancré dans le sol sur lequel va buter la culée. Le mur lui-même résiste par butée contre le rocher dans lequel il est ancré en profondeur. Il devra être orienté pour que son axe soit perpendiculaire à l'axe de la résultante de la force s'exerçant sur la culée.
 - Drainage et injections. Solution complémentaire à mettre en œuvre dans tous les cas (les efforts de sous pression sont négligeables par rapport aux autres efforts en jeu et cette mesure ne peut suffire à elle-même).
- Rehausse et prolongation des parapets au droit des culées : il s'agit de favoriser la surverse dans l'axe du barrage et empêcher qu'elle se produise en rives. En effet, en cas d'embâcle sur l'évacuateur et de mise en charge par le tablier du pont, des écoulements peuvent se produire sur le couronnement en direction des deux extrémités du barrage. Les écoulements peuvent alors s'effectuer sans obstacle, directement sur les culées. L'érosion peut être rapide et modifier radicalement les conditions de stabilité des culées, conduisant à la rupture probable de celles-ci. La solution prévoit la fermeture des parapets aval sur chaque rive de façon à empêcher un écoulement préférentiel le long du pied aval du barrage en cas de surverse. Il conviendra s'assurer de la stabilité des parapets sous cote PHE et pour la cote de danger de l'ouvrage.

- Amélioration du pendule de clé de voûte : amélioration de l'auscultation du barrage. Quatre adaptations peuvent être envisagées pour remédier à ce problème et améliorer la fiabilité des mesures extrêmes vers l'aval du pendule :
 - Remplacement du fil du pendule et décalage de son scellement en fond de forage de telle sorte que le fil ne vienne plus buter sur le bord du forage dans le corps de la voûte.
 - Réalésage du forage du pendule sur une partie de sa hauteur pour supprimer la zone de contact entre le fil et le bord du tube. Le réalésage avec un axe déporté permet de conserver le fil et surtout son scellement en fond de forage.
 - Création d'une nouvelle chambre de mesure dans le corps de la voûte et en partie inférieure du barrage ; division du pendule existant en deux avec création d'un pendule inversé (ou direct) supérieur (destiné à mesurer le déplacement de la crête par rapport au pied du barrage) associé à un pendule inversé inférieur (permettant de mesurer le déplacement du pied de la voûte par rapport à la fondation).
 - Création d'un nouveau pendule direct à l'aval de la voûte (destiné à mesurer le déplacement de la crête par rapport au pied du barrage) et d'un nouveau pendule inversé en pied (permettant de mesurer le déplacement du pied de la voûte par rapport à la fondation) ; Création d'une nouvelle chambre de mesure à l'aval du barrage, laquelle pourrait être aménagée dans le local des vannes.
- Amélioration de l'évacuation des crues : problématique embâcles. La protection anti-embâcles est essentielle dans la mesure où la retenue des Cammazes a été évaluée comme très sensible à ce risque et où la géométrie de l'évacuateur est favorable à la rétention des flottants. Les adaptations à mettre en place sont : l'ouverture du parapet aval et suppression de la bordure amont, la mise en place de garde-corps fusibles à l'amont et à l'aval et la mise en place d'une protection anti-embâcles en amont du déversoir. Les solutions envisageables à un stade préliminaire sont les suivantes :
 - Grille anti-embâcle fixée immédiatement en amont du seuil de l'évacuateur. Cette solution réduit légèrement la débitance de l'évacuateur dans la situation sans embâcles du fait des pertes de charge induites par la présence de la grille. L'entretien de ce type de dispositifs est difficile.
 - Drome. Par rapport à la grille, la drome présente l'avantage de pouvoir planifier les interventions de nettoyage en fonction de la surface des corps flottants retenus. Par ailleurs, la drome évite la perte de charge induite par la grille qui conduit à devoir majorer la cote de rehausse du parapet. Pour la drome, la difficulté principale consiste à créer les points d'ancrage en rives qui nécessitent des études géotechniques complémentaires et à créer et aménager les accès (pour la construction puis pour l'entretien de la drome et le retrait des flottants).

La mission vise à définir une conception cohérente de ces aménagements, en tenant notamment compte du fait que les conditions d'évacuation des crues influent sur la stabilité du barrage et qu'inversement, les objectifs de cote en crue découlent des conditions de stabilité de l'ouvrage.

6. CONCLUSIONS

La réglementation barrage impose au propriétaire un ensemble d'obligations afin de surveiller et contrôler son barrage. Les études réglementaires réalisées sur le barrage des Cammazes (notamment l'EDD et la RS) ont mis en évidence des dysfonctionnements ou des facteurs de risque qui n'auraient pas pu être décelés autrement (culée rive gauche, problème canicule, dysfonctionnement de l'évacuateur de crues), et ont conduit à la définition d'un plan d'actions hiérarchisées selon l'urgence, incluant des travaux d'évacuation des crues et de confortement majeur de la culée rive gauche.

Les apports spécifiques de la démarche réglementaire (EDD/RS) par rapport aux anciennes pratiques (suivi « normal » de l'ouvrage, de son auscultation et de ses consignes d'exploitation) se synthétisent de la façon suivante :

- La démarche EDD permet de mettre en évidence des modes de défaillance complexes. La démarche prend en compte la connaissance approfondie de l'ouvrage, l'identification des scénarii de défaillance pertinents associés aux événements déclencheurs, la détermination de leur probabilité d'occurrence et de leur gravité et la définition des mesures correctrices (études complémentaires, mesures transitoires, travaux,...) pour les scénarii dont le risque est jugé inacceptable.

L'EDD est un travail pluridisciplinaire et implique une collaboration étroite entre les différentes parties prenantes : Maître d'ouvrage (IEMN), Exploitant (VNF), Bureau d'études (ISL) et Service du contrôle (DREAL). Pour les ouvrages complexes et à fort enjeu, elle implique parfois une démarche itérative nécessitant des délais et des budgets d'études suffisants.

- La démarche RS s'appuie sur l'examen technique complet (ETC) (inspection très détaillée de l'ouvrage y compris les parties immergées ou non accessibles) et sur une analyse de toutes les études réalisées sur l'ouvrage (focus sur les dix dernières années). La RS établit la synthèse de la connaissance de l'ouvrage et statue sur son niveau de sûreté en tenant compte de ses dysfonctionnements et du caractère évolutif de certains comportements.
- Les deux démarches sont complémentaires et permettent de mieux appréhender le risque de l'ouvrage, de mieux justifier la hiérarchisation des mesures correctives et au final d'améliorer la sécurité de l'ouvrage au bénéfice des populations.

RÉFÉRENCES ET CITATIONS

[1] Lino, M. (2014). RSO-436 Etude de dangers du barrage des Cammazes. ISL Ingénierie

[2] Lino, M. et Tena, E. (2014). RSO-0321 Examen technique du barrage des Cammazes. ISL Ingénierie

[3] Lino, M. et Tena, E. (2015). RSO-0322 Revue de sûreté du barrage des Cammazes. ISL Ingénierie

[4] PEL et SDR. 821 0166 – R2 Etude d'évacuation des crues. Artelia.

[5] Jellouli M. et Lino M. (2014). R4681 Calcul des consignes nécessaires pour assurer la stabilité de la culée en rive gauche. ISL Ingénierie

[6] Jellouli M., Shaiek S. et Lino M. (2014). R4379 Etude de stabilité de la voute (explication de la dérive, stabilité de la culée rive gauche et consigne canicule). ISL Ingénierie

[7] Ministère de l'écologie, du développement durable et de l'énergie (2007). 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.

[8] Ministère de l'écologie, du développement durable et de l'énergie (2015). 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.

RETOURS D'EXPERIENCE DE L'EVALUATION DE LA SÛRETE DE DEUX GRANDS BARRAGES PAR L'ANALYSE DES MODES POTENTIELS DE RUPTURE

Feedback on the safety assessment of two large dams using the Potential Failure Mode Analysis

DOI : 10.24346/cfbr_colloque2016_b05

Christine NORET

Tractebel Engineering – 5, rue du 19 mars 1962 - 92622 Gennevilliers CEDEX
christine.noret@tractebel.engie.com

Nathalie ROSIN-CORRE, Sylvain LOPEZ

Tractebel Engineering - Tour Part-Dieu - 129, rue Servient - 69326 Lyon CEDEX 3
nathalie.rosin-corre@tractebel.engie.com, sylvain.lopez@tractebel.engie.com

MOTS CLÉS

Modes potentiels de rupture, FERC, méthode de travail collaborative.

RÉSUMÉ

L'Analyse des Modes Potentiels de Rupture (AMPR) a été développée par la Commission Fédérale de Régulation de l'Energie (FERC), agence fédérale des Etats-Unis, à la suite d'une série d'accidents ou d'incidents survenus sur des barrages au début des années 2000 dont les causes n'avaient pu être détectées par l'approche classique de l'évaluation de la sûreté. La méthodologie de l'AMPR s'appuie sur l'organisation d'un atelier réunissant sur place les parties prenantes pour partager les connaissances documentaires et les observations de site, faire émerger l'éventail des scénarios envisageables de rupture et procéder de manière collaborative à leur analyse et à l'identification des mesures de réduction des risques. Selon leur nature, ces mesures sont ensuite inscrites dans le Plan d'Exploitation et de Maintenance, le Plan d'Auscultation et le Plan Particulier d'Intervention. Après une présentation détaillée de la méthodologie, le retour d'expérience des AMPR menées sur deux barrages est détaillé. L'atelier a permis de développer un état d'esprit nouveau orienté sûreté chez les parties prenantes et a fait ressortir des modes potentiels de rupture envisagés de certains seulement. Enfin, la démarche de l'AMPR est comparée avec celle des Etudes de Dangers menées dans le cadre réglementaire français et quelques idées susceptibles de nourrir la pratique française sont proposées.

ABSTRACT

The Potential Failure Mode Analysis (PFMA) was developed by the Federal Energy Regulatory Commission. This process relies on a workshop bringing together all people taking part to the safety of dam to share the supporting technical documentation, brainstorm all potential failure modes for the dam, analyze the most credible ones and identify the risk reduction measures. The most significant potential failure modes are highlighted during the closing round-table. Existing Monitoring Program, Operation and Maintenance Manual and Emergency Preparedness Plan are then updated with the risk reduction measures. The feedback is given on the PFMA performed for two dams. Some ideas can be picked up from the PFMA process to nurture the French practice of the Dam Safety Assessment Studies (Etudes de Dangers).

1. INTRODUCTION

L'Analyse des Modes Potentiels de Rupture (AMPR, ou en anglais Potential Failure Mode Analysis - PFMA) a été développée par la Commission Fédérale de Régulation de l'Energie (FERC), l'agence du gouvernement fédéral des Etats-Unis qui délivre des permis d'exploitation d'aménagements hydroélectriques, à la suite d'une série d'accidents ou d'incidents survenus sur des barrages au début des années 2000.

Les causes de ces accidents n'avaient pu être détectées par l'approche classique de l'évaluation de la sûreté fondée sur le respect de règles de conception souvent limitées au dimensionnement de l'évacuateur et à la vérification de la stabilité du barrage sous des cas de charge prédéfinis ; ceci plaidait pour une approche

alternative permettant d'examiner des scénarios de rupture potentiels auxquels personne n'avait pensé jusqu'alors.

La présente communication vise à faire partager le retour d'expérience de l'application de la méthode AMPR d'évaluation de la sûreté à deux barrages.

Par souci de simplification on appellera dans la suite du document mode potentiel de rupture un mode possible de rupture du barrage ou de défaillance conduisant à une lâchure d'eau incontrôlée et ayant des conséquences dommageables.

2. METHODOLOGIE DE L'ANALYSE DES MODES POTENTIELS DE RUPTURE DEVELOPPEE PAR LA FERC

2.1 Présentation générale

L'Analyse des Modes Potentiels de rupture (AMPR) fait partie intégrante de la procédure FERC appelée « Programme de surveillance de la performance des barrages en matière de sûreté » (Dam Safety Performance Monitoring Program) décrite dans les directives techniques de la FERC, chapitre 14 [1].

La FERC vise ainsi à mettre en œuvre une procédure efficace visant à identifier les mesures de sécurité pour les barrages en exploitation. L'idée est qu'on peut éviter de répéter des études qui ne sont pas nécessaires et que le programme de surveillance mis en place pour assurer la sûreté du barrage peut être recentré sur des éléments-clés, ce qui contribue à une approche plus efficace et plus économique.

La pierre angulaire de la procédure est l'AMPR dont la méthodologie est plus particulièrement développée dans le paragraphe 14.3 du document [1].

Elle consiste à identifier des modes potentiels de rupture spécifiques à un barrage par une équipe pluridisciplinaire ayant une connaissance diversifiée du barrage. Elle s'appuie sur :

- une revue approfondie de la documentation existante alimentée notamment par les connaissances de première main du personnel d'exploitation sur site et la connaissance de l'historique du barrage lors de sa construction, son exploitation, les incidents survenus, ...
- une visite de site conjointe mettant l'accent sur les modes de rupture ou de défaillance potentiels, les scénarios associés et leur détection,
- une discussion sur la vraisemblance et la probabilité d'occurrence des scénarios de rupture envisagés,
- des études spécifiques telles que par exemple une révision de l'hydrologie et des conditions de passage des crues, une étude de vérification de la stabilité, ...

Les étapes-clés d'une AMPR, synthétisées dans la figure 1, sont :

- la formation de l'équipe de pilotage, qui sera en charge de mener à bien l'analyse,
- la collecte, l'organisation et la mise à disposition de la documentation technique,
- l'atelier de travail en commun, comprenant la visite du barrage et de ses ouvrages annexes,
- la rédaction du rapport de l'AMPR et la traduction des mesures de réduction des risques en plan d'actions.

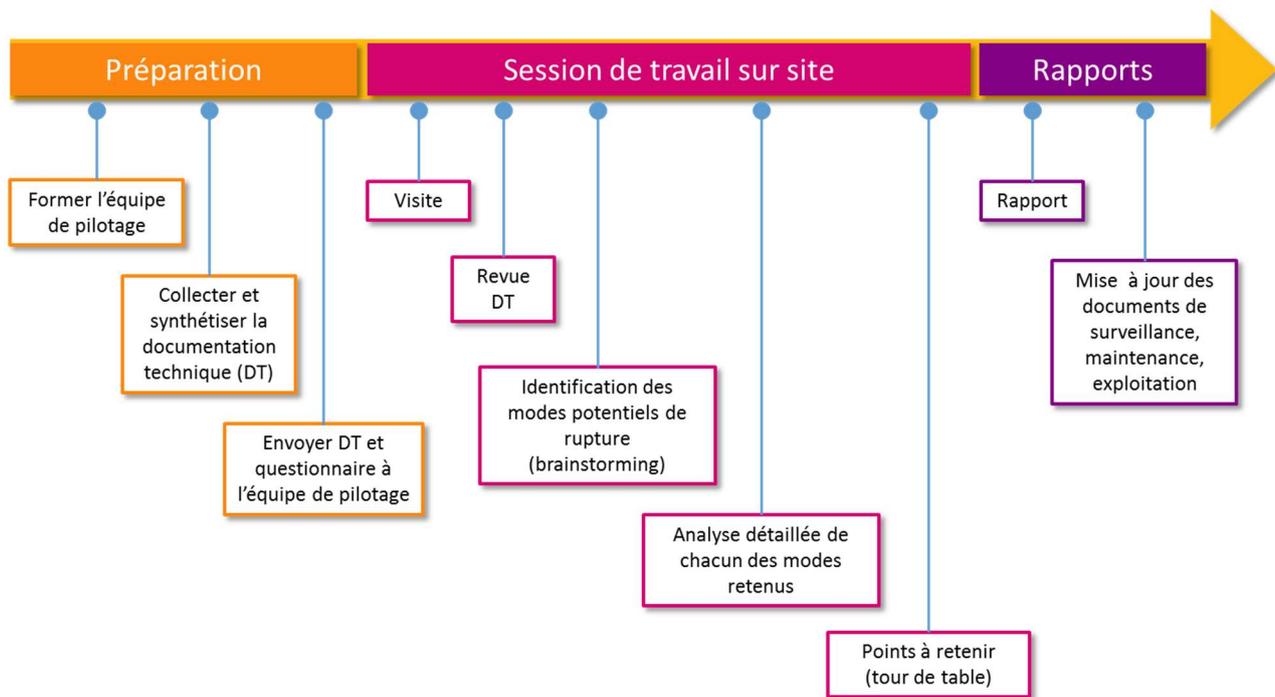


Figure 1 : Les différentes étapes de la démarche d'une AMPR.

L'équipe de pilotage est formée autour d'un animateur (qui doit être agréé par la FERC pour les ouvrages dépendant de la FERC) et d'un secrétaire de séance, de représentants du Maître d'ouvrage, de représentants de l'Exploitant, et de spécialistes de différentes disciplines faisant généralement partie de l'équipe du Consultant : barrages, sûreté des barrages, géologie, hydromécanique, électricité, contrôle-commande, auscultation,... ainsi que de représentants des autorités de contrôle (en l'occurrence l'ingénieur en charge des inspections FERC pour les ouvrages dépendant de la FERC).

La documentation technique est généralement rassemblée au préalable conjointement par le Consultant et le Maître d'ouvrage et est mise à disposition de l'équipe de pilotage pendant l'atelier de travail sous forme informatique ou papier.

L'atelier de travail en commun est présenté dans le paragraphe suivant.

Le rapport rappelle les principes de la procédure d'AMPR, détaille le programme de l'atelier de travail et la liste des participants, présente une synthèse des caractéristiques du barrage et de son comportement, identifie les modes potentiels de rupture, détaille l'analyse des modes potentiels de rupture, les points à retenir l'issue du tour de table final et recense les actions planifiées. Les listes préliminaire et détaillée des modes potentiels de rupture sont annexées au rapport. Les documents de type consignes de surveillance et d'exploitation, manuel d'exploitation et de maintenance, programme de surveillance, plan particulier de prévention, ... sont mis à jour en prenant en compte les mesures de réduction des risques qui ont été définies lors de l'analyse détaillée des modes potentiels de rupture.

Le rapport est rédigé par le Consultant, vérifié par l'équipe de pilotage et endossé par le Maître d'ouvrage qui le soumet à l'Autorité de Contrôle.

La durée classique du processus pour un barrage d'une certaine importance est de l'ordre d'une semaine pour l'atelier de travail en commun, non compris la collecte et la préparation de la documentation technique, la constitution de l'équipe de pilotage préalables, la rédaction du rapport et la mise à jour des consignes, manuels, programmes

2.2 L'Atelier de travail en commun

Deux personnes clés ont un rôle particulier au cours de l'atelier :

- L'animateur, ou facilitateur, a un rôle de formateur sur la procédure, sur son déroulement et sur les rôles des parties prenantes ; il est le garant du bon déroulement de la procédure ; il maintient une atmosphère propice aux échanges ; il guide aussi bien le Maître d'ouvrage et l'Exploitant que les experts pour s'assurer de la bonne compréhension par tous des propos échangés et progresser vers un consensus ; il doit être expérimenté et peut être indépendant de l'équipe de projet du Consultant.
- Le secrétaire de séance consigne le résultat des discussions pendant l'atelier de travail ; il doit faire preuve de réactivité et d'objectivité dans la transcription des propos échangés.

L'atelier de travail en commun se déroule en trois temps :

- A. **une première session de brainstorming** pour identifier les modes potentiels de rupture et les lister dans une liste préliminaire sous la forme du tableau 1. Afin de guider les réflexions, les modes potentiels de rupture sont recherchés parmi cinq familles prédéfinies, selon qu'ils se développent en conditions normales (défaut,...), en conditions de crues, qu'ils soient liés à des phénomènes de vieillissement (alcali-réaction, corrosion, érosion interne, colmatage de drains, ...), à un séisme ou à d'autres facteurs (embâcles, sédimentation, facteur humain, organisation, financement, ...).

MPR n°	Description du MPR	A conserver pour la suite de l'analyse oui/non	Justification pour le conserver ou non

Tableau 1 : Cadre-type de la liste préliminaire des modes potentiels de rupture.

- B. **une seconde session de brainstorming** pour mener, pour chacun des modes de rupture, une analyse détaillée, pas à pas, afin d'atteindre un consensus pour remplir les différentes colonnes du tableau 2 :

MPR n°	Initiation, scénario et conséquences	Constats	Facteurs aggravants	Facteurs favorables	Mesures de réduction des risques et de surveillance	Actions à entreprendre à court terme	Catégorie et justification de la catégorie
							I à IV

Tableau 2 : Cadre-type de la liste détaillée des modes potentiels de rupture.

L'événement et les conditions à l'origine du développement du mode potentiel de rupture sont décrites (tels qu'une vanne d'évacuateur bloquée par des embâcles en crue), ainsi que la succession des événements qui conduisent au mode potentiel de rupture, puis les conséquences du mode potentiel de rupture (rupture totale, partielle du barrage avec lâcher d'eau incontrôlé d'eau avec un débit de xx m³/s et abaissement de la retenue à la cote yy, ...)

Les constats sont des faits objectifs tels que des mesures, des observations, des incidents, des accidents.

Les facteurs aggravants accroissent la probabilité de développement du mode potentiel de rupture, les facteurs favorables la diminuent. Par exemple, l'absence de piézomètres ne permet pas de détecter une augmentation dommageable des sous-pressions (facteur aggravant) ; l'accès à un organe de sécurité reste possible même si la route d'accès au barrage est coupée par un glissement de terrain (facteur favorable).

Les mesures de réduction des risques sont de différentes sortes :

- des actions à court terme peuvent être définies, telles que par exemple l'inspection et le maintien en condition de fonctionnement de drains, la mise à jour de consignes d'exploitation, la réparation de dispositifs de prévention antichute de pierres protégeant des organes de sécurité ou des investigations et études à engager sans tarder (pour les modes potentiels de rupture de catégorie III),
- des mesures de réduction des risques qui demandent plus de temps pour être mises en œuvre, telles que par exemple des travaux de rehausse de bajoyers de bassin de dissipation,
- et des mesures de surveillance et auscultation, telles que par exemple l'auscultation de versants instables susceptibles d'endommager des ouvrages annexes.

Les actions à entreprendre à court terme sont des actions qui peuvent réduire la probabilité d'occurrence du mode potentiel de rupture ou réduire ses conséquences, telles qu'une modification de consigne d'exploitation, une formation spécifique, l'achat d'un équipement de sécurité, l'amélioration du système d'alerte.

Les modes potentiels de rupture sont classés en quatre catégories :

- Catégorie I : modes potentiels de rupture retenus comme les plus crédibles et ayant les conséquences les plus graves. Ces modes potentiels de rupture méritent d'être portés à l'attention du Maître d'ouvrage, de l'Exploitant et du personnel en charge de la surveillance visuelle et de l'auscultation. Des mesures de réduction des risques sont à définir.
- Catégorie II : mode potentiel de rupture pris en compte mais de moindre probabilité d'occurrence ou de moindre conséquence. Ces modes potentiels de rupture sont physiquement possibles mais sont jugés de probabilité d'occurrence plus faible qu'un mode de la catégorie précédente (par exemple du fait de l'absence de preuves directes ou indirectes du développement d'une pathologie, ou d'une faible probabilité d'occurrence d'un phénomène ou d'une situation initiateurs) ou de moindre conséquence.
- Catégorie III : des informations ou des analyses supplémentaires sont nécessaires pour classer le mode potentiel de rupture parmi les trois autres catégories.
- Catégorie IV : mode potentiel de rupture écarté de la liste parce que la rupture n'est physiquement pas possible ou parce qu'une information a été fournie au cours de l'atelier de travail qui a conduit à considérer ce mode comme non crédible.

C. **un tour de table final** au cours duquel chaque participant est amené à formuler son ressenti sur l'atelier en termes des principaux résultats et compréhensions des mécanismes liés à la sûreté (au sens large) de l'aménagement

2.3 Apports et objectifs d'une Analyse des Modes Potentiels de Rupture

Les apports directs et indirects d'une Analyse des Modes Potentiels de Rupture sont de plusieurs ordres :

- faire émerger des données et informations oubliées ou négligées qui corrigent, clarifient, complètent la compréhension du barrage et permettent d'établir de nouvelles bases de gestion de la sûreté du barrage,
- identifier les principaux modes potentiels de rupture,
- recentrer les programmes de surveillance sur les points critiques,
- identifier les mesures pertinentes de réduction des risques,
- développer des procédures d'exploitation qui garantissent qu'il n'y a pas de points faibles dans la sûreté du barrage,
 - impliquer le personnel d'exploitation dans la démarche,
 - valoriser les apports de la surveillance de l'ouvrage et d'un dispositif d'auscultation adapté, correctement maintenu et exploité,
- promouvoir une approche collective dans l'élaboration des procédures de sûreté du barrage :
 - le maître d'ouvrage, le consultant, l'autorité de contrôle sont partenaires dans les discussions ; les décisions sont prises par consensus,
 - créer un lieu d'échanges ouvert au questionnement, à la réflexion de groupe et à la discussion,
 - renforcer la cohésion entre les différents niveaux hiérarchiques au sein du Maître d'ouvrage et/ou de l'Exploitant,
 - renforcer la culture de sûreté du Maître d'ouvrage et de l'Exploitant.

L'application de ce type d'analyse, mise au point à l'origine pour des barrages américains sous contrôle de la FERC, est régulièrement demandée dans le cadres des projets financés par la Banque Mondiale, et par des maîtres d'ouvrages en dehors des Etats-Unis d'Amérique.

Dans le chapitre suivant, deux cas d'application sont présentés pour illustrer la démarche.

3. RETOUR D'EXPERIENCE DES AMPR MENEES POUR DEUX BARRAGES

3.1 Barrage N°1

3.1.1 Présentation succincte et contexte

C'est un barrage en enrochements à noyau central haut de plus de 200 m. Il a été construit dans les années 70 selon la conception d'un bureau réputé et crée une grande retenue alimentant l'usine hydroélectrique à son pied aval de puissance installée de plus de 2000 MW.

Le barrage est construit dans une gorge étroite creusée par la rivière dans les grès, siltites et argilites. Le barrage a pour dimensions principales : hauteur >200 m, longueur en crête ~700 m, pente amont 2,25/1 (H/V) et aval 2,2/1 (H/V) ; le noyau argilo-sableux avec inclusions rocheuses repose sur un socle en béton au fond de la gorge. La cote de Retenue Normale est située 10 m sous la cote de crête.

Les débits de pointe entrants ont été évalués à plus de 5000 m³/s pour la crue décennale et à plus de 7000 m³/s pour la Crue Maximum Probable. La capacité d'évacuation des crues de l'ordre de 4000 m³/s est répartie à égalité entre un évacuateur de surface vanné et un évacuateur de demi-fond.

3.1.2 Déroulement de l'AMPR

L'AMPR a été menée dans le cadre des études technico-économiques de la réhabilitation de l'usine et d'appréciation de la sûreté du barrage financées par la Banque Mondiale, préalables au financement de la réhabilitation de l'usine. C'était la première du nom.

L'équipe de pilotage était composée par :

- un animateur agréé par la FERC,
- des représentants du Ministère de l'Energie,
- des managers, ingénieurs et techniciens du Maître d'ouvrage/Exploitant,
- un expert géologue, un spécialiste sûreté des barrages, un spécialiste auscultation, un spécialiste HEM et un secrétaire de séance de Tractebel.

Jusqu'à vingt-cinq personnes ont participé aux sessions de travail en commun, y compris un expert sûreté de la Banque Mondiale.

L'atelier de travail s'est déroulé sur le site pendant 5 jours consécutifs en avril 2015, dont un jour et demi pour la visite et un jour pour la présentation des études préalables à l'atelier de travail : synthèse géologique, étude du passage des crues, avis sur le comportement du barrage. La visite de site a été dédiée à quelques points identifiés au préalable intéressant la géologie du site et les évacuateurs de crue (cf. Figure 2).

Une des spécificités de cette AMPR a été la multiplicité des langues de travail parlées lors de l'atelier de travail en commun. La langue de travail du Maître d'ouvrage et de l'Exploitant et celle de l'animateur et du Consultant étaient différentes. Ces deux langues ont donc été utilisées pour les discussions et pour les documents de travail.

Lors de l'atelier de travail, un interprète se chargeait de la traduction orale des échanges. Le secrétaire de séance écrivait dans une langue, un traducteur traduisait en parallèle dans l'autre langue pour permettre aux participants de valider en parallèle la transcription des discussions projetée sur écran par deux vidéoprojecteurs (cf. Figure 3). Le temps alloué aux traductions n'a pas permis de travailler avec la totalité du groupe sur la totalité des modes potentiels de rupture.

3.1.3 Retour d'expérience

Au démarrage de l'atelier, il était difficile, voire impossible, au Maître d'ouvrage et Exploitant d'accepter de discuter d'une possible défaillance du barrage ou de ses ouvrages annexes, ce qui était vécu comme une remise en cause de la valeur des concepteurs, des constructeurs et de lui-même en tant qu'exploitant responsable de la bonne santé de l'ouvrage.

Une liste préliminaire a rassemblé 40 modes potentiels de rupture. 10 MPR ont été écartés pour obtenir une liste détaillée de 30 MPR dont les 2/3 en catégorie III, soit par difficulté à disposer des archives des concepteurs, soit par nécessité de réaliser des investigations et études complémentaires.

Des mesures de réduction des risques ont été définies et inscrites dans un Programme d'actions pour diminuer la probabilité d'occurrence de certains MPR. Elles ont été traduites dans le programme de surveillance, les consignes d'exploitation et le programme de maintenance.

Les représentants du Maître d'ouvrage, qui témoignaient d'une certaine réticence à discuter de manière ouverte de la sûreté du barrage, se sont montrés à l'issue de l'analyse très satisfaits de son déroulement et de ses conclusions.

L'ingénieur sûreté du Maître d'ouvrage a joué un rôle majeur en engageant les échanges et en faisant part de ses préoccupations. L'atelier de travail en commun a ainsi contribué à faire naître un nouvel état d'esprit au sein de la Maîtrise d'ouvrage davantage tournée vers la sûreté du barrage. La confiance des parties prenantes dans la sûreté de l'ouvrage est ressortie renforcée de l'atelier.



Figure 2 : Visite du barrage par l'équipe de pilotage.



Figure 3 : Atelier de travail en commun pour l'analyse des modes potentiels de rupture du barrage.

3.2 Barrage N°2

3.2.1 Présentation succincte et contexte

Le barrage est un barrage voûte de plus de 100 m de hauteur construit à la fin des années cinquante. Le réservoir alimente deux usines hydroélectriques souterraines situées sur chacune des rives. La capacité de production de ces usines, régulièrement augmentée, atteint à ce jour plus de 1500 MW.

Le béton du barrage est sujet à des déformations irréversibles sous l'effet du gonflement (alcali-réaction). Les taux de gonflement sont représentatifs d'un phénomène modéré de gonflement, actuellement de l'ordre de 10 $\mu\text{m}/\text{m}/\text{an}$ verticalement en partie supérieure de la voûte. L'évacuateur comprend six passes vannées

fonctionnant sous plus de 30 m de charge pour une capacité totale de près de 9000 m³/s. Les vannes sont ouvertes avant la période des crues pour assurer un creux permettant à la crue décennale de passer en sécurité. Les équipements de l'évacuateur exploités depuis la mise en eau sont d'origine.

3.2.2 Déroulement de l'AMPR

L'analyse des modes potentiels de rupture était là aussi la première du nom. Elle a eu lieu avant une opération majeure de réhabilitation.

L'atelier de travail en commun de l'AMPR a eu lieu en même temps que la visite d'inspection quinquennale en septembre 2015 sur 8 jours consécutifs. La visite prévue en début d'atelier de travail a été celle de l'inspection quinquennale (cf. Figure 4).

Le personnel du Maître d'ouvrage/Exploitant étant anglophone, la langue de travail a été l'anglais.

L'équipe de pilotage était composée des personnes suivantes :

- côté Maître d'ouvrage/exploitant, le directeur de projets et de la sûreté du barrage, l'ingénieur maintenance du barrage, l'ingénieur sûreté du barrage, l'hydrologue, le responsable maintenance barrage, le contremaître auscultation, le contremaître électricien et le contremaître mécanicien,
- côté Tractebel, un expert géologue, un spécialiste sûreté des barrages et facilitateur, un spécialiste génie civil et facilitateur, un expert et un spécialiste HEM et un secrétaire de séance.

Jusqu'à vingt personnes ont participé aux sessions de travail en commun (cf. Figure 5).

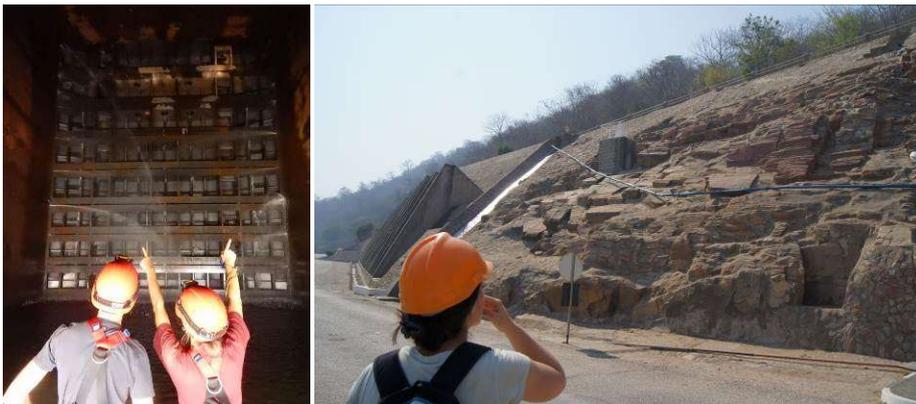


Figure 4: Visite de l'évacuateur et des rives de l'ouvrage.



Figure 5 : Atelier de travail en commun pour l'analyse des modes potentiels de rupture du barrage.

3.2.3 Retour d'expérience

La participation du personnel du maître d'ouvrage/exploitant et l'implication du personnel d'exploitation, surveillance, maintenance ont été remarquables.

Les responsables hiérarchiques ont pu se rendre compte que le personnel avait une excellente connaissance de l'ouvrage et de ses points critiques, et qu'ils étaient force de proposition pour suggérer des mesures de réduction des risques.

Une liste préliminaire de 37 MPR a été réduite à 34 MPR dans la liste détaillée dont 40 % en catégorie III.

Compte tenu du nombre important de MPR, l'ensemble n'a pu être balayé pendant l'atelier de travail. Il a donc été complété par une session de travail complémentaire sur la liste détaillée des modes potentiels de rupture, deux mois après avec les mêmes parties prenantes.

Les travaux de réhabilitation projetés sont bien justifiés par la réduction notable des risques qu'ils permettent.

Certaines mesures de réduction des risques sont explicitement prévues d'être reprises dans les consignes d'exploitation et le programme de surveillance régulièrement mis à jour par le Maître d'ouvrage exploitant.

Parmi les modes potentiels de rupture signalés comme significatifs par les participants, trois modes – déjà connus - liés à la géologie particulière d'une des rives et au vieillissement de l'évacuateur ont été mentionnés ; deux autres modes liés aux vannes aval de l'évacuateur ont également été mentionnés – dont tous les participants du groupe de travail n'avaient pas conscience jusque-là : chute libre de la vanne, incendie de câbles électriques dans la chambre de treuils.

L'approche par modes potentiels de rupture a donné au Maître d'ouvrage des arguments supplémentaires pour appuyer ses demandes de financement pour des travaux de réhabilitation.

Le programme de maintenance a pu être organisé en affectant un degré de priorité aux actions recommandées à l'issue de l'inspection quinquennale en référence aux modes potentiels de rupture intéressés.

4. DEMARCHE COMPAREE DE L'ANALYSE DES MODES POTENTIELS DE RUPTURE ET DES ETUDES DE DANGERS DANS LE CADRE REGLEMENTAIRE FRANÇAIS

La dernière partie de cet article se propose de comparer la démarche de l'AMPR avec celle des Etudes de Dangers (EDD) menées dans le cadre réglementaire français et de mettre en lumière quelques idées qui pourraient nourrir la pratique française des EDD explicitée dans le Guide de lecture des études de dangers des barrages [2].

4.1 Ressemblances et différences

L'AMPR et l'EDD ont la même finalité, à savoir l'évaluation de la sûreté d'un ouvrage basée sur une analyse des risques. L'objectif est similaire avec la description des scénarios de rupture partielle ou totale de l'ouvrage et la mise en place de mesures de réduction des risques.

L'AMPR telle que nous l'avons appliquée ne va pas aussi loin que l'EDD dans l'analyse des risques. En particulier, les potentiels de danger ne sont pas caractérisés ; les risques sont classés en différentes catégories sans que ceux qui relèvent de la catégorie des risques les plus significatifs soient hiérarchisés les uns par rapport aux autres ; les mesures de réduction des risques ne sont pas examinées en termes d'impact sur la gravité des scénarios.

La FERC développe à cet égard une version plus détaillée de l'AMPR qui inclut une analyse des risques semi-quantitative se rapprochant de celle menée dans les EDD. Typiquement, la colonne « catégorie » de la table 2 est remplacée par les six colonnes du tableau 3 ci-dessous.

Catégorie de probabilité de rupture			Niveau de conséquences		
Catégorie	Degré de confiance	Justification	Niveau	Degré de confiance	Justification

Tableau 3 : Compléments au cadre-type de la liste détaillée des modes potentiels de rupture.

Cinq catégories de probabilité de rupture sont définies de très forte (probabilité annuelle de dépassement >0,01) à très faible ainsi que cinq catégories relatives aux conséquences, allant d'un niveau 0 (quelques impacts temporaires) à un niveau 4 (pertes humaines >100 dommages étendus aux biens et à l'environnement).

Un degré de confiance doit être estimé aussi bien pour les probabilités que pour les conséquences : Bon (il est peu probable que des informations supplémentaires changerait la catégorie attribuée), Mauvais (des informations supplémentaires pourraient très bien changer la catégorie attribuée) et Moyen (On ne sait pas si des informations supplémentaires pourraient changer la catégorie attribuée). Il faut enfin justifier le choix de la catégorie et du niveau de confiance avec suffisamment de détail pour pouvoir les réévaluer ultérieurement.

Il nous paraît clair que cette analyse plus poussée ne peut pas être traitée dans un atelier dont la durée est forcément très contrainte. Nous envisageons par exemple d'utiliser cette méthodologie lors de la prochaine révision de l'AMPR pour le barrage N°2.

Elles portent toutes les deux **une très grande attention à la collecte des documents** sous la forme de la mise à disposition de l'ensemble des documents techniques pour l'AMPR et du dossier d'ouvrage pour l'EDD.

Elles nécessitent toutes les deux un travail conséquent de la part de l'équipe de pilotage avant et après l'atelier de travail en commun (pour l'AMPR) et de la part du Consultant avant d'aborder l'analyse des risques (pour l'EDD).

Le **déroulement est assez similaire** car les étapes sont très proches comme le montre la figure 6.

Elles diffèrent essentiellement sur la forme, la première impliquant de fait une plus grande participation du Maître d'ouvrage et de l'Exploitant dans l'exercice aux côtés des experts et non une étude faite par les experts et présentée puis endossée par le Maître d'ouvrage. C'est cette notion d'équipe réunie « en conclave » pour dérouler l'ensemble de la démarche qui donne sa force à l'AMPR.

Dans les deux cas présentés ci-avant, la démarche a été accompagnée par une formation du personnel du Maître d'ouvrage et de l'Exploitant à la sûreté des ouvrages sous forme de courtes présentations. L'interaction entre le personnel en charge de la surveillance (plutôt de formation génie civil) et celui en charge de l'exploitation (plutôt de formation électromécanique) a été extrêmement enrichissante pour toutes les parties.

Dans l'EDD, il est souhaitable d'impliquer le plus possible le Maître d'ouvrage et l'Exploitant mais il est parfois difficile de les mobiliser dans leurs différents niveaux hiérarchiques.

La méthodologie de l'AMPR prévoit enfin que les mesures de réduction des risques soient inscrites, selon leur nature, dans les divers documents en lien avec la sécurité du barrage : Plan d'Exploitation et Maintenance / consignes de surveillance et d'exploitation + manuel d'exploitation et d'entretien, Plan d'Auscultation, Plan Particulier d'Intervention pour développer un programme de surveillance performantielle. Ce lien n'est pas automatique pour les EDD.

La démarche, au travers de l'atelier de travail en commun, des nombreuses discussions collectives associées et du tour de table final, permet au personnel en charge de la surveillance, de l'exploitation et de la maintenance de participer pleinement au groupe de travail. Au cours des séances de travail, l'état d'esprit change, l'ensemble du groupe se met à penser « sécurité ».

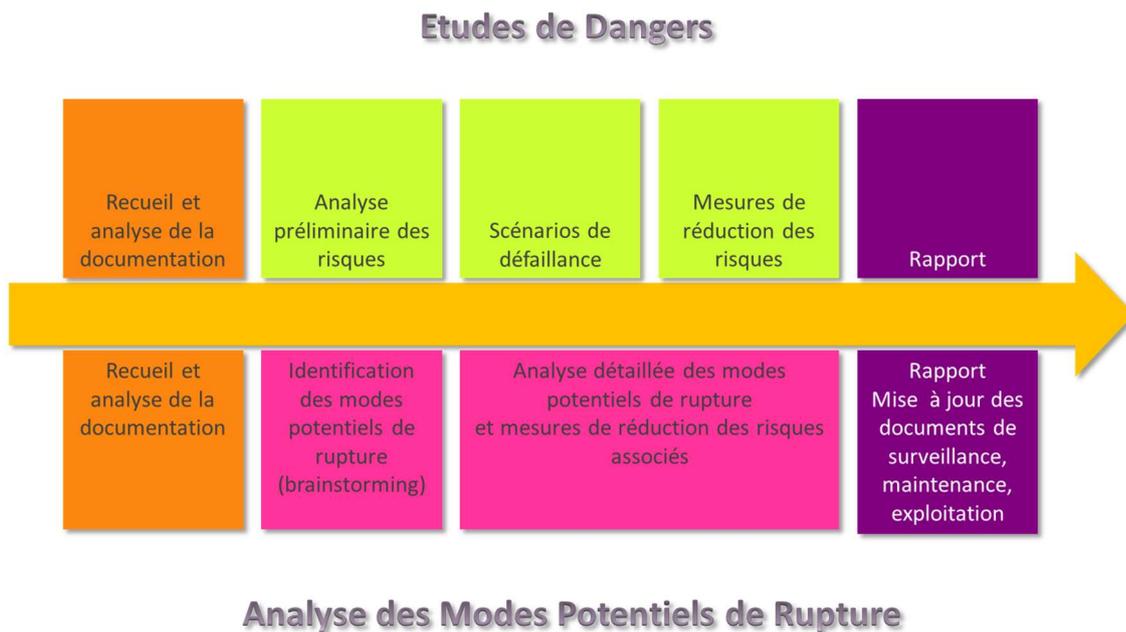


Figure 6 : Déroulement comparé d'une EDD (haut) et d'une APMR (bas).

4.2 Contributions envisageables à la pratique des EDD

La possibilité de classer un risque dans une catégorie d'attente, qui nécessite des investigations ou des études complémentaires pour classer le risque dans l'une des trois autres catégories (significatif, moins significatif, à écarter), pourrait être transposée aux EDD.

La participation d'un représentant de l'Autorité de Contrôle au processus nous semble de nature à développer une culture de sûreté des barrages partagée par l'ensemble des acteurs.

Certaines étapes de l'AMPR nous paraissent utilisables avec profit pour une EDD :

- l'examen collectif de la documentation à l'occasion duquel la connaissance du barrage est partagée. La collecte documentaire puis l'examen en groupe de la documentation recueillie permettent de voir si le dossier d'ouvrage est bien disponible et correctement fourni,
- la visite de site (non explicitement demandée dans l'EDD) en commun, focalisée sur les points potentiellement critiques et les vulnérabilités du barrage ou de ses ouvrages annexes,
- l'atelier de travail en commun pour l'analyse préliminaire des risques qui contribue à accroître le degré d'implication et de connaissance des maîtres d'ouvrage et exploitants dans la surveillance et la sûreté des barrages,
- pour les exploitants d'un ensemble de barrages, la participation à des ateliers de travail en commun qui seraient organisés pour des EDD de barrages qu'ils n'exploitent pas est de nature à enrichir les analyses.

Au-delà de l'EDD, l'inscription des mesures de réduction des risques dans un programme de surveillance performantielle nous semble contribuer à conforter l'engagement que prend le Maître d'ouvrage à mettre en œuvre les mesures de réduction des risques.

REMERCIEMENTS

Nous remercions chaleureusement Robin Charlwood, animateur certifié par la FERC, de nous avoir accompagnés et formés lors de notre première Analyse des Modes Potentiels de Rupture.

RÉFÉRENCES ET CITATIONS

[1] Federal Energy Regulation Commission (2005). Engineering Guidelines for the Evaluation of Hydropower Projects, Chapter 14: Dam Safety Performance Monitoring Program.

[2] Guide de lecture des études de dangers des barrages, mise à jour du 2 août 2012.

CONTRIBUTION DES REVUES DE SÛRETE A LA SECURITE DES BARRAGES

Contribution of safety reviews to dam safety

DOI : 10.24346/cfbr_colloque2016_b06

Thierry Guilloteau
EDF-DTG 21, avenue de l'Europe BP 41 38040 Grenoble CEDEX
thierry.guilloteau@edf.fr

Elisabeth Barros-Maurel, Christophe Le Verger
EDF-DTG 21, avenue de l'Europe BP 41 38040 Grenoble CEDEX
elisabeth.barros-maurel@edf.fr, christophe.le-verger@edf.fr

MOTS CLÉS

Décret 2007-1735, sûreté.

RÉSUMÉ

Près de huit années se sont écoulées depuis la publication de la loi LEMA en 2006, et, plus de 120 dossiers de revues de sûreté des barrages de classe A exploités par EDF ont été remis aux services de l'Etat. Cet article fait un REX de la réalisation des revues de sûreté sur cette période, à la fois sur les apports et les difficultés rencontrées. La première partie de l'article rappelle succinctement la diversité et la complexité des ouvrages étudiés, spécificités qu'il est nécessaire de se réapproprier afin d'établir un jugement assuré du niveau de sûreté. La deuxième partie résume le processus et la méthodologie retenus par EDF pour évaluer de manière cohérente et pertinente la sûreté d'un barrage et montre également les améliorations apportées avec l'expérience accumulée au fil des réalisations. Pour illustrer l'approche retenue par EDF, le déroulement de la revue de sûreté et la méthodologie employée pour le barrage des Saints Peyres sont donnés en exemple dans la troisième partie. Enfin, la quatrième et dernière partie présente une analyse quantitative des conclusions attendues des revues de sûreté (constat du niveau de sûreté et mesures préconisées), et de leur apport à la sûreté hydraulique.

ABSTRACT

About eight years have passed by since the publication of LEMA law in 2007 and it is more than 120 dams safety reviews of "A class" dams operated by EDF that were delivered to public Authorities. This article provides the feedback of the realisation of safety reviews over this period, and expose positive aspects and difficulties met. The first part of the article reminds briefly dam's diversity, complexity and particularities of which it is necessary to regain control to establish a relevant judgment on safety level. The second part summarizes the process and the methodology developed by EDF to estimate in a coherent and convincing way the safety of a dam and also shows the improvements brought with the accumulated experience. It is illustrated by the example of Saint Peyres dam safety review. Finally, the fourth and last part presents a quantitative analysis of the conclusions expected from the safety reviews (report of the level of safety and recommended measures) and of their contribution to global hydraulic safety in EDF.

1. INTRODUCTION

Depuis la publication du décret n°2007-1735 du 11/12/2007, 154 Revues de Sûreté (RS) ont été programmées sur les barrages EDF de classe A. À fin 2015, 120 ont été réalisées et diffusées aux DREAL par les Unités de Production (UP).

Cet article a pour objectif principal de dégager les principaux enseignements et contributions de celles-ci à l'évaluation et à la maîtrise des risques sur les barrages.

Pour cela, on rappelle tout d'abord la diversité des cas rencontrés et analysés, ainsi que la nécessité de structurer une démarche et des livrables homogènes. La déclinaison méthodologique de cette démarche sur le barrage des

Saints Peyres illustre pratiquement le processus de réalisation mis en place, ainsi que l'organisation et les compétences mobilisées pour apporter la meilleure réponse aux exigences réglementaires de « dresser un constat du niveau de sûreté de l'ouvrage » et « présenter les mesures nécessaires pour remédier aux insuffisances éventuelles constatées ».

La dernière partie de l'article synthétise les résultats acquis sur l'ensemble des RS de barrages produites à fin 2015, par la construction d'indicateurs statistiques et l'examen de critères techniques communs aux barrages. Un retour des maîtres d'ouvrages et de l'organisme agréé en charge de la réalisation des RS, sur les apports et les enseignements qualitatifs de la démarche, est également proposé.

2. PERIMETRE DES BARRAGES ETUDIES ET DIVERSITE DES CARACTERISTIQUES A PRENDRE EN COMPTE

Les barrages ayant fait l'objet d'une RS sont très diversifiés et peuvent rencontrer des problématiques de sécurité spécifiques pouvant s'illustrer par :

- **Des caractéristiques spécifiques pour les ouvrages de retenue liées à leur conception**, à leur âge (vieillesse, fatigue ...), mais aussi à des règles de calcul/dimensionnement ayant évolué, aux moyens technologiques de fabrication, de réalisation (mécanique, Génie Civil, Contrôle Commande), à la profondeur et à la qualité des informations disponibles aujourd'hui, au retour d'expérience sur le barrage (son exploitation, les événements vécus...) et au REX des incidents.

Les figures 1,2 et 3 permettent d'illustrer la diversité des barrages étudiés. Les périodes de mise en eau varient de 1903 à 1996 avec une grande majorité d'ouvrages construits dans les années 1950-1960. Deux grandes familles de barrages se dégagent, les barrages poids et les barrages voûte allant d'une hauteur de 14 à 160 m. Il faut noter également la réalisation de RS pour des canaux.

Le barrage des Saints Peyres, donné en exemple par la suite est situé sur ces graphiques par un symbole (☆).

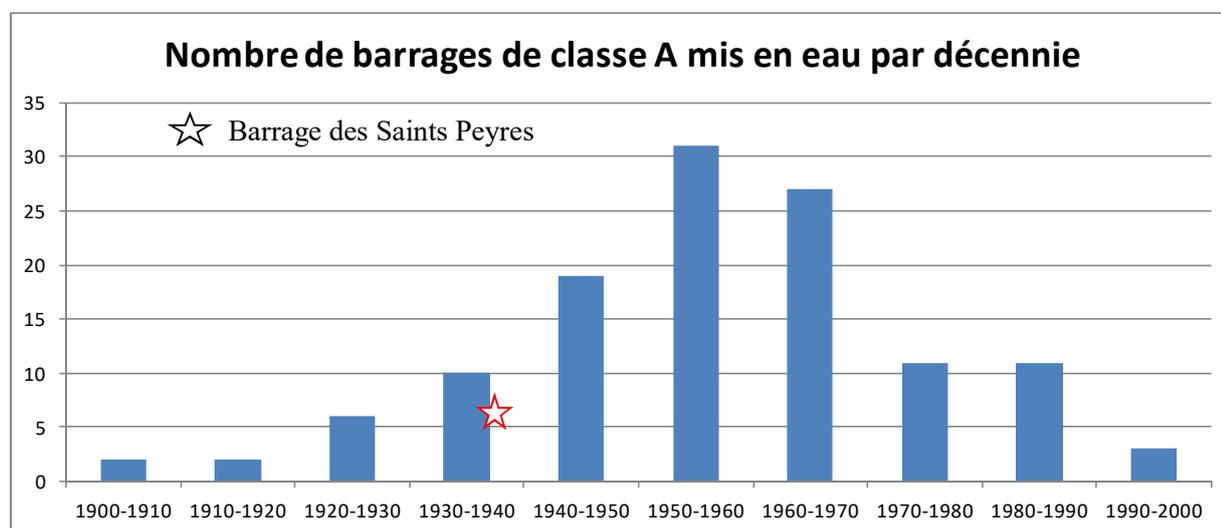


Figure 1 : Nombre de barrages de Classe A ayant fait l'objet d'une RS en fonction de la décennie de mise en eau.

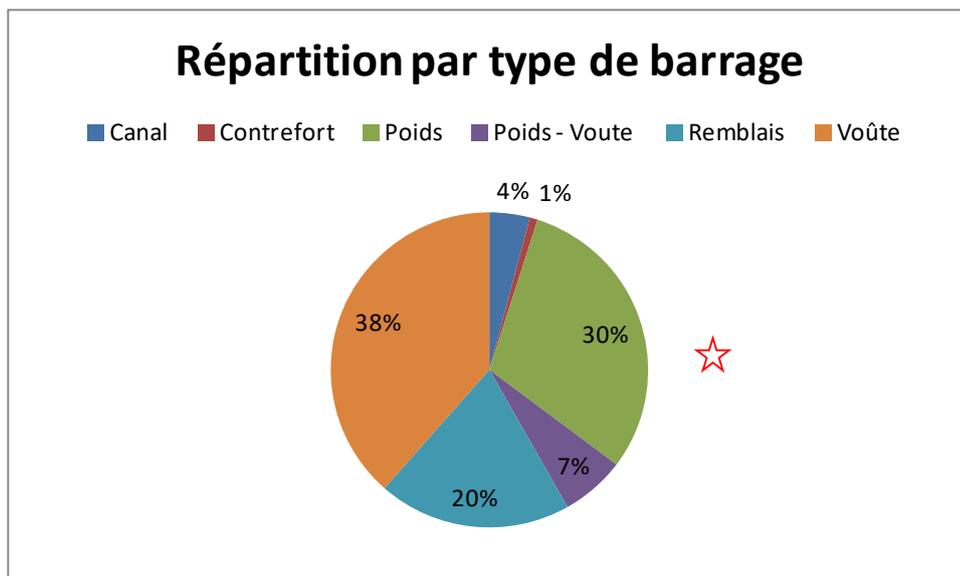


Figure 2 : Répartition des barrages de classe A ayant fait l'objet d'une RS par type de barrage.

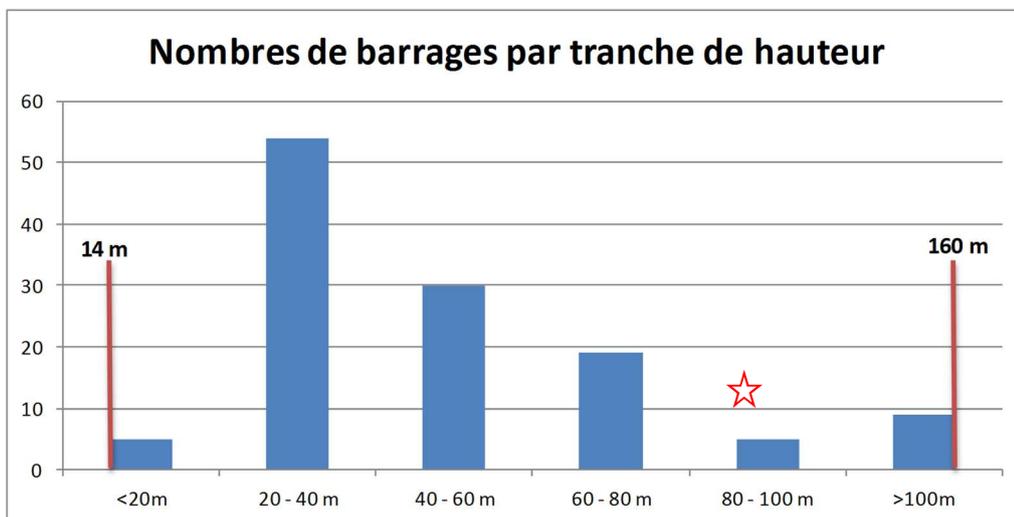


Figure 3 : Répartition des barrages de classe A ayant fait l'objet d'une RS par tranche de hauteur.

- **Des caractéristiques liées à la localisation et l'environnement naturel** : géologie, hydrologie, sismicité, climatologie, altitude, transports solides, versants, accès aux barrages ...

À ce titre, l'altitude de la retenue constitue un indicateur intéressant pour illustrer les problématiques telles le gel et la glace, la difficulté d'accès en hiver, les risques d'avalanche et d'embâcles par bois... Cette altitude varie de 35 m pour le barrage le plus bas à 2 460 m pour le plus haut.

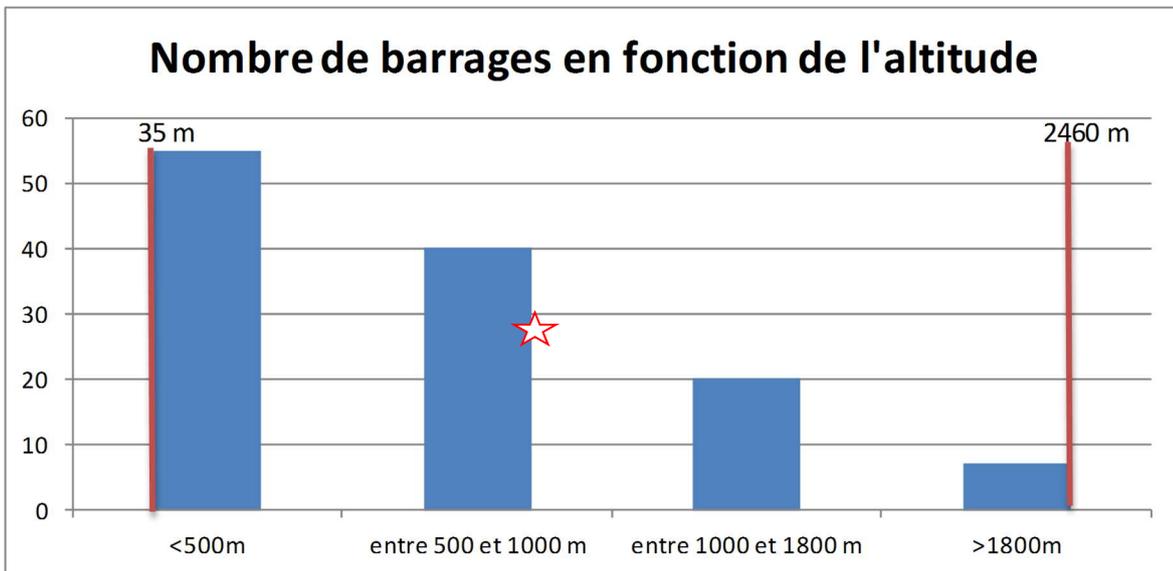


Figure 4 : Répartition des barrages ayant fait l'objet d'une RS par tranche d'altitude

- **Des caractéristiques fonctionnelles spécifiques pour les ouvrages d'évacuation des crues :** EVC vannés/non vannés, différents types de vannes et de systèmes de contrôle commande. Les ouvrages sans EVC sont essentiellement des canaux.

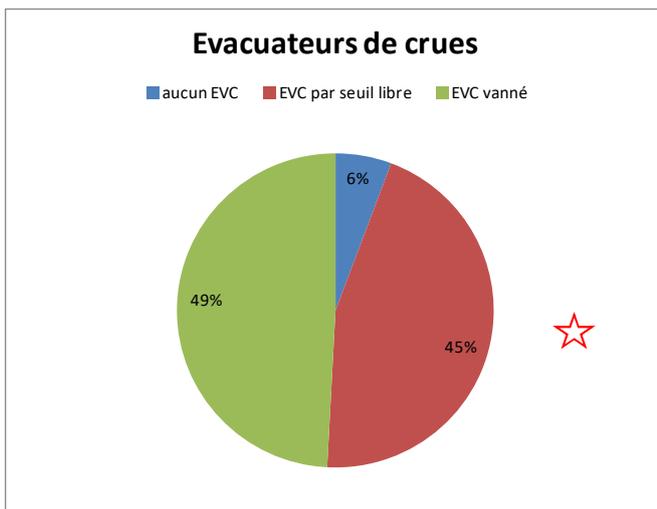


Figure 5 : Répartition des EVC des barrages de classe A ayant fait l'objet d'une RS.

En résumé, le parc de barrages étudié présente une diversité très importante, liée aux sites d'implantation et à des règles de dimensionnement, des capacités d'exécution et de réalisation et des moyens technologiques qui ont fortement évolué au cours du temps. Réaliser des revues de sûreté sur les barrages du Parc EDF, c'est ainsi revisiter l'histoire de l'hydroélectricité dans notre pays. Lors de la réalisation d'une RS, il est ainsi nécessaire que l'ingénierie se réapproprie l'ensemble de tous ces éléments et en tienne compte pour établir un jugement pertinent du niveau actuel de sûreté de l'ouvrage.

3. METHODOLOGIE DE REALISATION DES RS : FONDAMENTAUX ET AMELIORATIONS APPORTEES

3.1 Organisation générale de la réalisation des RS

Dès la publication du décret de 2007, EDF/DPIH (Division Production et Ingénierie Hydraulique) a commandité un projet EDD/RS (Études de Dangers / Revues de Sûreté) dont l'objectif était la réalisation des EDD et RS dans le respect des délais fixés administrativement.

En parallèle, une demande d'agrément était déposée pour l'obtention du statut d'Organisme Agréé (OA) et pouvoir ainsi assurer la production de ce type d'études. Sur la base d'un dossier déposé conjointement par CIH et DTG, l'agrément EDF a été obtenu et validé par un arrêté en date du 7 avril 2011, et ce pour une durée de 5 ans. Cette organisation interne assure une séparation fonctionnelle entre maîtrise d'ouvrage (Unités de Production) et organisme agréé (CIH et DTG).

Le pilotage opérationnel du projet EDD est assuré par le CIH, celui du projet RS par DTG ; les deux projets s'appuient sur les compétences et ressources d'ingénierie des deux Unités, mais également celles des entités en charge de l'exploitation et de la maintenance des barrages (UP, Groupes d'Exploitation Hydrauliques (GEH) et Groupements d'Usines (GU)). Cette organisation en mode projet a permis de répondre sur un temps très court aux exigences réglementaires, et sera maintenue pour les RS jusqu'à fin 2017 (année de réalisation de l'ETC) pour poursuivre et terminer le programme de production de toutes les RS des barrages de classe A (selon le décret de 2007) exploités par EDF. Sur la période 2008-2017 (un cycle décennal complet), il est ainsi prévu de réaliser 154 dossiers de RS.

3.2 Un référentiel technique et méthodologique construit dès les premières RS

Compte tenu de l'obligation de réalisation des RS dès la publication du décret, les premières d'entre elles ont dû être élaborées en même temps que la méthodologie se construisait et se précisait. En effet, le décret de 2007 définit des objectifs généraux à atteindre, les données d'entrée à prendre en compte (EDD, ETC, données de surveillance . . .) mais ne fournit pas d'indications détaillées sur le contenu de la RS. Compte tenu du nombre de RS à produire, une méthodologie EDF a été définie rapidement et les premières notes d'un référentiel technique ont été formalisées dès 2009.

Les échanges avec l'administration et les retours des services du contrôle sur les premières RS diffusées ont validé et conforté cette approche initiale et les RS ont pu être produites selon le rythme attendu, sans remise en cause méthodologique de fond.

Pour mémoire, les principales orientations méthodologiques retenues dès le début du projet étaient :

- Une revue de sûreté constituée de 5 volets : 4 diagnostics incluant les résultats de l'ETC et une note de synthèse,
- Les diagnostics sont : un bilan de l'état des structures génie civil, un rapport d'auscultation faisant la synthèse du comportement du barrage sur les 10 dernières années, un bilan d'état mécanique des organes de sécurité et un bilan de fonctionnement des dispositifs de surveillance du plan d'eau et commande des organes de sécurité,
- Une synthèse des diagnostics conduisant à l'évaluation du niveau de sûreté du barrage selon 3 gradations (« satisfaisant », « satisfaisant sous réserve » ou « insuffisant »), et à des recommandations sur la surveillance et la maintenance des ouvrages et matériels. Cette synthèse aborde systématiquement la sûreté intrinsèque du barrage, la sûreté vis-à-vis du passage des crues et la fiabilité de la vidange de fond permettant de contrôler le niveau de la retenue,
- Un pilotage de chaque RS par un ingénieur DTG s'appuyant sur une équipe projet pluridisciplinaire, en relation étroite avec des correspondants en UP, GEH et GU. La RS débute environ un an avant le démarrage de l'ETC par la constitution de l'équipe multi-métier CIH/DTG et la rédaction des modalités détaillées. Elle se termine généralement lors de l'inspection décennale, moment au cours duquel les conclusions de la RS sont présentées aux inspecteurs de la DREAL et du BETCGB

Pour finir sur ce paragraphe historique, il est simplement rappelé que les premières RS (et par voie de conséquence les ETC) n'avaient pas d'EDD en donnée d'entrée, et nécessitaient la définition du périmètre de la revue, une collecte de données importante, ainsi que l'appropriation complète du fonctionnement du barrage et des risques potentiels associés.

La question de la prise en compte des EDD dans les RS, et du lien entre les 2 études, s'est donc très peu posée au début du projet, mais est devenue de plus en plus prégnante à partir du deuxième semestre 2012 [1]. Lorsque l'EDD était disponible, elle a été prise en référence dès la préparation de l'ETC de l'ouvrage.

A fin 2015, 120 dossiers de RS avaient été produits et diffusés pour des barrages du parc EDF représentant près de 80 % des dossiers à produire d'ici fin 2017.

3.3 Évolutions du référentiel en fin de réalisation des EDD

En 2013, une amélioration du référentiel méthodologique du projet a été engagée. Elle était motivée par les objectifs suivants :

- Prendre en compte le retour d'expérience de la réalisation d'un nombre important de revues de sûreté (pratiquement la moitié des RS à produire entre 2008 et 2017),
- Prendre en compte les retours des services du contrôle lors des inspections décennales,
- Préciser et aborder avec une méthodologie unique le lien entre EDD, ETC et RS, la totalité des EDD des barrages de classe A ayant été réalisée à fin 2012,
- Améliorer l'homogénéité et la cohérence des RS entre elles, dans un contexte de fort renouvellement des acteurs et des compétences du projet, avec la volonté de s'appuyer sur les points forts et les acquis du projet, et sans que les évolutions proposées ne remettent en cause la continuité de diffusion des RS.

En gardant un objectif de qualité des RS, que le projet a proposé de définir de la manière suivante : « répondre aux objectifs réglementaires, de manière argumentée et convaincante, avec le minimum d'incertitudes possibles ».

Les évolutions de l'approche méthodologique ont ainsi conforté et précisé les points suivants :

- Le dossier de RS reste constitué de 5 documents : 4 bilans rédigés par des spécialistes métier de CIH et DTG, et d'une note d'évaluation du niveau de sûreté qui répond aux objectifs réglementaires, et dont la rédaction est assurée par le pilote de la RS,
- Le niveau de sûreté reste défini selon les 3 niveaux mentionnés précédemment. Il résulte de l'analyse de la sûreté intrinsèque du barrage, de la sûreté vis à vis du passage des crues, de la fiabilité de la vidange de fond et de la revue du niveau de maîtrise des risques identifiés par l'EDD (voir ci-dessous la prise en compte de l'EDD),
- Les mesures préconisées en conclusion de la RS ont été précisées et classées en 2 catégories : les Mesures de Réduction des Risques (MRR) et les Mesures de Maîtrise des Risques (MMR). Elles sont présentées en termes d'objectif et non de solution. Leur réalisation est de la responsabilité du Maître d'Ouvrage. Elles reprennent les mesures de réduction et de non aggravation des risques inscrites dans le chapitre 9 de l'EDD, et qui ne sont pas réalisées ou finalisées lors de la RS.
- Les mesures de réduction des risques se définissent par rapport à l'évaluation des risques faite par l'EDD et ont pour objet de ramener si nécessaire leur occurrence au niveau souhaité,
- Les mesures de maîtrise des risques ont pour objectifs :
 - de réduire des incertitudes considérées comme trop fortes pour une évaluation correcte du niveau de sûreté (MMR de type études, diagnostics et examens complémentaires),
 - de maintenir les ouvrages et matériels dans un état et un niveau de fonctionnement répondant aux exigences de fiabilité requises (MMR de type maintenance et adaptation des ouvrages et matériels),
- et de consolider les lignes de défense permettant d'anticiper et de prévenir des événements pouvant initier des défaillances (MMR de type surveillance et exploitation) La prise en compte de l'ETC et de l'EDD par la RS. Le périmètre de l'EDD, de l'ETC et de la RS est unique et partagé. Le cadrage de la préparation et de la réalisation de l'ETC/RS s'appuie donc sur l'EDD. In fine, la RS apporte un diagnostic plus détaillé et argumenté que l'EDD des occurrences possibles des événements initiateurs et du niveau de confiance des barrières de prévention. Par contre, la RS ne refait pas l'analyse de risques et ne reprend pas l'évaluation proposée par l'EDD ; si nécessaire, celle-ci sera reprise lors de l'EDD suivante.

Toutes ces évolutions ont été formalisées dans le référentiel technique du projet, avec en particulier la mise en place de guides de rédaction pour chacun des documents du dossier de la revue de sûreté. Ils répondent à

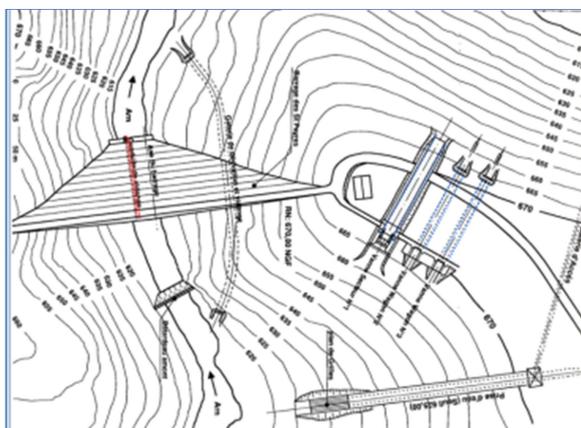
l'objectif d'amélioration de la cohérence et de l'homogénéité des dossiers, mais également d'aide aux différents contributeurs.

Leur mise en œuvre est effective depuis fin 2013.

4. EXEMPLE DE DECLINAISON DE LA METHODOLOGIE RS SUR LE BARRAGE DES SAINTS PEYRES

4.1 Présentation du barrage et du contexte

Le barrage des Saints Peyres est un barrage poids rectiligne en béton situé sur la rivière L'Arn dans le département du Tarn. Il est constitué de douze plots d'une quinzaine de mètres séparés par des joints recouverts d'une bande Hypalon. L'évacuateur de crues, constitué d'une vanne segment alimentant un canal et de deux vannes wagons qui obturent chacune une galerie de 50 m de long, est localisé en rive droite du barrage. L'ouvrage est aussi équipé d'une vidange de fond qui traverse le pied du barrage et d'une vidange dans la galerie de dérivation provisoire sur laquelle se trouve un piquage pour la restitution du débit réservé.



Caractéristiques de l'ouvrage	
Longueur	175,2 m
Hauteur sur TN	59,5 m
Epaisseur	3 m en crête 45,6 m à la base
Fruits	Amont : 0,05 Aval : 0,75
Cote RN	670 m NGF
Cote des PHE	670,5 m NGF
Cote du couronnement	670,5 m NGF

Figure 6 : Implantation des ouvrages

Le barrage construit, entre 1931 et 1934, repose sur une fondation composée de gneiss et de granite. Après l'évacuation des alluvions, les fouilles ont été réalisées jusqu'à l'atteinte d'un rocher de bonne qualité. Lors de la préparation des fouilles, une faille orientée amont/aval identifiée sous le plot 8 à l'emplacement de l'ancien lit de la rivière a été traitée.

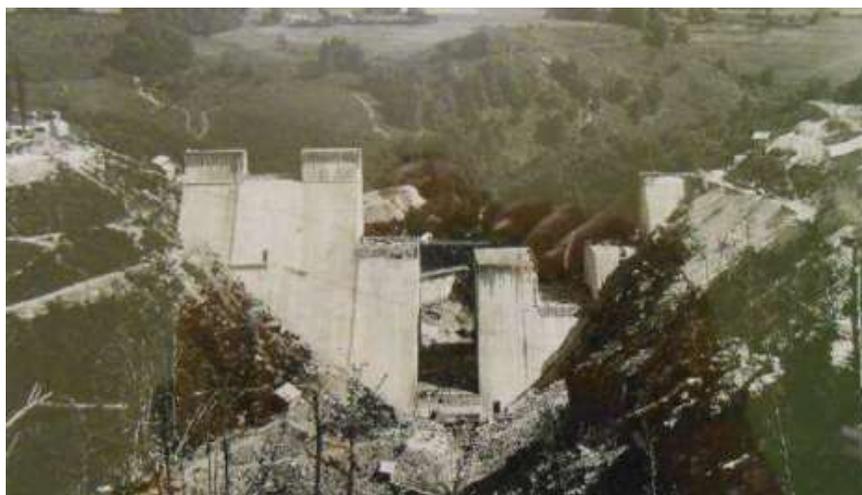


Figure 7 : Construction du barrage

Les bétons coulés à partir de 1932 comportaient un dosage en ciment variant de 200 à 300 kg/m³ pour les fondations et partie basse du parement amont ; et plus faiblement dosés dans le corps du barrage (175 kg/m³). Peu d'informations concernant la mise en eau ont été retrouvées dans les archives, ce qui est souvent le cas pour des ouvrages de cette période.

L'évacuateur des crues a été dimensionné pour évacuer une crue millénaire (474 m³/s) sans dépasser la cote PHE, en utilisant la capacité de laminage de la retenue.

Au cours de la vie de l'ouvrage, le barrage a fait l'objet de travaux de maintenance, en particulier la réparation de la gunite du parement amont et la réfection de l'étanchéité des joints interplots. Des campagnes de nettoyage des drains ont également eu lieu régulièrement.

En 2011, un dysfonctionnement des vannes wagon de l'EVC est survenu lors d'une crue et l'analyse menée par la suite a montré que l'ajout de déflecteurs destinés à améliorer la débitance produisait une force s'opposant à leur ouverture. Suite à cette analyse, ils ont été déposés et l'EVC a retrouvé ses caractéristiques et fonctionnalités d'origine.

4.2 Études de dangers et Examen Technique Complet

L'Étude de Dangers [2] de cet ouvrage, réalisée en juin 2012, a mis en évidence plusieurs événements redoutés centraux (ERC), dont les ERC « Rupture barrage », « Rupture du génie civil de l'EVC » et « Rupture de la conduite de la VDF en dérivation ». Une mesure de réduction des risques (MRR) concernant l'expertise et la réparation des deux vannes wagons de l'EVC a été préconisée ainsi que deux mesures de maîtrise des risques (MMR) pour l'expertise du conduit de la vidange de fond en galerie de dérivation et la maintenance associée, ainsi que sur la mise à jour de l'étude de stabilité du barrage.

L'Examen Technique Complet, partie intégrante de la RS [3], a permis de collecter les données nécessaires à l'établissement des diagnostics de la RS.

Lors de la préparation de l'ETC, plusieurs mois avant le travail d'analyse de la Revue de Sûreté, il a fallu s'assurer avant tout que le périmètre de celui-ci serait pertinent, en particulier sur les organes et matériels participant à des Événements Initiateurs (EI) retenus dans les scénarios de défaillance des ERC de l'EDD. A ce stade, cela a nécessité une bonne appropriation de l'Étude De Dangers par l'équipe réalisant la Revue de Sûreté et une bonne compréhension du fonctionnement global de l'ouvrage.

En mai 2013, une procédure détaillant les modalités de réalisation de l'Examen Technique Complet (les modalités détaillées, document réglementaire) a été établie. Il y était prévu que les parties immergées feraient l'objet d'une visite subaquatique, que le parement amont du barrage serait examiné au cours d'une visite directe, avec un abaissement de la cote de retenue de 10 mètres permettant d'examiner les vannes de l'EVC, tandis que celles de la VDF étaient prévues d'être visitées depuis l'aval. Ces modalités détaillées ont reçu un avis favorable de la DREAL en janvier 2014.

L'ETC du barrage des Saints Peyres s'est ainsi déroulé en plusieurs étapes entre mars et décembre 2014. A cette occasion, des travaux de maintenance ont été réalisés. Les rapports d'ETC ont été rédigés et transmis au service du contrôle en mars 2015.

4.3 Déroulement de la Revue de Sûreté

L'équipe projet en charge de la RS a été constituée en préparation de l'ETC avec des contributeurs issus de DTG et CIH sous la responsabilité d'un pilote multi-métier, intégrateur des différents examens et diagnostics réalisés. Tout au long du processus, il est en interface avec le Maître d'Ouvrage qui est le commanditaire de l'étude.

Les principaux jalons d'une RS ont été les suivants :

t-3 mois	temps "t"		t+2 mois	t+4mois	t+6mois	t+8mois	t+10 mois
Enclenchement de la RS	ETC fin de réalisation	ETC envoi rapport	RS Revue de lecture	RS Revue finale	RS diffusion rapport	Inspection décennale	
oct-14	déc-14	mars-15	mai-15	juil-15	sept-15	nov-15	

La réunion d'enclenchement de la revue de sûreté permet de faire le lien entre les différents acteurs (exploitant, UP, Ingénierie), d'établir un planning commun et de partager sur les problématiques de l'ouvrage. Pour le barrage des Saints Peyres, elle s'est déroulée en octobre 2014 et a été l'occasion de bien partager avec la maîtrise d'ouvrage : le contenu et les conclusions de l'EDD, les délais et jalons de réalisation de la revue de sûreté, son périmètre et les points à examiner en particulier... Lors de cet échange, le planning de la RS a été établi avec les dates de remise des documents de l'ETC, les revues de lecture avec les contributeurs, et la revue finale avec l'UP.

Les revues de lecture des bilans GC [4] et auscultation [5] qui ont eut lieu fin mars 2015, en présence de l'exploitant du barrage, ont permis d'approfondir la connaissance de l'ouvrage en passant en revue : les caractéristiques précises du barrage (géométrie de certains éléments, réseaux de drainage d'élévation et de fondation, rideaux d'étanchéité...), son historique de conception et le chantier de réalisation. Les études menées au cours de la vie du barrage ont été recensées et examinées.

Lors de ce « retour vers le passé », des questions ont émergé comme par exemple la pertinence des essais réalisés sur les vannes ou encore sur la manière dont sont réalisés les essais sur les poires de niveaux. Ces interrogations ont donné lieu à des recherches particulières.

Dans une seconde partie, les observations issues de l'ETC ont permis de vérifier que l'état des différents organes et matériel ne remettait pas en cause les dimensionnements initiaux.

Ces réunions de relecture réalisées deux à trois mois avant la présentation des conclusions à l'UP, permettent de réaliser des investigations supplémentaires dans les archives ou sur le terrain. Pour le barrage des Saints Peyres, une recherche en archives des essais sur les carottages des bétons à la construction et des mesures d'auscultation lors la mise en eau ont été menées, ainsi qu'un recensement précis des drains avec leur localisation.

Début avril 2015, les revues de relecture des bilans du domaine hydromécanique [6] et Contrôle-Commande [7] ont été effectuées avec une description précise des organes mécaniques, la conception et le fonctionnement du dispositif de surveillance du niveau d'eau amont, des sources d'énergie du barrage et des différents dispositifs de commande, de transmission et d'alarmes. Dans ce cadre, l'exploitant du barrage a mis à disposition tous les documents relatifs aux essais et à la maintenance.

En juillet 2015, la revue de sûreté et ses conclusions ont été exposées au cours d'une réunion finale avec l'UP. Cette revue permet d'explicitier les arguments conduisant à la conclusion sur le niveau de sûreté et à des préconisations. À la fin de cette réunion, le MOA peut apprécier l'importance des actions qu'il doit entreprendre et les urgences à initier.

L'approbation finale de la RS a été effectuée par le Directeur Adjoint Technique de DTG qui valide le dossier élaboré par DTG et CIH, et ce en tant que représentant de l'Organisme Agréé EDF. Pour cette approbation, il s'appuie sur l'avis de vérificateurs expérimentés de RS.

Le niveau de sûreté du barrage des Saints Peyres a été jugé satisfaisant. Deux principales mesures visant à conforter ce niveau ont été proposées : la mise à jour de la documentation relative au passage des crues et une recommandation de travaux de maintenance, à savoir la reprise du scellement d'une pièce mécanique sur le génie civil de l'évacuateur n°2.

En novembre 2015, l'inspection décennale a eu lieu avec l'UP, l'exploitant, le pilote de RS et le service du contrôle (DREAL) appuyé du BETCGB. Une présentation des résultats et conclusions des inspections des dix dernières années, avec rappel des événements importants, a été faite par l'inspecteur DREAL. Elle a été suivie de la présentation de la revue de sûreté et de ses conclusions par le pilote de la RS, avec des précisions et éclairages apportés sur des points de questionnement. L'UP s'est ensuite engagée sur un échéancier pour les mesures préconisées.

La visite du barrage s'est effectuée l'après midi avec en particulier la réalisation d'essais d'alerte PPI, l'ouverture de la vanne wagon n°2 et de la vanne de fond située dans l'axe du barrage.

En conclusion, le niveau de sûreté satisfaisant du barrage, sans mise en révision spéciale, a été validé par le service du contrôle.

5. APPORTS ET ELEMENTS DE REX GENERIQUES

5.1 Indicateurs généraux sur les conclusions des RS

Sont présentés dans ce paragraphe les résultats et conclusions des dossiers de RS réalisés par EDF entre décembre 2008 et janvier 2014. Ils illustrent le niveau de sûreté des barrages, tel que traduit par les réponses apportées par les RS aux exigences réglementaires du décret de 2007 : dresser le constat du niveau de sûreté et présenter les mesures nécessaires pour remédier aux insuffisances éventuelles constatées.

5.1.1 Bilan de l'évaluation du niveau de sûreté

Pour les 120 barrages, la très grande majorité des barrages ressort avec un niveau de sûreté jugé «satisfaisant» et aucun n'a un niveau de sûreté constaté comme « insuffisant » à l'issue des examens et diagnostics réalisés. On relève également l'absence de mise en révision spéciale à l'issue de la remise d'un dossier de RS.

Les barrages pour lesquels le niveau de sûreté a été jugé « satisfaisant sous réserve » sont ceux pour lesquels une exploitation « sûre » nécessite des restrictions d'usage ou des adaptations fonctionnelles permettant de garantir en toutes circonstances (hors opérations ou travaux de maintenance spécifiques) la sécurité intrinsèque du barrage, la maîtrise du passage de la crue de référence, la fiabilité de la vidange de fond et plus généralement de la maîtrise des risques identifiés par les EDD. A titre d'exemple, les réserves émises peuvent être : une sollicitation réduite du barrage (cote inférieure à la RN, réduction de la sollicitation hydrostatique en période hivernale...), la réalisation d'un creux préventif en période où le risque crue est le plus élevé, la réalisation de modifications par rapport à la conception initiale (travaux de confortement ou d'étanchéité/drainage complémentaires...).

5.1.2 Bilan des mesures préconisées

En moyenne 12 mesures sont préconisées en conclusion de chaque RS. Elles se répartissent dans les catégories suivantes :

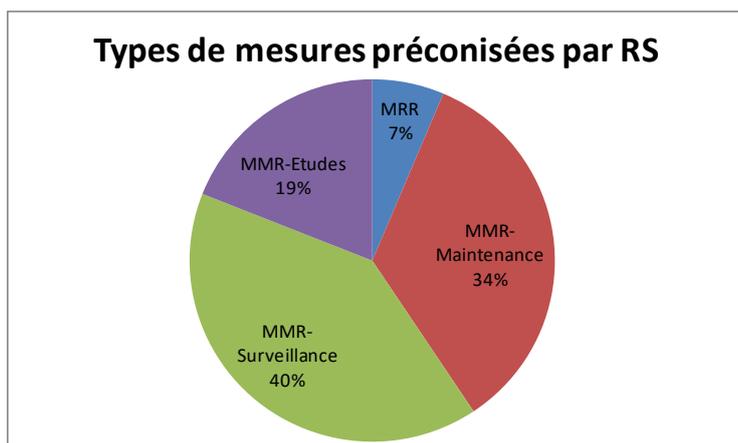


Figure 8 : Répartition des préconisations effectuées par type de mesures.

Les mesures préconisées n'ont pas toutes la même portée et n'ont pas nécessairement un coût de réalisation ou de traitement élevé : il peut s'agir, par exemple, d'améliorer la traçabilité des essais d'ouverture d'une vanne par le suivi des temps de manœuvre et des intensités moteur de la source d'énergie. Elles sont de préférence formulées sous la forme d'objectif à atteindre d'ici la prochaine revue de sûreté. Formuler des solutions techniques à ce stade présenterait un risque qu'elles se révèlent inadaptées ou non pertinentes en phase d'étude préliminaire par exemple.

Les Mesures de Réduction des Risques (MRR) sont logiquement en nombre très limité, et relèvent plus de l'approche de l'EDD. Ce nombre limité s'explique également par le constat d'un niveau de sûreté satisfaisant pour la très grande majorité des barrages étudiés (cf. figure 8).

Les préconisations de maintenance (MMR-Maintenance) et d'adaptation de la surveillance et des consignes (MMR-Surveillance) sont les plus nombreuses. Cela s'explique par l'exhaustivité et le détail des examens et diagnostics multi-métiers réalisés dans le cadre de l'ETC et de la RS, qui conduit :

- à identifier des besoins de maintenance corrective sur des ouvrages et des matériels présentant des enjeux de sûreté, suite à l'analyse conduite par des spécialistes GC, CC et HM,
- à réinterroger la pertinence et la bonne application des consignes de surveillance, avec le niveau de traçabilité requis suite aux visites et essais réalisés.

Le nombre de mesures de maîtrise des risques préconisées est homogène entre les différentes fonctions techniques examinées et ne conduit pas à singulariser l'une d'entre elles en particulier :

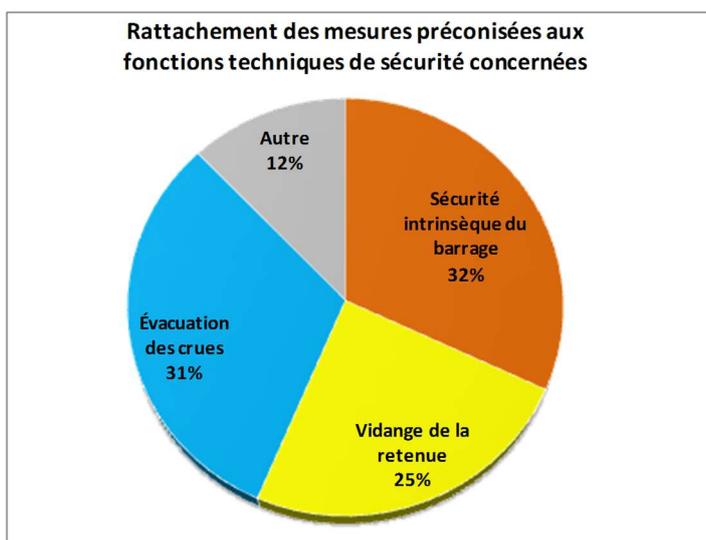


Figure 9 : Rattachement des mesures préconisées aux fonctions techniques de sécurité concernées.

Les préconisations issues des RS sont présentées au service du contrôle lors de l'inspection décennale, et leur bien fondé est débattu à cette occasion.

5.2 Retour d'expérience technique

Le retour d'expérience de la réalisation des RS est conduit à un pas de temps annuel, sous la responsabilité du Projet commandité par la DPIH. Il s'est traduit par une évolution du référentiel technique (cf. paragraphe 2.3) et du processus de réalisation, afin de renforcer la maîtrise de la qualité (homogénéité des livrables), des délais et de sécuriser l'avancement des différents documents constitutifs du dossier de RS.

Des retours d'expérience techniques sont également menés par les Départements métiers de DTG et CIH contributeurs aux RS. C'est par exemple le cas du diagnostic des matériels hydromécaniques, avec la constitution d'une base de données des vannes examinées à l'occasion des RS [8].

5.3 Développement des compétences

La réalisation des RS a demandé la mobilisation de compétences dans des domaines techniques qui étaient déjà organisés dans les ingénieries et dans les UP. Les RS n'ont donc rien changé sur ce plan, mais par contre les ingénieurs pilotant ou contribuant aux RS ont été directement confrontés à des questionnements multi-métiers, et se sont retrouvés en interface avec des sujets techniques pas forcément habituels pour eux mais impactant directement la qualité de leurs diagnostics. Cet exercice est facilité par le recours aux analyses fonctionnelles et l'organisation d'une démarche structurée selon l'architecture de l'EDD basée sur les modes de défaillance décomposés en événements initiateurs et barrières de prévention.

Ces montées en compétence se sont effectuées, « sur le terrain », par le travail mené en équipe sur chaque RS en particulier lors des revues de relecture des bilans.

Elles ont également été menées de manière plus structurées par des actions de formation spécifiques menées en commun par les projets EDD et RS, en priorisant les pilotes de RS pour lesquels une forte compétence généraliste et une bonne compréhension des différents domaines techniques sont attendus.

La contribution des RS au renforcement de la culture sûreté des ingénieurs de DTG, de CIH, et des UP, est l'un de leurs apports indirects principaux.

6. CONCLUSION

La réalisation des revues de sûreté des barrages EDF de classe A est désormais très avancée et bien inscrite dans les référentiels techniques et méthodologiques de la DPIH, avec une réponse homogène et cohérente aux exigences exprimées par la réglementation. Cette réponse a du être construite avec une approche suffisamment robuste pour tenir compte d'une très grande diversité d'ouvrages, de durées d'exploitation et d'enjeux naturels variables selon les sites d'implantation.

Des 120 revues de sûreté étudiées dans le cadre de cet article, il ressort un niveau de sûreté satisfaisant des ouvrages examinés dans le cadre des ETC et diagnostiqués par les ingénieurs spécialistes de CIH et DTG. Les mesures préconisées ont pour objectif le maintien de ce niveau de sûreté dans la durée avec une planification de la réalisation des actions en regard des enjeux. Il s'agit d'actions de maintenance ciblées, d'une adaptation de la surveillance aux risques identifiés et la suggestion d'études et d'examen complémentaires lorsque le niveau d'incertitude des diagnostics paraît insuffisant en sortie de RS.

La réalisation de ces études contribue au renforcement de la culture sûreté dans les Unités d'ingénierie et d'exploitation de la DPIH, et par le travail multi-métiers réalisé a élargi les compétences des contributeurs et des pilotes de RS mobilisés par ce projet.

Pour finir, même si le Décret de 2015 ne fait plus référence aux Revues de Sûreté, EDF a proposé de finaliser la réalisation des Revues de Sûreté des barrages de classe A au sens du décret 2007. Le cycle suivant des EDD pourra ainsi s'appuyer sur le travail réalisé, l'organisation et l'expérience acquise.

RÉFÉRENCES ET CITATIONS

- [1] Perez (2011) Lien entre les études de dangers et les revues de sûreté des barrages à EDF - Colloque EDD CFBR
- [2] Bureau d'Etude Ligeron (2012) Étude de dangers du barrage des Saints-Peyres
- [3] Barros-Maurel (2015) Revue de Sûreté du barrage des Saints Peyres H-44200975-2015-000994
- [4] Kruszyk (2015) Bilan d'état des structures de Génie Civil du barrage des Saints Peyres
- [5] Laffont (2015) Rapport décennal d'auscultation barrage des Saints Peyres
- [6] Dubie (2015) Bilan d'état des matériels hydromécanique du barrage des Saints Peyres
- [7] Massacrier (2015) Bilan des dispositifs de surveillance, de commande et d'alimentation des organes de Sécurité du barrage des Saints Peyres
- [8] P Bryla, M Gevodant, M Montereymard (2015) Capitalisation du retour d'expérience sur les vannes de barrages Colloque CFBR.

ÉVOLUTION DE LA RÉGLEMENTATION DES BARRAGES EN FRANCE

Evolution of dams legislation in France

DOI : 10.24346:cfbr_colloque2016_b07

Patrick LE DELLIU, Marc HOONAKKER

BETCGB, 44, Avenue Marcellin Berthelot, 38030 Grenoble Cedex 2, France

patrick.ledeillou@developpement-durable.gouv.fr, marc.hoonakker@developpement-durable.gouv.fr

MOTS CLÉS

Réglementation, Sûreté, Législation, Surveillance, Classement, Etudes de dangers, Diagnostic.

RÉSUMÉ

La réglementation de sûreté des barrages a beaucoup évolué lors de la dernière décennie. En réalité, les règles actuelles s'inscrivent dans un processus commencé depuis fort longtemps en y intégrant plus récemment les attentes de la société, une volonté de clarification des responsabilités entre les propriétaires, les bureaux d'études, les services chargés du contrôle. Le souci de prendre en compte des barrages plus petits mais qui ne sont pas sans présenter des dangers implique une modulation des prescriptions au travers des classes de barrages, en ajustant récemment les critères de limites entre classes de façon plus réaliste. Les « objets » nouveaux, tels que les études de dangers, permettent d'autres approches en complétant l'analyse de la sûreté sur des aspects moins explorés jusqu'à présent (l'importance de l'organisation, du contrôle commande...). Au sein de ce dispositif, les objectifs généraux sont fixés par la réglementation en laissant à la profession, notamment au CFBR, le soin de développer des méthodologies adaptées, partagées au travers des recommandations.

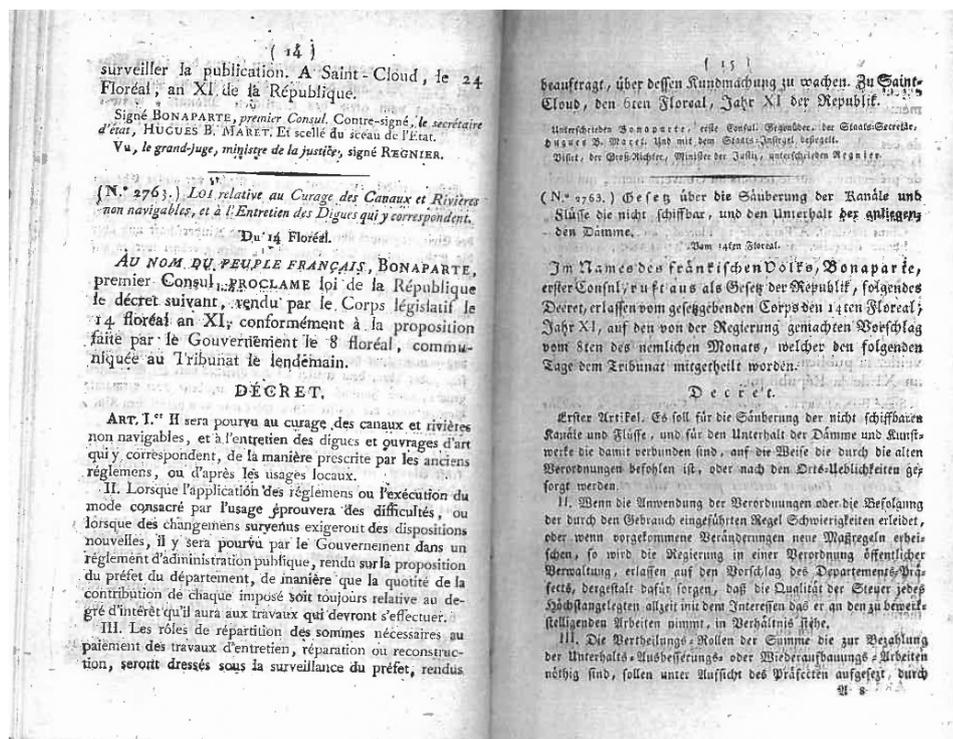
ABSTRACT

Dam safety regulation has considerably evolved during the last decade. In reality, the current rules are the result of a process begun long ago by integrating more recently the expectations of society, a will for clarification of responsibilities between owners, consultants, administration in charge of control. The concern of taking into account smaller dams that are not without presenting some levels of risks induces a modulation of the requirements based on dams classes, that were recently adjusted in a more realistic manner by stating new criteria for the boundaries between the different classes. New "objects" such as risk assessment studies allow other approaches, completing the analysis of the safety aspects of the least explored so far (the importance of organization, command control ...). A device within that, the general objectives are set by regulations leaving the profession, including CFBR, the task of developing appropriate methodologies, shared through recommendations.

1. BREVE HISTOIRE DE LA RÉGLEMENTATION FRANÇAISE DES BARRAGES

1.1 Des textes anciens

Sans aller jusqu'à faire de l'archéologie administrative et réglementaire, on pourrait faire remonter la réglementation relative aux barrages à 1566 avec l'Édit de Moulins qui imposait une autorisation préalable avant la construction de tout barrage sur un cours d'eau domanial (en reconnaissant les droits antérieurement acquis en les exonérant d'autorisation, système qui perdure aujourd'hui avec les ouvrages dits « fondés en titre »). Bien plus tard, c'est-à-dire le 14 floréal an XI, soit le 4 mai 1803, un décret du premier consul Bonaparte impose l'entretien des rivières et des ouvrages d'art qui y correspondent.



Graphique 1 : Décret du 14 floréal an XI

Pour un aspect plus technique et en lien direct avec la sûreté, on peut citer la circulaire du 15 juin 1897 émise par le ministère de l'agriculture, fortement imprégnée de la rupture du barrage-poids de Bouzey (1895). Ce texte concerne donc avant tout les barrages-poids en maçonnerie ; on y définit le dossier d'ouvrage, la note de calcul de la structure, les paramètres de calcul (la densité de la maçonnerie, la modification des charges liées au passage des crues, les différents cas de charges...), tout en fournissant les formules de calcul ad-hoc et obligatoires. En particulier, la condition de Maurice Levy est introduite : non-extension du parement amont en contraintes effectives.

Quelques décennies plus tard cette circulaire sera remplacée par la circulaire du 19 octobre 1923 relative aux "barrages de grande hauteur résistant par leur propre poids", qui précise les méthodes de calcul et les conditions de réalisation. La méthode de l'élasticité linéaire (Pigeaud) est introduite mais pas imposée, et la condition de Maurice Lévy aménagée, notamment par le biais de dispositions constructives telles que le drainage.

Le 8 avril 1898 paraît une première grande loi sur l'eau remplaçant le décret du 14 floréal an XI. Y figurent notamment les notions de police de l'eau et d'autorisation préfectorale préalable.

Bien entendu, la loi du 16 octobre 1919 « relative à l'utilisation de l'énergie hydraulique », plusieurs fois modifiée mais toujours en vigueur et transposée aujourd'hui dans le code de l'énergie, constitue un point de référence fondamentale pour l'usage des barrages pour l'hydroélectricité.

1.2 Les barrages intéressant la sécurité publique et le CTPB

La circulaire du 20 juillet 1927 trace les grandes lignes des modalités de surveillance et de contrôle des barrages français en introduisant des notions encore présentes aujourd'hui :

- la notion de barrages intéressant la sécurité publique ;
- la responsabilité première du propriétaire ou concessionnaire ;
- le dossier du barrage ;
- le registre de l'exploitant ;
- les inspections périodiques, annuelles ou décennales (y compris des parties habituellement noyées, normalement après vidange de la retenue) à effectuer par le service de contrôle.

La période 1965-1970 (on est peu de temps après la catastrophe de Malpasset de 1959 et les conclusions de la commission d'enquête) est particulièrement riche en textes réglementaires avec plus particulièrement :

- la création le 13/06/1966 du comité technique permanent des barrages (CTPB), qui deviendra le CTPBOH en 2007 avec des règles de consultation obligatoire pour certains barrages ;
- la création des plans d'alerte «barrages » (rebaptisés PPI : plans particuliers d'intervention en 1992) par un décret du 16 mai 1968 ;
- la circulaire n°70-15 du 14/08/1970.

Cette dernière circulaire, héritière de celle de 1927 et qui a servi de cadre pour les relations entre les responsables de barrages et les services du contrôle pendant de nombreuses années, apporte les nouveautés suivantes :

- les barrages concernés par la circulaire sont ceux qui ont une hauteur d'au moins 20 m au-dessus du terrain naturel ou plus petits et qui sont considérés comme intéressant la sécurité publique ;
- la phase de première mise en eau est identifiée comme fondamentale ;
- la consigne de surveillance, prescrivant notamment des mesures d'auscultation et donc le rapport d'auscultation, est obligatoire ;
- les services de l'état fixent la liste des barrages anciens qui doivent faire l'objet d'une révision spéciale, liste validée au niveau ministériel avec l'obligation pour le propriétaire de produire un diagnostic et, le cas échéant, de proposer des travaux de confortement.

Dans les années suivantes et jusqu'en 2007, de nombreux textes précisent ou modifient les réglementations existantes (par exemple la notion de PPI se substituant à celle de plans d'alerte). De cette période, on retiendra une circulaire du 23 mai 1997 qui ne s'applique qu'aux barrages concédés en vertu de la loi de 1919 ; cette circulaire introduit une notion de barrages de classe intermédiaire (appelée "barrages de moyenne importance"), compris entre 10 et 20 m de hauteur, et faisant intervenir pour la première fois le critère $H^2V^{0.5} \geq 200$ (c'est la future "classe B").

1.3 Après la loi du 30 décembre 2006 sur l'eau et les milieux aquatiques

Cette loi marque un virage important dans la philosophie du contrôle des barrages. Elle a été précédée par des réflexions internes à l'administration [1] ou accompagnée par des réflexions parlementaires [2]. Elle indique notamment :

- l'élargissement du rôle du CTPB aux digues en le renommant Comité Technique Permanent des Barrages et Ouvrages Hydrauliques (CTPBOH) ;
- l'agrément des bureaux d'études ;
- l'obligation de faire réaliser pour certains ouvrages des études de dangers (EDD) ;
- la nécessité de compléter la loi par un décret en conseil d'État pour fixer des règles détaillées.

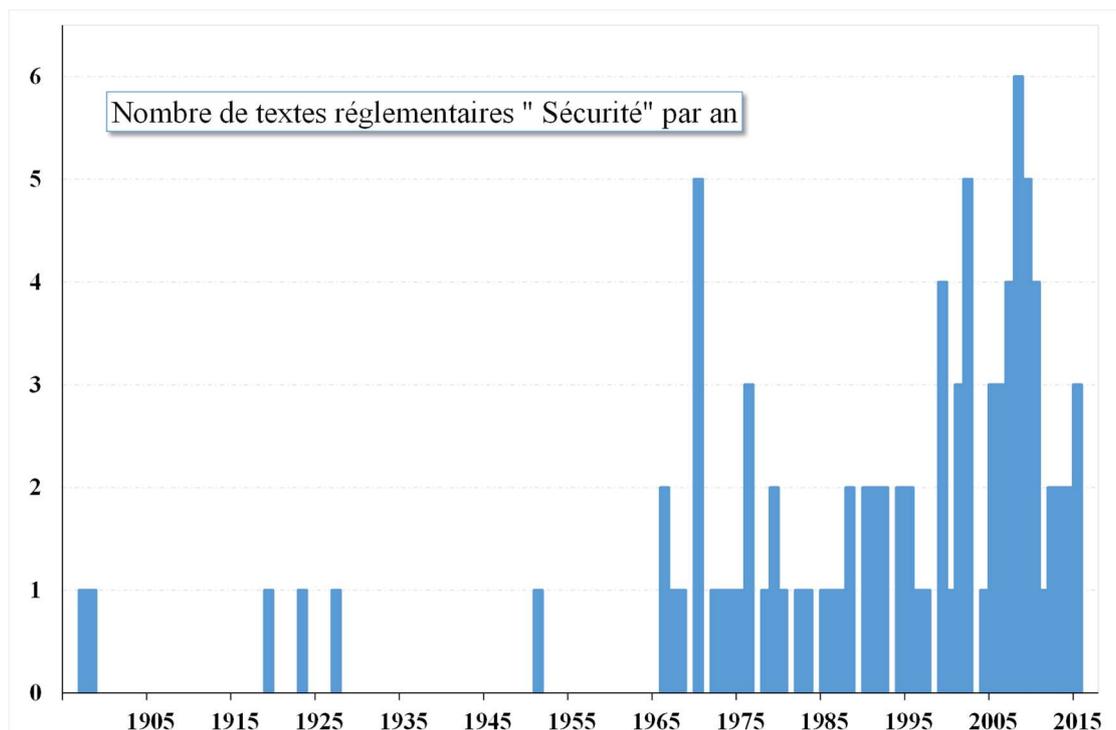
Dans la suite de cette loi, le décret n° 2007-1735 du 11 décembre 2007 relatif à la sécurité des ouvrages hydrauliques et au comité technique permanent des barrages et des ouvrages hydrauliques et modifiant le code de l'environnement [3] clarifie les rôles des responsables d'ouvrages et de l'administration et redéfinit totalement les obligations qui s'imposent aux responsables de barrages, obligations graduées en fonction de la classe du barrage.

Les années 2008 à 2010 voient la parution de plusieurs arrêtés ministériels qui viennent préciser le décret. Parallèlement, plusieurs circulaires ministérielles (différenciées selon que les ouvrages sont autorisés ou concédés) précisent les tâches du service de contrôle qui relèvent véritablement d'un contrôle de "deuxième niveau" par rapport au rôle primordial du responsable d'ouvrage.

La dernière étape importante pour arriver à la réglementation actuelle en matière de barrages est celle du « 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 » [4]. Ce titre très long s'explique par une partie très importante consacrée aux digues et aux systèmes d'endiguement mais aussi par des retouches qui sont apportées au décret de 2007 à la lumière des premières années de fonctionnement des règles introduites. Ce dernier décret sera accompagné de plusieurs arrêtés ministériels qui viendront préciser de nombreux points.

1.4 Une accélération de la réglementation ?

Si on repère au cours du temps la parution de textes à caractère réglementaire, on constate effectivement depuis 2000 une très grande augmentation du rythme, sans pour autant réduire l'importance des développements importants réalisés lors de la période allant de 1970 à l'an 2000.



Graphique 2 : Rythme annuel de parution de textes liés à la sécurité

Cette accélération trouve sans doute sa source dans :

- une plus grande rigueur juridique dans les relations entre propriétaires/concessionnaires et la puissance publique ou les tiers ; malgré tout ce qui a été fait en y faisant référence, la circulaire de 1970 comme celle de 1927 ne définissait formellement que les instructions d'un ministre à ses services sans être réellement opposable aux responsables d'ouvrages ;
- une définition plus précise par le parlement, au travers des lois, des exigences de la société en matière de sécurité ;
- judiciarisation accrue de la société qui fait primer la règle par rapport au consensus ;
- la demande sociale en matière d'affichage et de connaissance des risques, qui existait déjà dans certains domaines, comme par exemple celui des risques technologiques.

2. SYNTHÈSE DE LA RÉGLEMENTATION ACTUELLE

Le détail de la réglementation est aujourd'hui inclus d'une part dans le code de l'environnement et d'autre part dans le code de l'énergie pour ce qui est des barrages hydroélectriques concédés. On décrit ci-après les règles qui résultent du décret du 12 mai 2015 déjà cité, sachant qu'une phase transitoire fera cohabiter cette réglementation avec celle de 2007. Pour cette dernière, la référence [5] constitue un résumé complet.

2.1 Parc élargi et prescriptions modulées

Les rapports [1] et [2] avaient clairement mis en évidence le fait que les petits barrages (ceux échappant à la circulaire de 1970) étaient, de très loin, les plus nombreux et, en général, les moins suivis. De ce constat résulte la notion de classes de barrages et, partant, de niveau adapté de prescriptions. Pour des raisons d'efficacité, les classes sont bâties à partir des considérations suivantes :

- les limites entre classes, qu'on aurait pu imaginer être basées sur les risques aval réels, sont définies à partir de critères géométriques tenant compte de la hauteur du barrage et du volume d'eau susceptible

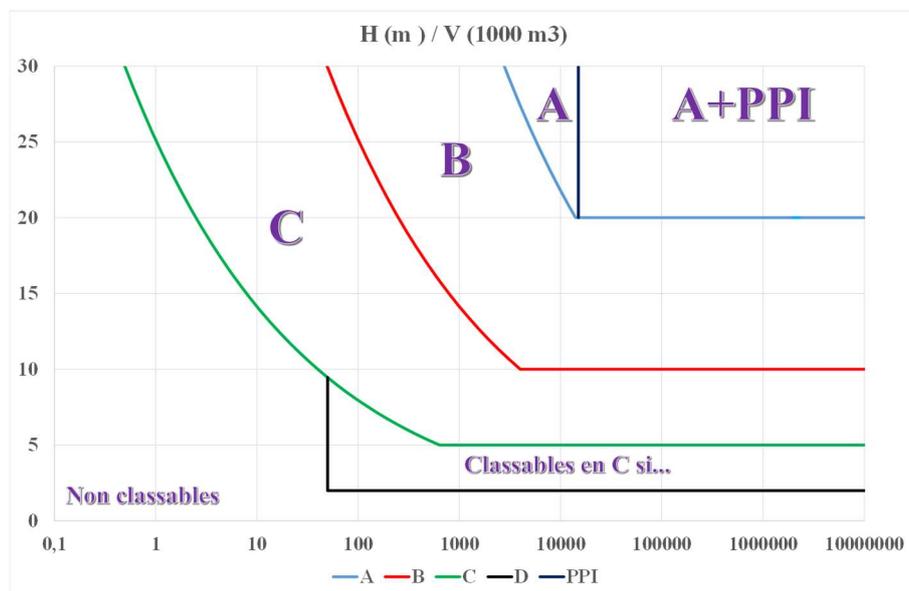
d'être libéré en cas de rupture. Le préfet garde toutefois la possibilité de surclasser un barrage pour tenir compte d'un enjeu particulier en termes de sécurité publique ;

- on ne distingue plus que 3 classes de barrages de la classe A pour les plus importants à la classe C. La classe D retenue en 2007 a été supprimée ; elle concernait sans doute plus de 100 000 petits barrages sans qu'on puisse garantir l'exhaustivité du recensement et la moindre action réelle de la part des propriétaires et des services de contrôle. Certains d'entre eux ont toutefois été rattachés à la classe C.

Les classes sont désormais définies de la façon suivante (avec H la hauteur du barrage au-dessus du terrain naturel, V le volume de la retenue, et $Q=H^2V^{0.5}$ pour H et V exprimés respectivement en mètres et en millions de m³ :

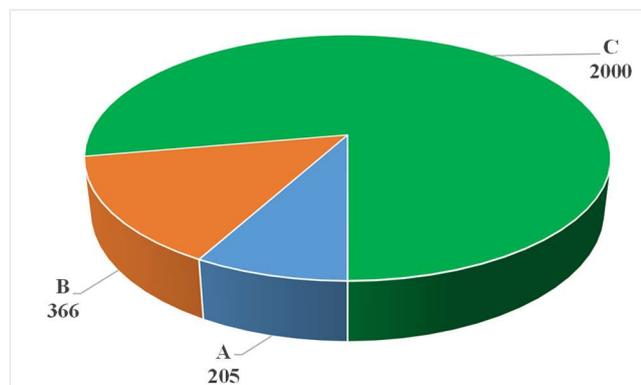
- Classe A : $H \geq 20$ m et $Q \geq 1500$;
- Classe B : pas de classe A et $H \geq 10$ m et $Q \geq 200$;
- Classe C : pas de classe A ou B et $H \geq 5$ m et $Q \geq 20$.

Appartiennent également à la classe C, les petits barrages de plus de 2 m de hauteur, dont le volume de retenue est au moins égal à 50 000 m³ et pour lesquels il existe une habitation située à l'aval à moins de 400 m du barrage. On rappelle également que les barrages de plus de 20 m de hauteur et avec un volume supérieur à 15 millions de m³ (ou plus petits si le préfet le décide en application de l'article R741-19 du code de la sécurité intérieure) doivent faire l'objet d'un Plan Particulier d'Intervention [6].



Graphique 3 : Classes de barrages

Avec une marge d'incertitude importante sur le nombre de barrages de classe C et sans tenir compte d'éventuels surclassements, la répartition des barrages dans les 3 classes serait la suivante :



Graphique 4 : Répartition par classe de barrages

2.2 La surveillance

Relèvent de ce thème les obligations du responsable pour toutes les classes de barrages :

- l'existence d'un dossier d'ouvrage ;
- la tenue d'un registre ;
- l'existence d'une note d'organisation ;
- une consigne de surveillance en toute circonstance et notamment en crues ;
- des visites techniques approfondies périodiques ;
- une auscultation obligatoire de l'ouvrage (sauf dérogation accordée par le préfet au vu d'une justification spécifique).

2.3 Le rendu compte périodique au préfet

Le responsable transmet au préfet de façon périodique un certain nombre de documents, rapports... Les périodicités requises, en fonction de la classe, sont définies dans le tableau 1 :

Classe du barrage	A	B	C
Rapport de surveillance (y compris le rapport des visites techniques approfondies)	1 an	3 ans	5 ans
Rapport d'auscultation	2 ans	5 ans	5 ans

Tableau 1 : intervalle entre deux rapports périodiques.

Par ailleurs, le préfet doit être destinataire des déclarations obligatoires des événements importants pour la sûreté hydraulique, et des précurseurs pour les barrages soumis à étude de dangers en vertu de l'arrêté du 21 mai 2010 [7].

2.4 L'étude de dangers

Elle n'est obligatoire que pour les barrages des classes A et B. Le décret du 12 mai 2015 inclut dans l'étude de dangers un diagnostic exhaustif de l'ouvrage (encore appelé examen technique complet) et un bilan d'état et de conception, ces deux aspects alimentant l'analyse de risques proprement dite. En régime continu, l'étude de dangers est actualisée tous les 10 ans pour les barrages de classe A, tous les 15 ans pour les barrages de classe B.

Lors de la préparation du décret de 2007, la modulation avait été faite en ne faisant porter la revue de sûreté et l'examen technique complet qui allait avec que sur les barrages de classe A et non sur ceux de classe B pour lesquels on exigeait seulement l'étude de dangers.

2.5 Le diagnostic de sûreté

Le préfet peut, par arrêté préfectoral, prescrire des obligations complémentaires. En particulier, si le barrage ne paraît pas remplir des conditions de sûreté suffisantes, le préfet peut prescrire au propriétaire ou à l'exploitant de faire procéder, à ses frais et dans un délai qu'il fixe, à un diagnostic sur les garanties de sûreté de l'ouvrage où sont proposées, le cas échéant, les dispositions pour remédier aux insuffisances de l'ouvrage, de son entretien ou de sa surveillance au regard des impératifs de la sécurité des personnes et des biens. Cette possibilité s'apparente, en clarifiant les rôles et les responsabilités, à la procédure dite de révision spéciale de la circulaire du 14 août 1970.

2.6 L'agrément des bureaux d'études

La réglementation insiste sur le rôle premier du responsable de l'ouvrage (propriétaire ou concessionnaire) mais elle impose, pour certaines missions (mais pas toutes, par exemple pour la réalisation des visites techniques

approfondies, la rédaction des consignes, la constitution du dossier d'ouvrages...) que le responsable d'un barrage classé fasse appel à un bureau d'études agréé par l'administration. La procédure d'agrément distingue, pour les barrages, 3 types d'agréments : « Études et diagnostics », « Études, diagnostics et suivi des travaux » et « Auscultation » ; chacun des types étant ensuite subdivisé selon la taille de l'ouvrage « Tous barrages » et « Barrages de classe C » seulement. Plusieurs fois par an, des arrêtés ministériels publient la liste des bureaux d'études agréés dans chacune des catégories et sous-catégories. Les agréments sont décernés pour une durée limitée et doivent être périodiquement renouvelés.

2.7 La réglementation technique et les règles de l'art

Le corpus de prescriptions réglementaires émis ces dernières décennies a une orientation essentiellement formelle et organisationnelle : classement des barrages, obligations des différents acteurs, procédures, etc. En revanche, ces textes ne définissent pas les règles techniques d'évaluation de la sûreté des ouvrages, les méthodes de calcul... et ceci depuis la circulaire de 1923 qui concernait les barrages-poids de grande hauteur.

Dans la pratique la profession n'est pas restée sans ressources techniques pour concevoir, construire, vérifier et entretenir les barrages. On peut citer successivement :

- les règles internes aux grands opérateurs et aux principaux bureaux d'études, forgées au fil des décennies de construction des barrages, et ayant bénéficié des apports d'une ingénierie française pointue mais aussi des pratiques internationales ;
- la jurisprudence du CTPBOH, qui, par l'examen des grands projets neufs et confortements d'ouvrages existants, a joué un rôle essentiel dans la validation "implicite" des méthodes de calcul, des dispositifs ou modes de construction innovants (exemple des premiers barrages en BCR). Les avis du CTPBOH ont donc en quelque sorte remplacé des règlements de calcul, toujours longs à faire évoluer, mais a contrario n'ont pas "force réglementaire" ;
- des recommandations de la profession représentée par le CFBR (ou élaborées avec une participation active du comité), initiées au début des années 2000. Elles sont relatives soit à des critères de vérification ou de performance des différents types d'ouvrages (barrages-poids 2006/2012, barrages en remblais 2010/2015, barrages voûtes en cours d'étude), soit aux principaux aléas naturels (crues 2013, séismes 2010/2014).

Alors que plusieurs pays ont adopté des règlements de calcul imposables, la question s'est posée de savoir si cette voie était judicieuse compte tenu des pratiques en vigueur en France. La réflexion a conclu aux deux principes suivants :

- la puissance publique définit par voie réglementaire les principales sollicitations appliquées aux ouvrages, qui traduisent en fait les exigences de la société sur le niveau de risque accepté ;
- les barrages, leur fondation, sont des ouvrages bien trop spécifiques pour que l'on puisse figer et imposer des méthodes de calcul, voire des critères de performances, uniformes. Il est essentiel de laisser une large part à l'expérience et à la compétence de l'ingénieur.

Dans ce contexte, deux éléments déclencheurs sont intervenus récemment :

- les études de dangers, selon [3], doivent "prendre en compte les risques liés aux crues, aux séismes, ..." ; il importe donc de définir les aléas correspondants qui doivent s'imposer à tous les ouvrages ;
- la réglementation sismique française, par le biais du décret du 22 octobre 2010 relatif au nouveau zonage sismique, demande de définir, par des arrêtés ad-hoc, des mesures préventives relatives aux ouvrages dits "à risque spécial", c'est-à-dire ceux pour lesquels les effets du séisme ne peuvent être circonscrits au voisinage immédiat de l'ouvrage ; c'est bien le cas des barrages.

Un projet d'arrêté technique a donc été préparé par la DGPR (Direction Générale de la Prévention des Risques), de manière à définir les sollicitations qui doivent être prise en compte pour la vérification structurelle des barrages. Sont essentiellement visées les crues et les séismes, mais également les sollicitations découlant de l'exploitation courante. Les valeurs associées ont été reprises des diverses recommandations CFBR susvisées. Ce texte prescrit des délais d'application suffisamment souples pour que les éventuelles mises en conformité d'ouvrages puissent être étalées dans le temps.

Les méthodes de calcul, caractéristiques des matériaux, critères de performance, restent du domaine des recommandations de la profession, qui pourront le cas échéant être reconnues ultérieurement par le ministre.

3. LES ÉVOLUTIONS DE LA RÉGLEMENTATION DEPUIS 2007

Les évolutions récentes de la réglementation ont permis de conforter les orientations principales :

- élargissement du parc d'ouvrages réglementés mais en adaptant le périmètre aux moyens et en modulant les exigences. La modification de la limite entre les barrages de classe A et ceux de classe B permet de mieux graduer les effectifs de chaque classe ;
- confortement du rôle central de l'EDD avec une nouvelle formule plus globale permettant de coupler l'intérêt de l'analyse de risques et la richesse de l'ex revue de sûreté avec son examen technique complet. L'expérience EDD depuis 2007 a permis de conforter beaucoup de points clés de la sûreté qu'on connaissait déjà mais aussi de nouvelles approches (intérêt de l'analyse fonctionnelle y compris pour le génie civil, importance de la thématique contrôle- commande / vantellerie, mise en évidence des accidents plus mineurs mais plus fréquents potentiellement) ;
- unification des règles et des prescriptions pour les barrages autorisés et les barrages hydroélectriques concédés en vertu du code de l'énergie ;
- transparence et communication externe, notamment par le biais des résumés non techniques qui introduisent les études de dangers ;
- importance donnée aux organisations (document d'organisation, consignes en toutes circonstances, système de gestion de la sûreté des études de dangers) et aux compétences (agrément des bureaux d'études, compétences requises pour les visites techniques approfondies...). En particulier, les consignes, mode d'emploi de l'ouvrage, notamment lors de crise sont identifiées comme des éléments majeurs de la sûreté ;

Inversement, le rôle du CTPBOH s'est trouvé réduit par le décret du 12 mai 2015, transférant ainsi la charge de l'examen technique des dossiers vers les services du contrôle et l'expertise de leur appui technique.

4. CONCLUSIONS

A l'instar de la quasi-totalité du monde, la France possède une réglementation spécifique relative à la sûreté des barrages. On pourra se reporter au rapport de la Banque Mondiale [8] qui justifie la mise en place généralisée d'une telle réglementation avec des principes généraux qui sont pleinement en accord avec ce qui existe aujourd'hui en France.

La comparaison des réglementations entre différents pays (cf. les mises en parallèle proposées par le Club Européen de la CIGB [9]), voire l'évolution de notre propre dispositif législatif et réglementaire au fil du temps, met en évidence le fait qu'elles sont directement liées aux organisations sociales, aux statuts juridiques des intervenants, aux parcs de barrages et à l'occupation des territoires.

La réglementation mise en place depuis quelques années dans le domaine de la sûreté des ouvrages hydrauliques et des barrages en particulier vise à obtenir un équilibre entre :

- les attentes générales de la société en matière de sécurité publique ;
- les rôles et responsabilités des différents intervenants ;
- les moyens disponibles ;
- la proportionnalité des prescriptions par rapport aux enjeux ;
- la volonté de ne pas figer l'évolution des techniques et des méthodes.

Chaque évolution majeure des règles, comme celles qu'on a connu ces dernières années, demande un effort important d'adaptation pour tous les intervenants et il paraît aujourd'hui très souhaitable d'inscrire le dispositif sur une durée suffisante même s'il paraît d'ores et déjà nécessaire de le compléter sur quelques points particuliers ou connexes, par exemple en ce qui concerne les conduites forcées.

RÉFÉRENCES

- [1] Barthelemy, F., Martin, X., Nicolazo, J-L. (2004). La réglementation en matière de sécurité des barrages et des digues. Ministère de l'écologie et du développement durable.
- [2] Kert, C. (2008). Rapport sur l'amélioration de la sécurité des barrages et ouvrages hydrauliques. Office parlementaire d'évaluation des choix scientifiques et technologiques.
- [3] 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. Journal Officiel de la République Française.
- [4] 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. Journal Officiel de la République Française.
- [5] Degoutte G., Cruchon P., Le Delliou P., Monié N., Royet P. (2009). Nouvelle réglementation française concernant la sécurité des barrages et des digues/New regulations on the safety of dams and levees in France. CIGB Brasilia – Q91-R40.
- [6] Code de la sûreté intérieure. Article R741-18 et suivants : <https://www.legifrance.gouv.fr/affichCodeArticle.do?cidTexte=LEGITEXT000025503132&idArticle=LEGIA RTI000029657172>.
- [7] Arrêté du 21/05/2010 définissant l'échelle de gravité des événements ou évolutions concernant un barrage ou une digue ou leur exploitation et mettant en cause ou étant susceptibles de mettre en cause la sécurité des personnes ou des biens et précisant les modalités de leur déclaration. Journal Officiel.
- [8] Regulatory Frameworks for Dam Safety. A Comparative Study (2002). The World Bank.
- [9] Dam Legislation – Final Report (2005) – Club Européen de la CIGB http://cnpqb.apambiente.pt/IcoldClub/working_groups.htm

CONCEPT ET ASPECTS PARTICULIERS DE LA REVISION DE LA DIRECTIVE SUISSE SUR LA SECURITE DES OUVRAGES D'ACCUMULATION

Concept and particular aspects of the revision of the Swiss dam safety guidelines

DOI : 10.24346/cfbr_colloque2016_b08

Markus V. Schwager, Rocco Panduri, Georges R. Darbre
Office fédéral de l'énergie OFEN, 3003 Berne, Suisse

markus.schwager@bfe.admin.ch, rocco.panduri@bfe.admin.ch, georges.darbre@bfe.admin.ch

MOTS CLÉS

Directive, sécurité structurale, surveillance et entretien, plan en cas d'urgence, autorité de surveillance

RÉSUMÉ

La directive sur la sécurité des ouvrages d'accumulation précise les exigences de sécurité pour les barrages en Suisse. Suite à l'élaboration de la nouvelle loi fédérale sur les ouvrages d'accumulation de 2010 (entrée en vigueur au 1^{er} janvier 2013), l'ancienne directive et ses documents de base ont été révisés entre 2012 et 2016. La directive traite des trois éléments du concept de sécurité des ouvrages d'accumulation, soit de la sécurité structurale, de la surveillance et l'entretien et du plan en cas d'urgence. Cette communication traite des objectifs, de la structure et des points clés de la directive révisée. En particulier, les aspects nouveaux et les particularités de la directive sont illustrés. La nouvelle directive est structurée en cinq parties : La partie A introduit la base légale ainsi que le but et la portée de la directive, explique les éléments de la sécurité des ouvrages d'accumulation et contient les définitions de termes techniques particuliers. La partie B définit les critères d'assujettissement d'un ouvrage aux dispositions de la législation avec la notion associée de risque potentiel particulier. La partie C traite de la sécurité structurale; elle définit les cas de charge et les méthodologies pour les vérifications statiques, sismiques et en cas de crue. La partie D traite de la sécurité des ouvrages d'accumulation durant les phases de mise en service et d'exploitation, en particulier en ce qui concerne la surveillance et l'entretien. Enfin, la partie E précise les exigences pour la planification des mesures que doit prendre l'exploitant d'un ouvrage d'accumulation dans le cas où la sécurité de l'exploitation de son ouvrage n'est plus garantie.

ABSTRACT

Details on the safety requirements for dams in Switzerland are provided by the guidelines for the supervision of water retaining facilities. Following the elaboration of the new Federal Act on Water Retaining Facilities of 2010 (in force since January 1st, 2013), these guidelines have been revised from 2012 to 2016. The guidelines are addressing the three elements of the dam safety concept, i.e. the structural safety, the surveillance and maintenance and the emergency concept. This paper explains the objectives, the structure and some key issues of the revised guidelines. In particular, the new requirements are presented. The revised guidelines consist of five parts: Part A deals with the regulatory framework and with the objectives and purpose of the guidelines. Furthermore, this part also explains the dam safety concept and defines the main technical terms. Part B provides the criteria for subjecting a water retaining facility to the legislation and defines the associated notion of particular risk potential. Part C is about the structural safety. The load cases and the methodology for the verification for static, seismic and flood conditions are described. Part D specifies the safety requirements prior and during commissioning as well as during operation. In particular, the requirements regarding surveillance and maintenance are specified. Part E gives the requirements for the planning of the emergency measures to be taken by the operator in case the safety of his water retaining facility can not be ensured any more.

1. INTRODUCTION

La construction des barrages en Suisse repose sur une longue tradition. Le premier barrage-poids en béton d'Europe fut érigé entre 1869 et 1872 (barrage de la Maigrauge) et la première application intégrale du nouveau type de barrage-voûte Jorgensen en Europe fut réalisée un demi-siècle plus tard (barrage de Montsalvens) [1].

Aujourd'hui, le parc d'ouvrages en Suisse compte environ 200 grands barrages, 25 desquels présentent une hauteur de retenue supérieure à 100 mètres, quatre d'entre eux dépassant les 200 mètres. Parmi ces barrages, celui de la Grande Dixence (285 m de hauteur) reste le barrage poids le plus haut du monde.

La législation Suisse en matière de sécurité des barrages a été introduite durant la Seconde Guerre mondiale avec la promulgation d'un arrêté par le Conseil fédéral en 1943 sur la base des pleins pouvoirs qui lui avaient été conférés après le bombardement de trois barrages en Allemagne. Cet arrêté, relevant du droit d'exception, a été converti en législation ordinaire par la modification de la loi existante sur la police des eaux en 1953 et la promulgation du règlement concernant les barrages en 1957. Cette partie de la loi sur la police des eaux n'a subi aucune modification avant son remplacement par la nouvelle loi sur les ouvrages d'accumulation de 2010 entrée en vigueur en 2013 [2], alors que le règlement de 1957 a été remplacé par une nouvelle ordonnance en 1998, elle-même révisée et remplacée par l'ordonnance accompagnant la nouvelle loi dès 2013 [3]. La législation désigne l'Office fédéral de l'énergie (OFEN) comme autorité fédérale de surveillance chargée de contrôler l'exécution de la législation.

Un ouvrage d'accumulation est constitué d'un ouvrage de retenue, du bassin de retenue qui lui appartient et des installations annexes. Cela concerne autant les ouvrages destinés à relever un plan d'eau et à accumuler de l'eau ou des boues que ceux destinés à retenir des matériaux charriés, de la glace et de la neige.

Durant la période 2002-2003, l'autorité fédérale de surveillance a publié pour la première fois une directive sur la sécurité des ouvrages d'accumulation accompagnée de documents de base plus détaillés (celui relatif à la planification en cas d'urgence a été publié en 2004, celui relatif à la sécurité aux crues en 2008). Ces documents concrétisent des notions imprécises de la législation sur les ouvrages d'accumulation et décrivent des mesures et des procédures qui sont généralement conformes aux exigences légales.

L'entrée en vigueur de la nouvelle législation sur les ouvrages d'accumulation en 2013 a rendu nécessaire une révision de la directive et des documents de base, en tenant également compte des expériences acquises jusque-là. A cet égard, il est apparu nécessaire de préciser les exigences pour les barrages mobiles, les petits barrages et les barrages destinés à la protection contre les dangers naturels ainsi que de reformuler totalement la partie traitant de la planification en cas d'urgence. Dans ce but l'autorité fédérale de surveillance, l'Office Fédéral de l'Energie (OFEN), a mis en place un groupe de coordination en charge de cette révision et plusieurs groupes de travail individuels avec des représentants des cantons, des écoles polytechniques, des organisations professionnelles et de l'économie. Chacun de ces groupes de travail est responsable de la révision d'une des sept parties de la directive durant la période 2012-2016 [4-10], 5 parties ayant déjà été publiées jusqu'au printemps 2016.

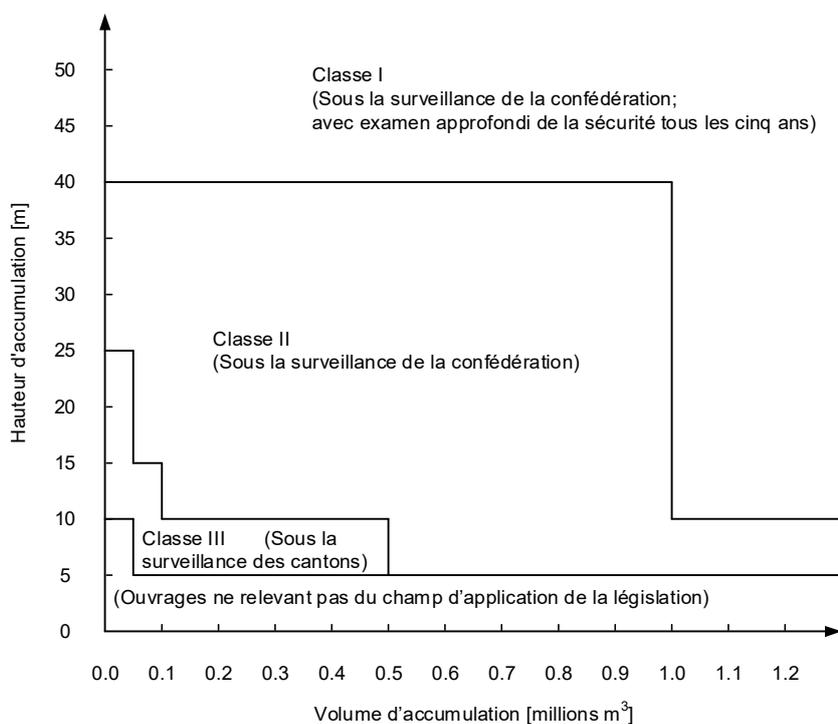
Cette communication explique les objectifs, la structure et les points clés de la directive révisée. En particulier, des aspects nouveaux et particuliers de la directive vont être illustrés.

2. CONCEPT DE SECURITE POUR LES BARRAGES EN SUISSE

2.1 Champ d'application de la législation concernant les ouvrages d'accumulation

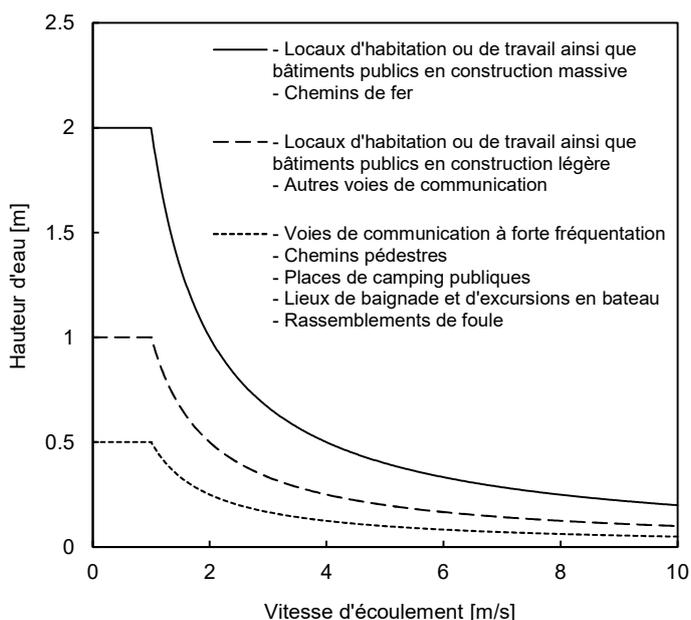
Deux critères sont appliqués afin de déterminer si un ouvrage relève du champ d'application de la législation sur les ouvrages d'accumulation ou pas: (1) le critère géométrique et (2) le critère du risque potentiel particulier.

Le critère géométrique place (a priori) les ouvrages dans le champ d'application de la législation en vertu de leur hauteur et volume de retenue, selon la représentation du graphique 1.



Graphique 1 : Les critères géométriques déterminant le champ d'application de la législation, l'autorité compétente et l'étendue de la surveillance.

L'autorité fédérale de surveillance peut assujettir à la législation les ouvrages de dimensions plus modestes présentant un risque potentiel particulier et exclure du champ d'application de la législation ceux qui ne présentent pas de risque potentiel particulier. L'existence d'un risque potentiel particulier est vérifiée en se basant sur des critères de mise en danger de la vie de personnes ou de dégâts matériels importants suite à la rupture d'un ouvrage. A leur tour, ces critères comprennent d'une part la hauteur et la vitesse d'écoulement de l'onde de submersion, d'autre part la vulnérabilité des objets concernés. Les valeurs seuils à partir desquelles un risque potentiel particulier est admis sont présentées au graphique 2 pour différents objets [5]. Il est suffisant que la vie d'une seule personne soit mise en danger ou qu'un seul objet soit menacé pour que le critère soit satisfait.



Graphique 2 : Les valeurs seuils à partir desquelles un risque potentiel particulier est admis pour différents objets.

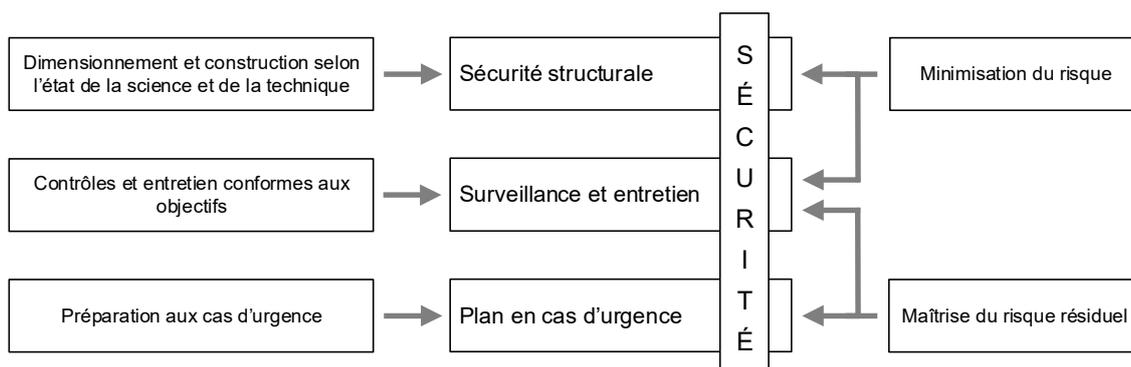
2.2 Responsabilité des exploitants et des autorités de surveillance compétentes

Si un ouvrage relève du champ d'application de la législation concernant les ouvrages d'accumulation, l'ouvrage est soumis soit à la surveillance directe de l'autorité fédérale, soit à la surveillance directe du canton d'emplacement de l'ouvrage. Chaque canton possède sa propre autorité de surveillance. Les critères principaux qui déterminent l'autorité compétente sont la hauteur et le volume de retenue d'un ouvrage, et sont présentés au graphique 1 : les grands ouvrages sont soumis à la surveillance directe de l'autorité fédérale, les autres ouvrages à celle des cantons. Qui que soit l'autorité de surveillance directe, les dispositions de la loi sont applicables indifféremment de la taille des ouvrages.

L'exploitant d'un ouvrage d'accumulation porte la responsabilité de sa sécurité. L'autorité de surveillance directe compétente de son côté s'assure que les dispositions légales liées à la sécurité soient respectées et que les exploitants prennent les mesures nécessaires le cas échéant. Cette surveillance étatique, conformément à [2] et à [3], poursuit exclusivement le but de protéger la population des conséquences d'un écoulement incontrôlé de grandes quantités d'eau causé par une défaillance totale ou partielle d'un ouvrage d'accumulation. Les aspects autres que celui de la sécurité technique des ouvrages sont hors du champ d'application de la législation sur les ouvrages d'accumulation et ne sont pas du ressort des autorités de surveillance. Cela englobe notamment la sécurité du travail ainsi que les risques découlant directement de l'exploitation (éclusées, ouverture des dessableurs, etc.).

2.3 Eléments du concept de sécurité des ouvrages d'accumulation

Le concept de sécurité des ouvrages d'accumulation en Suisse s'appuie sur les éléments de la sécurité structurale, de la surveillance et l'entretien, et du plan en cas d'urgence. Ces éléments sont représentés au graphique 3.



Graphique 3 : Les trois éléments du concept de sécurité des ouvrages d'accumulation.

La sécurité structurale a pour objet de s'assurer qu'un ouvrage d'accumulation résiste à tous les cas de charge et d'exploitation prévisibles. Elle comprend les études et la construction d'ouvrages d'accumulation ainsi que de parties d'ouvrages. En font partie l'identification des possibles sollicitations, les vérifications de sécurité correspondantes et les exigences constructives. La sécurité structurale est traitée dans la partie C de la directive révisée et est présentée au chapitre 3. Elle se compose des bases du dimensionnement en général [6], de la sécurité aux crues [7] et de la sécurité aux séismes [8].

Le but de la surveillance est de détecter à temps l'évolution des paramètres d'état ou de comportement qui peuvent affecter négativement la sécurité d'un ouvrage d'accumulation. L'entretien doit contribuer à prévenir ces phénomènes et à assurer le bon fonctionnement du dispositif d'auscultation. L'élément de la surveillance est traité dans la partie D de la directive révisée [9] et est présentée au chapitre 4.

Le plan en cas d'urgence sert dans le cas où l'exploitation sûre de l'ouvrage d'accumulation ne peut être garantie. Il comprend les préparations à la mise en place rapide des mesures nécessaires, tels que la procédure de notification aux autorités ainsi que l'avertissement et l'évacuation de la population en danger. Le plan en cas d'urgence est traité dans la partie E de la directive révisée [10] et est présenté au chapitre 5.

3. LA SECURITE STRUCTURALE

3.1 Dimensionnement et construction

3.1.1 Concept

L'élaboration d'un nouveau projet ou d'un projet de transformation d'ouvrage se base en règle générale d'une part sur la convention d'utilisation, qui représente une convention entre le maître de l'ouvrage et le projeteur quant à l'utilisation prévue, d'autre part sur la base du projet, qui comporte la description de la transposition technique de la convention d'utilisation. Les ouvrages d'accumulation doivent être dimensionnés, construits et exploités conformément à l'état de la science et de la technique de sorte que leur sécurité reste assurée dans tous les cas de charge et d'exploitation prévisibles. La directive précise ces cas de charge, en particulier la combinaison des actions individuelles, les méthodologies de vérification acceptées et les facteurs de sécurité minimaux requis.

Cette partie de la directive est en voie d'élaboration par un groupe de travail [6]. Jusqu'à présent et selon la directive de 2002, la vérification de la sécurité structurale d'ouvrages d'accumulation en Suisse se base sur le concept de sécurité globale associé à des combinaisons d'actions de type normal (solllicitations régulières de l'ouvrage), exceptionnelles (ne survenant pas nécessairement durant la vie de l'ouvrage) et extrêmes (solllicitations hypothétiques les plus défavorables). Cela combine un concept principalement déterministe en prenant pour base, dans les différentes analyses, des hypothèses prudentes soit pour les actions soit pour les résistances des matériaux avec un concept probabiliste de part l'introduction de types de combinaison et des facteurs de sécurité requis différents. Les hypothèses relatives aux actions peuvent néanmoins en partie être déduites par des procédures probabilistes, comme cela est fait par exemple pour les actions sismiques : ici, l'aléa sismique entrent dans les analyses est formulé sous forme probabiliste.

3.1.2 Aspects particuliers

Selon la législation, les autorités ordonnent des mesures techniques particulières lorsque la protection de l'ouvrage contre les actes de sabotage l'exige. Ces mesures peuvent comprendre des éléments constructifs ou organisationnels, orientés vers la prévention des accès à des organes ou parties d'ouvrage par des personnes non autorisées. La directive révisée contiendra des recommandations à ce sujet.

3.2 Sécurité aux crues et abaissement des retenues

3.2.1 Concept

Un des cas de charge déterminant pour la conception et la sécurité d'un ouvrage d'accumulation est celui de crue. La nouvelle directive contiendra des indications tant à cet égard [7] que sur les possibilités d'abaissement de la retenue qui s'avérerait nécessaire pour des raisons de sécurité. Cette partie de la directive est en phase finale d'élaboration par un groupe de travail.

Le but de la vérification de la sécurité aux crues est de démontrer que, pour les deux situations de crue exceptionnelle et de crue extrême, le niveau de la retenue ne dépasse pas une certaine cote maximale. Ces situations sont définies par une cote initiale du plan d'eau, une cote admissible maximale, l'évènement de crue et les capacités de décharge disponibles.

Les exigences minimales d'estimation des évènements de crue dépendent des dimensions de l'ouvrage selon le tableau 1 et le graphique 1 (exigences en phase d'élaboration finale en relation avec la révisions de la directive). L'estimation de l'évènement exceptionnel, avec période de retour "historiquement" fixée à l'000 ans, se base sur des analyses statistiques simultanées des débits et des précipitations, respectivement de l'une ou de l'autre pour les ouvrages de classe III. L'estimation de l'évènement extrême s'appuie quant à elle sur la simple augmentation des valeurs obtenues pour l'évènement exceptionnel (facteur de 1,5) complémentée par une estimation de la PMP (probable maximum précipitation) pour les plus grands ouvrages de classe I, ou alternativement remplacée par cette estimation pour les ouvrages de moindres dimensions (ouvrages de classe

II et III). Pour les aménagements de pompage-turbinage, il doit être tenu compte du débit pompé lors de la vérification de la retenue supérieure et du débit turbiné lors de la vérification de la retenue inférieure.

Exigences	Ouvrages de la classe I (cf. graphique 1)	Ouvrages de la classe II (cf. graphique 1)	Ouvrages de la classe III (cf. graphique 1)
Période de retour de l'évènement exceptionnel	1'000 ans	1'000 ans	1'000 ans
Procédure d'analyse hydrologique pour l'évènement exceptionnel	Analyses statistiques des débits et des précipitations	Analyses statistiques des débits et des précipitations	Analyse statistique des débits ou des précipitations
Période de retour de l'évènement extrême	>> 1'000 ans	>> 1'000 ans	>> 1'000 ans
Procédure d'analyse hydrologique pour l'évènement extrême	Méthode PMP et estimation sur la base de l'évènement exceptionnel	Estimation sur la base de l'évènement exceptionnel ou méthode PMP	Estimation sur la base de l'évènement exceptionnel ou méthode PMP

Tableau 1 : Exigence minimales concernant la vérification de la sécurité aux crues (actuellement en discussion au sein du groupe de travail).

Les buts pour la possibilité d'un abaissement de la retenue quant à elle sont très variés : un tel abaissement sera nécessaire en cas de danger immédiat d'un écoulement incontrôlé, en cas de danger de nature militaire, comme aussi pour des travaux de contrôle et entretien. Ces situations peuvent déterminer le dimensionnement des organes de décharge ; ultérieurement, le dimensionnement de ces organes doit tenir compte d'autres besoins, comme la possibilité de tenir bas le plan d'eau ou de le régler pendant le remplissage initial, de pouvoir effectuer des purges de la retenue ou de pouvoir évacuer une partie des apports d'une crue.

3.2.2 Aspects particuliers

Les critères d'abaissement de la retenue considèrent d'une part la force hydrostatique agissant sur le barrage, d'autre part le volume restant dans la retenue. Généralement, la force hydrostatique doit pouvoir être divisée par 2 dans les 8 jours (comptée à partir de la cote normale). De plus, la vidange complète de la retenue doit pouvoir être possible dans les 3 à 21 jours en fonction du volume, la valeur minimale étant valable pour des volumes de retenue ne dépassant pas 1 million de m³ et la valeur maximale pour un volume de 100 millions de m³ et plus. Entre ces valeurs, une interpolation linéaire est prévue.

Il est par ailleurs exigé que le plan d'eau puisse être maintenu à un niveau abaissé en cas de besoin pour raisons de sécurité. La capacité des organes de décharge doit de ce fait également être suffisante pour que des apports naturels de période de retour de 5 ans puissent être évacués sans qu'il y ait une augmentation du niveau du plan d'eau. Cette exigence est vérifiée pour un niveau d'eau qui correspond à la cote à laquelle la force hydrostatique est la moitié de celle à cote normale.

3.3 Sécurité aux séismes

3.3.1 Concept

Selon le concept de sécurité des ouvrages d'accumulation, le seul but de la vérification de la sécurité aux séismes est de démontrer que toute rupture conduisant à un écoulement non contrôlé d'eau due à la sollicitation dynamique peut être exclue. Des dégâts affectant le bon fonctionnement de l'ouvrage après le séisme mais ne mettant pas en péril la sécurité de l'ouvrage sont ainsi tolérés. Cela reflète le but de la surveillance étatique en Suisse, qui se limite aux questions de sécurité et qui ne traite pas d'éléments opérationnels; ceux-ci sont laissés à l'appréciation des exploitants. En conséquence, la partie de la directive qui traite de la vérification aux séismes définit un seul niveau de séisme (séisme de sécurité) et ne pose aucune exigence quant au comportement de l'ouvrage pour des niveaux de séisme inférieurs.

La partie principale de la vérification aux séismes est celle du barrage lui-même. Elle ne s'y limite cependant pas et traite également de deux autres aspects. D'une part, le comportement des ouvrages annexes relevant de la sécurité doit être apprécié. Il s'agit des organes de vidange et de l'instrumentation indispensable pour mettre en évidence une défaillance imminente de l'ouvrage ainsi que des éléments nécessaires à l'évacuation de crues

mineures après que le séisme de sécurité se soit produit. D'autre part, il s'agit d'apprécier dans quelle mesure l'action sismique pourrait déclencher des mouvements de terrain dans le secteur du réservoir, compromettant potentiellement la sécurité du barrage ou de la zone en aval de l'ouvrage par suite d'une vague impulsive ou d'un débordement. Il s'agit également d'apprécier dans quelle mesure des chutes de blocs ou de séracs qui pourraient endommager des éléments de l'ouvrage peuvent se produire.

La procédure de vérification aux séismes des ouvrages, autant neufs qu'existants, est divisée en plusieurs étapes. Tout d'abord l'étape de la modélisation, qui prend en compte les particularités de la fondation, du barrage et du bassin de retenue. Ces particularités comprennent les éléments qui peuvent avoir une influence déterminante sur la vérification, comme les propriétés mécaniques des matériaux, les points faibles connus, la procédure de construction ou, pour les ouvrages existants, les résultats de mesures lors de la surveillance régulière. Le modèle ayant été établi, le comportement de l'ouvrage pendant et après le séisme peut être investigué. La procédure d'analyse requise dépend du type et de la classe de l'ouvrage, cette dernière résultant de la hauteur et du volume de retenue (graphique 1). La bande des possibilités d'analyse comprend autant des calculs dynamiques avec évolution temporelle, que la méthode du spectre de réponse et les procédures simplifiées quasi-statiques. La dernière étape comprend l'interprétation et l'appréciation des résultats de l'analyse, en comparant le comportement attendu selon le calcul avec le comportement recherché tel qu'exposé au début de ce chapitre. Au cas où le comportement satisfaisant de l'ouvrage ne peut pas être démontré, des mesures adéquates doivent être prises.

Le tableau suivant est repris de la partie de la directive traitant de la sécurité aux séismes [8] et illustre en forme concise les exigences minimales quant à la modélisation et à l'analyse d'un ouvrage d'accumulation, en fonction de la classe de l'ouvrage.

Exigences	Ouvrages de la classe I (cf. graphique 1)	Ouvrages de la classe II (cf. graphique 1)	Ouvrages de la classe III (cf. graphique 1)	Ouvrages destinés à la protection contre les dangers naturels
Période de retour des séismes	10'000 ans	5'000 ans	1'000 ans	1'000 ans
Procédure d'analyse générale	Calcul dynamique avec évolution temporelle	Méthode du spectre de réponse (resp. prise en compte de plusieurs valeurs propres)	Procédure quasi-statique (resp. prise en compte de la première valeur propre)	Procédure quasi-statique (resp. prise en compte de la première valeur propre)

Tableau 2 : Exigence minimales concernant la vérification de la sécurité aux séismes [8].

3.3.2 Aspects particuliers

Les vérifications de la sécurité aux séismes des petits ouvrages peuvent engendrer des coûts non négligeables pour leurs exploitants, même si les exigences minimales quant à la procédure d'analyse sont modestes. Il s'avère que pour les petits ouvrages, les exigences de sécurité aux séismes du barrage ne sont pas satisfaites que si les exigences de sécurité statique ne sont remplies que de manière limite [11]. Fort de cette constatation, des règles ont été élaborées à l'aide desquelles le barrage d'une petite retenue peut être exempté d'une analyse aux séismes. Par exemple et pour les exigences Suisses, le cas de charge sismique n'est pas déterminant pour les petits barrages poids ou en remblai qui se situent dans une région avec une accélération de pointe au sol de 10 % g, à condition que les exigences des cas de charge statiques soient remplies. La vérification des exigences relatives aux installations annexes et au réservoir reste par contre requise.

Comme mentionné auparavant, tout dégât causé par un événement sismique qui ne met pas en péril la sécurité de l'ouvrage est toléré. L'appréciation de l'admissibilité de ces dégâts nécessite une analyse de la sécurité de l'ouvrage après l'événement sismique, autant à long-terme que juste après le séisme. En ce qui concerne la sécurité à long-terme, il est bien clair qu'elle doit correspondre à la sécurité minimale requise avant le séisme. Par contre, immédiatement après l'événement sismique et jusqu'à la réalisation d'éventuelles mesures nécessaires, une sécurité réduite peut être acceptée. En considérant que la situation est temporaire, une réduction d'au plus 20 % du coefficient de sécurité requis à long-terme peut être acceptée. Il appartient à l'autorité de surveillance de définir la durée durant laquelle une sécurité réduite est tolérable.

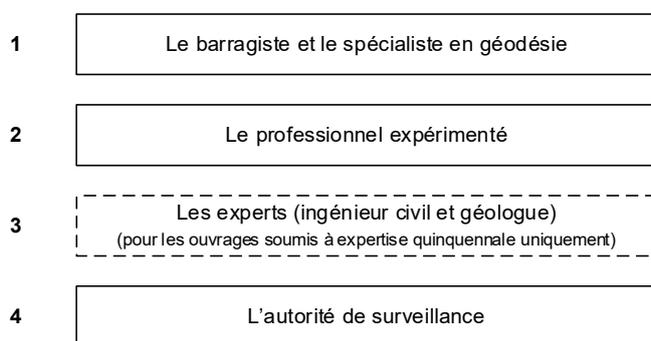
4. LA SURVEILLANCE ET L'ENTRETIEN

4.1 Concept

Les buts de la surveillance d'un ouvrage d'accumulation sont multiples. Tout d'abord, une surveillance régulière du comportement et de l'état de l'ouvrage sert à s'assurer que sa sécurité soit suffisante. D'autre part, la surveillance permet d'identifier le plus tôt possible un comportement potentiellement anormal ou des dégâts particuliers. Finalement, la surveillance permet également de disposer d'une base de données d'observations et de mesures propres à être utilisées dans des études futures si nécessaire.

Une surveillance efficace se compose de trois éléments : (1) les mesures à l'aide d'un dispositif d'auscultation adapté, (2) les contrôles visuels effectués lors des inspections et (3) les contrôles de fonctionnement des organes mobiles de décharge et de vidange. Les mesures, parmi lesquelles peuvent figurer celles des températures, du niveau du bassin, des pendules, des sous-pressions, des pressions interstitielles ainsi que les mesures géodésiques (et éventuellement d'autres), donnent une information quantitative du comportement de l'ouvrage, qui est analysé par des ingénieurs expérimentés. Ces indications ponctuelles sont complétées par une vue d'ensemble fournie par le contrôle visuel. Ce dernier donne des informations qualitatives quant à l'état de l'ouvrage et du dispositif d'auscultation, et permet de juger de l'évolution de dégâts. Finalement, des contrôles de fonctionnement réguliers des organes mobiles de décharge et de vidange permettent de vérifier leur bon fonctionnement. Selon la législation Suisse, l'intervalle minimal pour l'exécution de ces contrôles est d'une année.

La surveillance est organisée en niveaux distincts (cf. graphique 4) : Le premier niveau est constitué de personnes qui sont régulièrement sur site, généralement du personnel propre de l'exploitant. Ce personnel est chargé de fournir les données brutes de comportement et d'état par l'exécution de mesures, de contrôles visuels et des contrôles de fonctionnement. Le deuxième niveau comprend une personne qualifiée généralement mandatée par l'exploitant pour l'analyse courante de ces données, qui lui sont envoyées sans délai. Cette personne, dénommée le « professionnel expérimenté », est aussi chargée d'effectuer sa propre inspection de l'ouvrage au moins une fois par année, et de consigner les résultats de ses analyses et contrôles dans un rapport annuel. Le rapport annuel est remis pour examen à l'autorité de surveillance, laquelle constitue le dernier niveau de surveillance ; l'autorité de surveillance effectue également ses propres inspections de l'ouvrage, typiquement tous les deux ans. Pour les plus grands ouvrages, représentés avec la classe I au graphique 1, un niveau intermédiaire s'intercale entre le professionnel expérimenté et l'autorité de surveillance. Il est constitué de deux experts confirmés en génie civil et en géologie qui effectuent tous les cinq ans un examen approfondi de la sécurité des ouvrages. Les rapports correspondants (rapports quinquennaux) sont remis à l'autorité de surveillance par l'exploitant. En fonction des dimensions de l'ouvrage, l'organisation de surveillance se compose donc de trois à quatre niveaux (cf. graphique 4).



Graphique 4 : Les quatre niveaux de la surveillance.

4.2 Aspects particuliers

Les détails organisationnels pour la surveillance d'un ouvrage d'accumulation sont réglés dans un règlement de surveillance propre à chaque ouvrage. Le règlement de surveillance inclut également la fréquence des mesures et contrôles notamment pour le premier niveau de surveillance. La directive donne les indications

suivantes pour ces intervalles (cf. tableau 3), en fonction du type et des dimensions de l'ouvrage et de la catégorie d'instruments de mesure.

Contrôles courants	Ouvrages de la classe I (cf. graphique 1)	Ouvrages de la classe II (cf. graphique 1)	Ouvrages de la classe III (cf. graphique 1)	Ouvrages destinés à la protection contre les dangers naturels
Contrôles visuels	hebdomadaire	1 à 2 fois par mois	2 à 4 fois par an	2 à 4 fois par an
Mesures des déformations	hebdomadaire	1 à 2 fois par mois	Ouvrages en béton : 1 à 4 fois par an Ouvrages en remblai : 1 fois par an à 1 fois tous les 2 ans	Ouvrages en béton : 1 à 4 fois par an Ouvrages en remblai : 1 fois par an à 1 fois tous les 2 ans
Mesures des eaux de drainage, infiltrations	hebdomadaire	1 à 2 fois par mois	1 à 4 fois par an	1 à 4 fois par an
Mesures des sous-pressions et pressions interstitielles	2 à 4 fois par mois	1 à 2 fois par mois	1 à 4 fois par an	1 à 4 fois par an

Tableau 3 : Fréquences recommandées pour les contrôles courants.

La directive introduit nouvellement la notion de catégories d'instruments de mesure. Il est ainsi distingué entre trois catégories : La première catégorie comprend les instruments qui servent à assurer le suivi courant des sollicitations agissant sur l'ouvrage ainsi que la réponse de l'ouvrage. La deuxième catégorie est composée des instruments qui assurent la redondance des mesures par les instruments de première catégorie et pourraient se substituer à ceux-ci en cas de défaillance. La troisième catégorie comprend les instruments qui ne servent que marginalement au suivi du comportement de l'ouvrage.

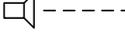
5. PLAN EN CAS D'URGENCE

5.1 Concept

Le but de la sécurité structurale ainsi que de la surveillance est de minimiser le risque découlant de l'exploitation d'un ouvrage. Une sécurité absolue n'est cependant pas atteignable et un risque résiduel subsiste. Le plan en cas d'urgence regroupe la planification des mesures que doit prendre l'exploitant dans les cas où la sécurité d'un ouvrage ne peut plus être garantie et un écoulement non contrôlé d'eau ne peut pas être exclu ou s'est même produit, dans le sens d'une maîtrise du risque résiduel.

Lors d'un évènement, les organes de la protection de la population engagent leurs propres moyens pour la diffusion des consignes de comportement à la population, la mesure ultime étant leur évacuation de la zone d'inondation. Les deux moyens disponibles en Suisse dans ce but sont les dispositifs de l'alarme générale et ceux de l'alarme-eau et leurs sirènes qui couvrent la majeure partie du territoire Suisse. Lors d'une alarme générale, la population est invitée à écouter les consignes de comportement communiquées par radio. Lors d'une alarme-eau, la population doit immédiatement évacuer la zone d'inondation concernée. L'obligation d'installer un dispositif d'alarme-eau dépend principalement du volume de la retenue ; un tel système est obligatoire à partir d'un volume de retenue de 2 millions de m³. Dans ce cas, des sirènes alarme-eau sont positionnées dans la zone qui serait submergée dans les deux heures suivant la rupture de l'ouvrage.

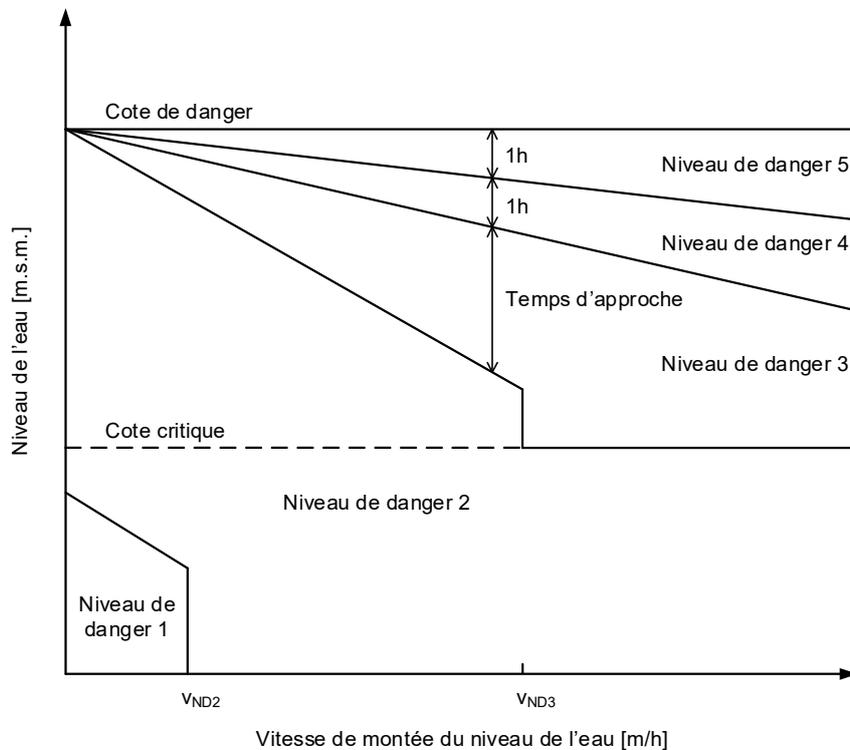
Le comportement à adopter par l'exploitant en fonction de la situation de danger est formulé dans le « règlement en cas d'urgence ». La situation de danger est divisée en cinq niveaux qui sont déclenchés en fonction de situations de péril spécifiques. En particulier, la population est alarmée à l'aide de l'alarme générale à partir du niveau de danger 4, tandis qu'elle est sommée d'évacuer la zone inondable à l'aide de l'alarme-eau en combinaison avec l'alarme générale avec le déclenchement du niveau de danger 5.

Niveau de danger 1	Niveau de danger 2	Niveau de danger 3	Niveau de danger 4	Niveau de danger 5
	Information Communiqué de presse selon les besoins	Alerte Communiqué de presse	Alarme Zone rapprochée et éloignée: alarme générale 	Alarme Zone rapprochée: alarme-eau  Zone éloignée: alarme générale 

Graphique 5 : Information et transmission de l'alarme à la population lors d'une menace d'écoulement non contrôlé d'une grande masse d'eau.

5.2 Aspects particuliers

Pour le scénario particulier d'une montée exceptionnelle du plan d'eau, le niveau de danger peut être spécifié à l'aide d'un diagramme des valeurs seuils dans lequel le niveau de la retenue est reporté en fonction de la vitesse de montée du plan d'eau (Graphique 6). La détermination des valeurs seuils est propre à chaque ouvrage et est basée sur les éléments suivants : la cote de danger de l'ouvrage, qui correspond au niveau d'eau à partir duquel la sécurité de l'ouvrage risque d'être compromise ; le temps d'évacuation de la population, qui en règle générale est admis comme étant 60 minutes avant l'atteinte de la cote de danger ; le temps de préparation pour déclencher l'alarme, qui en règle générale est admis comme étant 60 minutes avant le début de l'évacuation ; le temps d'approche du personnel, tenant compte du temps nécessaire à sa mobilisation et des particularités d'accès à l'ouvrage ; la nécessité de suivre l'évolution du niveau de l'eau de très près.



Graphique 6 : Diagramme des valeurs seuils pour la surveillance du niveau d'eau et de la vitesse de montée.

La pertinence de la définition des valeurs seuils pour un ouvrage particulier doit être testée à l'aide de simulations et d'exemples concrets de scénarios conduisant à une montée exceptionnelle du plan d'eau. Le but est de vérifier qu'un niveau de danger élevé ne soit pas déclenché en cas de faible événement ni un faible niveau en cas

d'évènement sévère. Il peut ainsi être possible de devoir également considérer des éléments tels que des vitesses critiques de montée à partir desquelles un niveau de danger est déclenché indépendamment du niveau du plan d'eau, ou une cote critique au-dessous de laquelle même un évènement extrême ne mettrait pas en danger la sécurité de l'ouvrage.

La nouvelle législation définit le contenu du règlement en cas d'urgence et exige nouvellement une analyse des dangers. Le but de cette analyse est de vérifier la robustesse des mesures prévues pour maîtriser un cas d'urgence en identifiant les facteurs pouvant fortement perturber ou empêcher une telle maîtrise, de sorte que des mesures préparatoires puissent être prises sur la base de ces résultats. Les aspects minimaux à considérer sont ceux de l'accès à l'ouvrage (notamment les emplacements qui doivent pouvoir être atteints en cas d'urgence), la possibilité d'alimenter et manœuvrer les vannes des organes de décharge et de vidange, et le maintien de la communication autant au sein de l'organisation d'urgence de l'exploitant qu'avec les organes externes de la protection de la population. Les autres éléments du règlement d'urgence sont ceux d'une carte d'inondation, d'une stratégie d'urgence, de l'organisation de l'exploitant pour le cas d'urgence et d'un dossier d'engagement pour l'utilisation dans le cas d'un évènement. Ce dernier est également distribué aux organes de la protection de la population, avec la carte d'inondation.

6. CONCLUSIONS

Les directives qui précisent les exigences de sécurité pour les barrages en Suisse ont été révisées suite à l'entrée en vigueur de la nouvelle législation sur les ouvrages d'accumulation en 2013 en tenant compte des expériences acquises jusqu'ici. La nouvelle directive traite les trois éléments du concept de sécurité que sont la sécurité structurale, la surveillance et entretien et le plan en cas d'urgence. La directive révisée précise notamment des exigences pour les barrages mobiles, les petits barrages et les barrages destinés à la protection contre les dangers naturels. En outre, la directive révisée a fait un grand pas en avant vers une planification intégrale pour le cas d'urgence.

REMERCIEMENTS

La présente publication s'appuie sur la directive révisée qui est le fruit d'un effort des membres du groupe en charge de la coordination de la révision et de plusieurs groupes de travail. Nous souhaitons exprimer notre profonde reconnaissance aux membres de ces groupes. Nos remerciements s'adressent également à Mmes Alexandra Beckstein et Milaine Coté ainsi que M. Russell Gunn de l'OFEN pour leur précieuse contribution à l'élaboration de la directive.

RÉFÉRENCES ET CITATIONS

- [1] Schnitter, N. J. (1985). Le développement de la technique des barrages en Suisse. Comité national suisse des grands barrages, Barrages suisses – Surveillance et entretien, publié à l'occasion du 15^e Congrès international des grands barrages, Lausanne 1985, 11-23.
- [2] Loi fédérale du 1^{er} octobre 2010 sur les ouvrages d'accumulation (LOA ; RS 721.101)
- [3] Ordonnance du 17 octobre 2012 sur les ouvrages d'accumulation (OSOA ; RS 721.101.1)
- [4] OFEN (2015). Directive relative à la sécurité des ouvrages d'accumulation, Partie A: Généralités.
- [5] OFEN (2014). Directive relative à la sécurité des ouvrages d'accumulation, Partie B : Risque potentiel particulier comme critère d'assujettissement.
- [6] OFEN. Directive relative à la sécurité des ouvrages d'accumulation, Partie C1 : Dimensionnement et construction, en préparation.
- [7] OFEN. Directive relative à la sécurité des ouvrages d'accumulation, Partie C2 : Sécurité aux crues et abaissement des retenues, en préparation.
- [8] OFEN (2016). Directive relative à la sécurité des ouvrages d'accumulation, Partie C3 : Sécurité aux séismes.

[9] OFEN (2015). Directive relative à la sécurité des ouvrages d'accumulation, Partie D : Mise en service et exploitation.

[10] OFEN (2015). Directive relative à la sécurité des ouvrages d'accumulation, Partie E: Plan en cas d'urgence.

[11] Panduri, R., Droz, P., Malla, S., Radogna, R., Wieland, M. & Darbre, G. R. (2012). Ongoing seismic safety assessment of Swiss dams. Proceedings of the 24th International Congress on Large Dams, Kyoto, Japan.

Thème C

Méthodes d'analyse des conséquences et évaluation du risque sur les enjeux autour et en aval des barrages



Barrage de Temple
© EDF – Sophie BINDER

SÛRETÉ ET EFFICACITÉ DES BARRAGES ÉCRÊTEURS DE CRUE

Safety and efficiency of flood mitigation dams

DOI : 10.24346/fbr_colloque2016_c01

Luc Deroo

ISL

deroo@isl.fr

Paul Royet ; Christine Poulard

Irstea

paul.royet@irstea.fr ; christine.poulard@irstea.fr

MOTS CLÉS

Pertuis ouvert, première mise en eau, transit sédimentaire, vannages, systèmes de barrages.

RÉSUMÉ

*Les barrages écrêteurs de crue forment une catégorie singulière de barrages, qui mérite une attention et des développements techniques spécifiques. Les risques (probabilité * conséquences) engendrés par ces barrages sont différents de ceux des autres barrages. Elle mérite des développements techniques spécifiques, pour deux raisons. D'une part, il y a lieu de tenir compte des difficultés de surveillance et de proposer des moyens adaptés. D'autre part, la conception standard des pertuis ouverts doit concilier les enjeux écologiques (faire obstacle le moins possible aux circulations en conditions normales : crues courantes, sédiments, animaux) et les enjeux économiques (réduire substantiellement les dommages, donc être efficace pour les crues moyennes), ce challenge étant parfois difficile à remplir. Cette communication dresse l'inventaire des barrages écrêteurs du parc français, tire quelques retours d'expérience de crues récentes, puis formule des pistes de réflexion concernant la conception des ouvrages.*

ABSTRACT

Because of their specificities, flood mitigation dams should be designed with a particular attention and deserve specific technical developments. Particular attention because they bear a different risk (probability x consequences) than the other dams. Specific developments, to address the safety issues and to optimize their efficiency. Flood mitigation dams specific safety issues relate to the surveillance procedures for these usually empty dams and also to extreme floods handling. The efficiency issue refers to the design of bottom outlets. The bottom outlets must meet both ecological constraints (limit impacts on animal circulation and sediment transport) and economic objectives (maximal reduction of Expected Annual Damages), so implying to find a compromise. This communication synthesizes the inventory of french flood mitigation dams, comments some recent feed-back analyses and proposes food for thought about this kind of dams design

1. SPÉCIFICITÉS DES BARRAGES ÉCRÊTEURS DE CRUE ET PRINCIPES DIRECTEURS

La plupart des barrages, en tous cas ceux dont le passage des crues s'accompagne d'une élévation du niveau de la retenue, jouent un rôle d'écrêtement de ces crues. Mais il s'agit plutôt d'un bénéfice secondaire que d'une fonction affichée. Les barrages auxquels nous nous intéressons dans cet article sont ceux pour lesquels la fonction d'écrêtement des crues est la fonction unique ou la fonction principale, telle qu'elle ressort de leur document administratif (régime de l'autorisation dans la quasi-totalité des cas).

1.1 Assurer la fonction d'écrêtement

Lorsqu'il a l'unique fonction d'écrêtement des crues, et pour réserver le maximum de capacité à cet usage, le barrage écrêteur de crues est normalement équipé d'un pertuis de fond ouvert qui maintient la retenue vide.

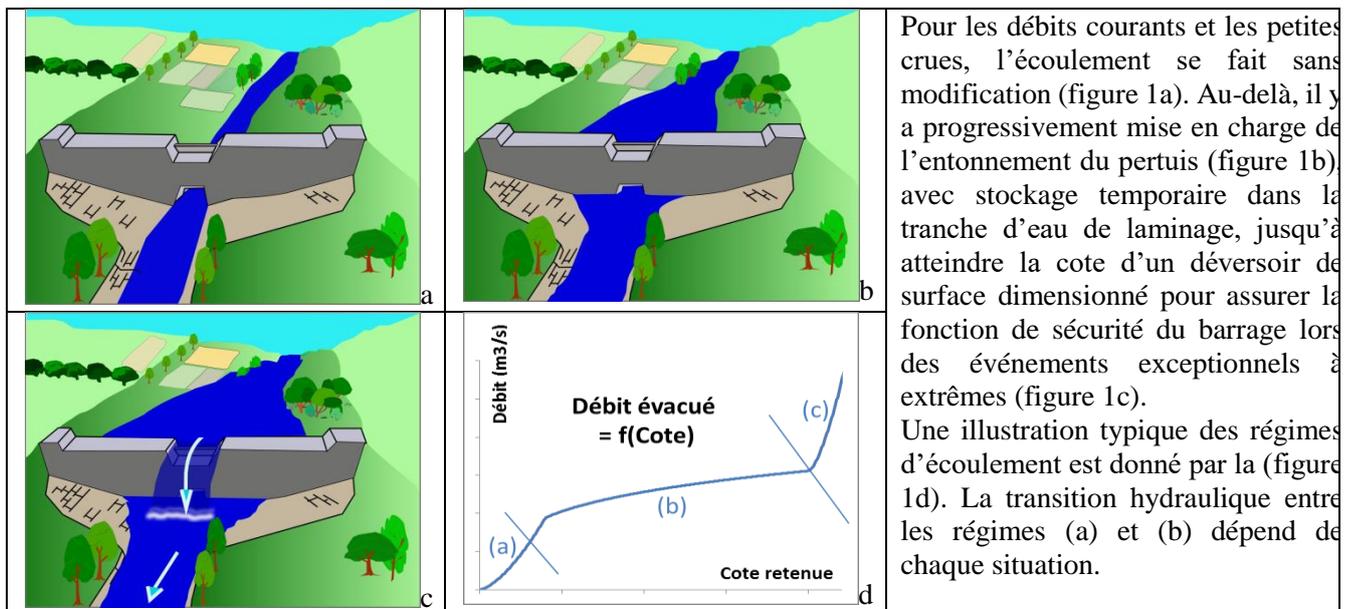


Figure 1 : Schéma de fonctionnement d'un barrage à pertuis ouvert

Pour les débits courants et les petites crues, l'écoulement se fait sans modification (figure 1a). Au-delà, il y a progressivement mise en charge de l'entonnement du pertuis (figure 1b), avec stockage temporaire dans la tranche d'eau de laminage, jusqu'à atteindre la cote d'un déversoir de surface dimensionné pour assurer la fonction de sécurité du barrage lors des événements exceptionnels à extrêmes (figure 1c). Une illustration typique des régimes d'écoulement est donné par la (figure 1d). La transition hydraulique entre les régimes (a) et (b) dépend de chaque situation.

Les barrages écrêteurs de crues ont parfois une fonction de stockage d'un volume destiné, par exemple, au soutien d'étiage. Le pertuis n'est alors pas placé en fond de retenue, mais à la cote de retenue semi-permanente (Figure 2).

La cote de l'évacuateur de surface est dénommée « cote de protection » et elle est associée à une crue (ou à une famille de crues) qui, vu la présence de l'ouvrage, ne sera pas dommageable pour les enjeux en aval. La probabilité annuelle de dépassement de cette cote est habituellement de 10^{-1} à 10^{-2} selon les enjeux à protéger, soit une période de retour de 10 à 100 ans [CFBR, 2013]. Le choix de la valeur de cette probabilité relève du maître d'ouvrage et répond à des considérations économiques et d'aménagement du territoire. A cette cote, la vérification de la stabilité structurelle de l'ouvrage est effectuée de la même façon et avec les mêmes coefficients de sécurité que ceux qui sont requis en situation normale d'exploitation.

1.2 Assurer la sûreté du barrage en crues

L'évacuateur de surface doit être dimensionné vis-à-vis de la situation exceptionnelle de crue qui correspond à un niveau de remplissage laissant encore une revanche pour se protéger notamment de l'effet des vagues et des irrégularités de la ligne d'eau. Le niveau de remplissage tient compte du laminage de la crue. Pour cette situation de crue, l'ouvrage doit répondre à tous les standards de sûreté, que ce soit sur le plan structurel (résistance au cisaillement ou au glissement, résistance en fondation, résistance à l'érosion interne, résistance à l'affouillement) ou sur le plan hydraulique (marge par rapport au débordement des coursiers, ouvrages de dissipation correctement dimensionnés). On dispose donc encore de marges avant d'atteindre des états-limites de rupture. La probabilité annuelle de dépassement de cette situation de projet dépend de la classe et du type du barrage [CFBR, 2013].

L'évacuateur doit aussi être dimensionné vis-à-vis de la situation extrême de crue correspondant à l'atteinte de la cote de danger du barrage, en tenant compte bien sûr du laminage de la crue. Cet état peut résulter soit d'une crue extrême avec un fonctionnement nominal de l'évacuateur de crues, soit d'une crue plus faible combinée avec un dysfonctionnement de l'évacuateur de crues. La probabilité annuelle de dépassement de cette situation de projet dépend uniquement de la classe du barrage [CFBR, 2013].

1.3 Une grande diversité d'ouvrages

Sur le même principe, limiter le débit d'écoulement, les réalisations montrent une très grande diversité :

- par la taille du barrage, qui peut être haut de moins d'un mètre à 100m ou plus (Kantoush) ;
- par sa localisation : dans un thalweg sec, sur un cours d'eau permanent, en dérivation, sur des axes d'écoulement d'eau en milieu urbain ;

- par le matériau employé pour le corps de barrage : barrage en béton (avec pertuis court), barrage plus massif en remblai (donc pertuis plus long) ;
- par la forme du pertuis : le pertuis ouvert est l'équipement le plus courant en fond de retenue, mais on peut aussi rencontrer quelques variantes sur lesquelles nous reviendrons plus tard :
 - ✓ barrage équipé de plusieurs pertuis étagés (figure 3) ;
 - ✓ barrage équipé d'un pertuis vanné ;
 - ✓ barrage équipé d'une ouverture centrale sous forme d'une meurtrière ouverte vers le haut (Figure 4).



Figure 2 : Barrage de Drtijsica (Slovénie) : plan d'eau permanent contrôlé par une prise «tulipe»

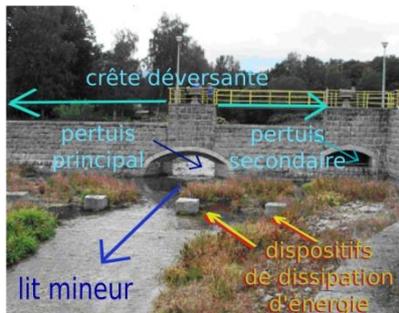


Figure 3 : Barrage de Mislakowice 2 (Pologne) équipé de deux pertuis étagés (crédit Irstea)



Figure 4 : Barrage de Mouzon sur la Meuse : barrage «meurtrière» (crédit EPAMA)

En outre, il est tentant de donner au pertuis une forme géométrique et une largeur déterminées pour un bon fonctionnement hydrologique et pour une construction aisée, mais on peut aussi chercher à réduire les effets négatifs sur les écosystèmes en s'astreignant par exemple à respecter la largeur naturelle du cours d'eau, à avoir une pente compatible avec les déplacements des animaux aquatiques, à créer éventuellement un chenal d'étiage. Ainsi, certains choix techniques auront des conséquences directes sur le fonctionnement hydrologique, mais aussi sur les aspects environnementaux [Poulard et al. 2010].

2. LE PARC DES BARRAGES FRANÇAIS ET LE RETOUR D'EXPÉRIENCE

2.1 Le parc des barrages écrêteurs de crue

L'exploitation de la base de données SIOUH, gérée par les services du MEEM et qui recense tous les barrages français classés au titre de la réglementation de décembre 2007, permet d'avoir une vue d'ensemble du parc des barrages écrêteurs de crue. 639 barrages recensés dans cette base de données ont comme usage unique l'écrêtement des crues. 67 autres barrages l'ont comme usage principal, l'usage secondaire étant le plus souvent le soutien d'étiage. Le volume mobilisable pour l'écrêtement des crues est très variable, allant de quelques milliers de m³ pour les plus petits jusqu'à plusieurs centaines de millions de m³ pour le total des quatre barrages exploités par Seine Grands Lacs (sachant que ces derniers servent aussi au soutien d'étiage).

La très grande majorité de ces barrages relève² de la classe D. La répartition selon les classes est donnée sous deux entrées : (i) la classe théorique basée uniquement sur les critères géométriques hauteur H du barrage et volume V de la retenue³ et (ii) la classe administrative ressortant de l'arrêté préfectoral (AP) d'autorisation ou d'un AP complémentaire (Figure 5). Il apparaît que de nombreux barrages ont été surclassés de C en B ou de D en C. C'est bien sûr la présence d'enjeux en aval proche du barrage qui a conduit le préfet à prendre cette décision. Et l'on peut imaginer que les barrages actuellement classés en D et qui font plus de 50 000 m³ de capacité vont, in fine, intégrer la classe C au vu de la présence d'habitations en proximité aval⁴.

² Ou plutôt relevait de la classe D, car le décret de mai 2015 supprime cette classe.

³ Le volume d'un barrage écrêteur de crues est le volume du réservoir correspondant à la cote du déversoir de surface.

⁴ Le décret de mai 2015 introduit le critère suivant pour la classe C : ouvrage qui répond aux conditions cumulatives :

i) $H > 2\text{m}$;

ii) $V > 0,05\text{Mm}^3$;

iii) A l'intérieur de l'espace situé à l'aval du barrage, jusqu'à une distance par rapport à celui-ci de 400 mètres, il existe une ou plusieurs habitations dont le rez-de-chaussée est situé sous le point bas du barrage.

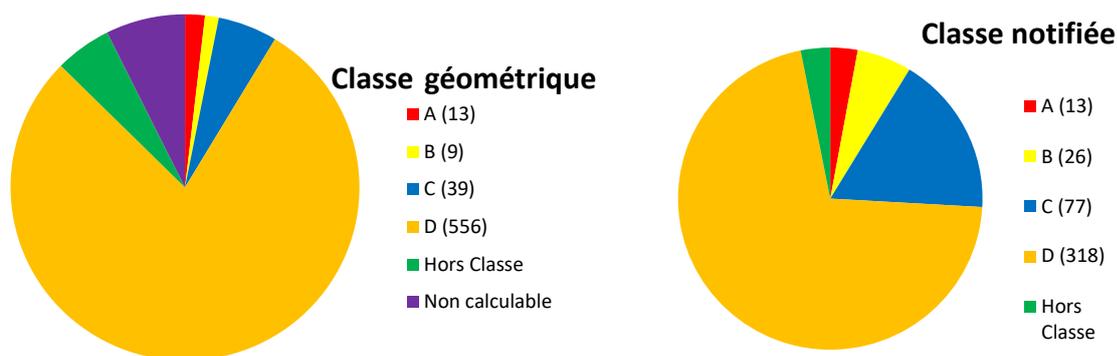


Figure 5 : Répartition des barrages écrêteurs de crues par classes (données SIOUH, classement selon décret 2007).

Parmi les 706 barrages recensés, le type de barrage est renseigné pour 703 d'entre eux. Il en ressort que 95 % sont des barrages en remblai, 3 % des barrages poids, les 2 % restants couvrant les autres types de barrages (voute, contreforts en barrages mobiles).

2.2 Retour d'expérience

2.2.1 La crue de septembre 2002 sur le Vidourle

En septembre 2002, un événement hydrologique exceptionnel a frappé la bordure des Cévennes avec localement des cumuls⁵ en 24 h dont la période de retour dépasse 1 000 ans. L'évènement a affecté particulièrement les trois barrages écrêteurs de crues qui équipent le haut bassin du Vidourle et de deux de ses affluents, dans le département du Gard. Ces barrages ont alors connu leurs plus hauts niveaux depuis leur mise en service avec déversement sur leur évacuateur de surface et même, pour le barrage de la Rouvière, sur le couronnement. Les données disponibles ont permis de reconstituer les hydrogrammes de crue à l'entrée et à la sortie des retenues [Fouchier, 2004]. La figure 6 présente les résultats de la simulation de la crue au barrage de La Rouvière. La crue entrante présente deux pointes successives évaluées à environ 1 400 m³/s. La première pointe de crue survient dans la nuit du 8 au 9 septembre. Elle provoque une montée très rapide de la retenue et une mise en service de l'évacuateur de surface, avec une première pointe de débit sortant évalué à plus de 500 m³/s. Ensuite, le débit entrant chute, ce qui entraîne une légère baisse de la retenue, mais sans provoquer d'interruption du déversement sur le seuil. Ce premier corps de crue apporte déjà 23 Mm³.

La deuxième pointe de crue arrive en fin de matinée sur une retenue déjà pleine. Elle provoque la surverse sur la crête du barrage pendant plus de 4 heures ; le débit évacué maximum est alors évalué à 840 m³/s. Ce deuxième corps de crue apporte plus de 20 Mm³. À titre de comparaison, la capacité de stockage de la retenue est de 7,7 Mm³ sous l'évacuateur de surface et de 5,5 Mm³ supplémentaires entre cet évacuateur et la crête du barrage. Ramenée à la superficie du bassin versant de La Rouvière, la lame totale ruisselée est de 447 mm en 24 heures.

⁵ Plus de 680 mm en 24 heures enregistrés localement au pluviomètre d'Anduze et au pluviographe de Cardet, 400 à 550 mm en pluie de bassin pour les trois barrages du Vidourle.

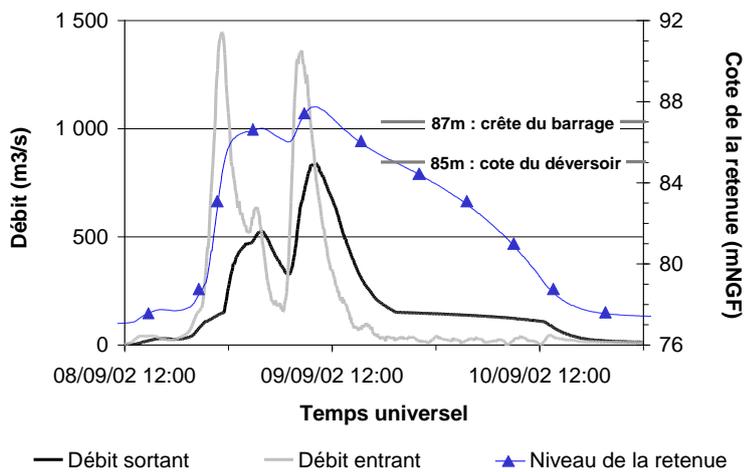


Figure 6 : Hydrogrammes au barrage de la Rouvière le 8 et le 9 septembre 2002.

L'impact des retenues sur les débits de pointe est variable. Si la première pointe de crue a été partout bien écrêtée, le coefficient d'écrêtement de la deuxième pointe atteint 63 % pour Ceyrac, 38 % pour La Rouvière et à peine 30 % pour Conqueyrac. A Sommières, principale ville plus en aval sur le Vidourle, le débit de pointe de crue a été estimé à 2 550 m³/s ; il aurait été de 20 % supérieur en l'absence des barrages. Cela s'est traduit par une réduction de 0,5 m de la hauteur d'eau.

L'événement de 2002 a amené à reprendre les études hydrologiques d'origine. Si les débits de pointe n'ont été que peu modifiés, ce sont surtout les volumes de crue qui ont été considérablement revus à la hausse. Sur le barrage de la Rouvière, ces analyses conduisent à attribuer une période de retour de 500 à 1000 ans à l'événement de 2002.

2.2.2 La rupture des bassins de la Savoureuse en décembre 1999

Justifié par les crues de la Savoureuse et les inondations catastrophiques de Belfort et des zones industrielles situées en aval (dont les usines Peugeot) en 1990, un dispositif de prévention des crues a été mis en place en 2000-2001 sous la forme, entre autres mesures, de neuf bassins de rétention implantés en dérivation de la Savoureuse et de son affluent la Rosemontoise. D'une capacité totale de stockage de 2 Mm³, ces bassins avaient pour objectif d'écrêter les crues pour la gamme de périodes de retour de 10 à 100 ans.

Alors que la construction était tout juste terminée, les crues de fin décembre 2001 ont entraîné la rupture en cascade d'une série de trois bassins, sans faire, par miracle, de victime. L'analyse post-événement [Huet, 2002] a remis en cause les études hydrologiques initiales et a montré que la période de retour de la crue était nettement moins que centennale. En outre, l'expertise a montré de nombreux défauts de conception et de réalisation, en particulier la non-prise en compte du fonctionnement du système au-delà de la « crue de projet ». Après plus de 10 ans d'études et de travaux, c'est un projet profondément revu qui est désormais à nouveau en fonctionnement.

2.2.3 Le barrage de Saint Génès de Malgloires et les crues depuis sa mise en service

Situé en amont du village de Saint Génès de Malgloires, le barrage contrôle un bassin versant de 5,75 km² (soit 60 % de la surface du bassin versant au droit du village). Il a été construit en 2010 dans le but d'éviter les débordements dans le village pour les crues de faible durée de retour (20 ans) et de diviser par deux le débit de pointe d'une crue centennale. Ces éléments ont conditionné le dimensionnement de l'ouvrage qui est un barrage en remblai de 14 m de hauteur et de 0,32 Mm³ de capacité à la cote du déversoir de surface. S'agissant d'un barrage de classe B, la crue extrême (probabilité 3.10⁻⁵) n'entraîne pas de surverse sur la crête du remblai.

Lors des événements de l'automne 2014, le barrage de Saint Génès de Malgloires a connu trois crues qui ont mis pour la première fois en fonctionnement l'évacuateur de crues. Les lames d'eau sur le déversoir se sont limitées à 20 cm. L'évacuateur de crue n'a fonctionné que quelques heures pour chaque événement. La durée de vidange a été de l'ordre de 3 jours.

Figure 7 : Le barrage de Saint Génès en train de déverser en octobre 2014



Du point de vue hydrologique, les volumes de crue sont restés plus modestes que ceux des hydrogrammes de projet. Ainsi, les débits de pointe ont été voisins d'une crue centennale alors que les volumes sont restés à hauteur de ceux d'une crue décennale. L'essentiel du volume de crue a été stocké et aucun débordement n'a été constaté en aval du barrage. Le barrage a fonctionné conformément à son dimensionnement et n'a connu aucun désordre significatif. Il est donc possible de conclure que l'ouvrage a permis d'éviter l'inondation du village de Saint Geniès pour ces trois événements [Fouchier, 2016].

2.2.4 Crue du typhon 18, Japon 2013

Le typhon n°18 qui s'est produit en 2013 au Japon a apporté des cumuls en 24 h entre 200 et 500 mm sur les bassins des rivières Uji, Katsura et Kamo, qui traversent Kyoto, et Kizu qui conflue à l'aval immédiat. Les bassins versants sont équipés de 7 barrages, qui contrôlent ensemble environ 30 % du bassin versant, et qui sont pour partie affectés à l'écrêtement des crues. L'épisode de crue a commencé en soirée le 15 septembre ; le pic de crue est intervenu, aux barrages, pendant la nuit ; et à Kyoto le lendemain matin.



Figure 8 : Situation de la Katsura River à Kyoto

Les vannes des barrages ont été manœuvrées selon une procédure de gestion dynamique. Sur les barrages du bassin Kizu, le début de la crue a été librement évacué, et les vannes progressivement fermées entre 6 h et 8 h du matin. Sur la rivière Katsura, la crue a été retenue le plus longtemps possible, et les vannes finalement ouvertes vers 12 h le 16 septembre, alors que la cote de retenue avait déjà dépassé le « niveau d'alerte ».

A Kyoto, toute la rive droite, protégée par une digue, a échappé à l'inondation. Les enjeux sont considérables : centre historique, Shikansen, etc... Le montant des dommages évités a été chiffré à 10 milliards de dollars [Kanmuri, 2013].

2.2.5 Leçons de ces quelques retours d'expérience

Ce retour d'expérience permet de mettre en évidence quelques traits de ces ouvrages « écrêteurs de crue » :

Une diversité dans le dimensionnement et l'implantation des ouvrages (barrage unique ou système de barrages – à proximité ou éloigné des enjeux)

La diversité des dimensions est exprimée par le volume dédié à l'écrêtement des crues : de quelques milliers à quelques dizaines de milliers de m³ pour les barrages de classe D, 0,3 Mm³ pour le barrage de Saint-Géniès, 2 Mm³ à l'amont de Belfort, quelques dizaines de Mm³ pour la capacité cumulée des barrages du bassin de Vidourle, et jusqu'à quelques centaines de Mm³ pour les barrages de Seine Grands Lacs. Ce qui fait 5 ordres de grandeur d'écart entre les plus petits et les plus gros.

La diversité des situations concerne aussi l'implantation du (des) barrage(s) sur le bassin versant. La situation la plus simple est celle d'un barrage unique situé à proximité immédiate des enjeux, sans affluent intermédiaire (Saint-Géniès). Une situation plus complexe est celle d'une série de bassins en dérivation (Savoireuse). Une autre situation complexe est celle d'ouvrages situés à distance des enjeux, avec des affluents intermédiaires qui peuvent générer des situations de concomitance des crues (Seine, Japon).

Une efficacité variable, selon les situations mais aussi selon les crues, et avec des effets de seuil

L'efficacité n'est pas une caractéristique intrinsèque de l'aménagement. Elle dépend certes de facteurs physiques (volume des réservoirs comparé au volume prévisible des crues, conception du (des) pertuis ou des organes de dérivation), mais elle peut varier grandement d'un événement à l'autre, en fonction de la typologie et du déroulement des crues, notamment dans le cas de systèmes de barrages. L'efficacité observée sur ces retours d'expérience est variable. Cette efficacité peut s'apprécier de plusieurs façons :

- l'efficacité de l'écrêtement des crues au barrage ou à chaque barrage, très bonne par exemple pour les crues de 2014 à Saint-Géniès,

- l'éventuelle perte d'efficacité le long du cours d'eau à l'aval, par effet de l'horloge des crues des bassins intermédiaires ; ainsi dans le cas du Vidourle en 2002, où l'efficacité des barrages se trouve atténuée au droit de Sommières (20%) du fait de l'apport des tributaires avals,
- l'efficacité résultante au droit des enjeux, qui s'apprécie par les dommages évités. Cette efficacité résultante dépend étroitement des conditions d'écoulement au droit des enjeux (exemple du Japon).

Le cas du Japon montre combien les barrages écrêteurs peuvent être efficaces : coût des dommages évités nettement supérieur au coût d'investissement. Mais ce cas montre aussi l'importance, dans le calcul des dommages évités, des effets de seuil. Il y avait, à Kyoto, un effet de tout ou rien selon que la crue pouvait ou non être contenue à l'intérieur des digues.

Une gestion active (vannes manœuvrées en crue) ou passive des réservoirs

La plupart des barrages écrêteurs sont non vannés. Cependant, certains le sont, avec manœuvre des vannes pendant la crue pour optimiser l'écrêtement. C'est plutôt le cas des grands barrages avec un exploitant organisé pour gérer des astreintes (Japon, Seine Grands Lacs).

Un risque élevé en cas d'accident car la vulnérabilité à l'aval est nécessairement forte

L'accident du système de la Savoureuse et la surverse sur le barrage de la Rouvière montrent que ce type de barrages peut (ou aurait pu) rompre. L'évacuateur de crue du barrage de la Rouvière a été dimensionné, à l'époque du projet, en considérant une crue dont la révision de l'hydrologie a montré la nette sous-évaluation du volume. C'est ce paramètre qui est essentiel (plus que le débit de pointe) dans le dimensionnement de l'évacuateur de sécurité. Lors de l'accident, les bassins de la Savoureuse étaient achevés, mais n'avaient pas été précédemment mis en eau. Une mise en eau contrôlée, comme c'est l'usage pour les autres catégories de barrages, aurait permis de déceler au moins une partie des défauts de conception et de réalisation. Mais elle n'aurait pas identifié les erreurs de conception hydrologique, et peut-être pas évité la rupture.

3. SÛRETÉ DES BARRAGES ÉCRÊTEURS

3.1 Un risque de rupture plus fort que pour les autres barrages ?

Aucune statistique ne permet d'évaluer si le risque de rupture des barrages écrêteurs est plus important ou au contraire moins important que celui des autres barrages. . En France, il y a l'accident de la Savoureuse. Cela fait une rupture pour environ 100 barrages dans la gamme de classes A à C (il n'est pas certain que les ruptures dans la classe D soient connues). Le ratio de 1 % est très élevé, mais pas statistiquement représentatif.

Les spécificités des barrages écrêteurs peuvent augmenter ou diminuer la probabilité de rupture par rapport à la probabilité de rupture d'un barrage analogue, mais à retenue permanente (tableau 1).

Spécificités	Commentaires
Situation habituelle de retenue vide	Pendant l'essentiel de sa durée de vie, le barrage est vide, et les remplissages sont de durée brève ; cela limite les sollicitations liées aux gradients hydrauliques (érosion interne, piézométrie). Par ailleurs, la probabilité de concomitance entre retenue pleine et séisme suffisamment fort pour menacer le barrage est très faible, et peut généralement être négligée. A contrario, le parement amont, exposé aux aléas climatiques, peut vieillir plus vite que s'il bénéficie de la protection d'une retenue d'eau. De plus, la brièveté des sollicitations hydrauliques limite les possibilités d'auscultation et de surveillance du comportement.
Fonction d'écrêtement des fortes crues	Pour le calcul de l'évacuation des crues, il est légitime de considérer la capacité de stockage offerte par la retenue, généralement vide ou basse au début de la crue. Cependant, une crue multiple ou une crue de volume plus élevé que prévu peuvent pré-remplir la retenue avant l'arrivée des plus forts débits, et mettre en défaut l'hypothèse de dimensionnement. Pour écrêter les fortes crues, il faut limiter la capacité d'évacuation de ces crues – et corrélativement augmenter le volume de la tranche de laminage. Par rapport à un évacuateur

	de plus grande capacité (et une moindre tranche de laminage), une telle conception augmente la probabilité de surverse sur la crête en cas d'occurrence d'une crue plus forte que la crue de dimensionnement de l'évacuateur. Les calculs montrent que la sensibilité est forte (Deroo, 2010).
Première mise en eau	Une première mise en eau contrôlée d'un barrage est une épreuve importante pour juger de sa sécurité. Lorsque le barrage écrêteur n'est pas équipé de vannes, cette première mise en eau contrôlée n'est pas possible. A noter cependant : une première mise en eau incontrôlée peut également se produire pour les autres barrages, en cas de crue forte pendant le chantier ou lors du premier remplissage.
En crue : montée rapide du plan d'eau	La montée rapide du plan d'eau peut avoir des effets défavorables dans certaines circonstances, notamment pour certains barrages en argile sensibles à la fracturation hydraulique ou à la dessiccation.

Tableau 1 : Spécificités des barrages écrêteurs ayant un impact sur la probabilité de rupture d'un barrage écrêteur

Le tableau 1 fait ressortir que les facteurs clés à impact sur la probabilité de rupture d'un barrage écrêteur sont essentiellement l'écrêtement des crues extrêmes et la difficulté de surveillance de ce type d'ouvrage (première mise en eau, auscultation et surveillance ultérieures).

Le deuxième volet du risque est la vulnérabilité. A caractéristiques de barrage équivalentes, la vulnérabilité à l'aval des barrages écrêteurs est en moyenne plus forte puisque le barrage écrêteur a pour vocation de protéger des zones habitées et des enjeux économiques, qu'une éventuelle rupture menace directement. Cette plus grande vulnérabilité (en moyenne) peut ainsi conduire à un plus grand risque (en moyenne).

Il est possible de réduire le risque, en diminuant l'impact des spécificités techniques des barrages écrêteurs qui augmentent la probabilité de rupture (cf. infra), et en bénéficiant alors de l'impact des spécificités techniques qui au contraire diminuent cette probabilité. Il est également possible de diminuer les conséquences (au moins humaines) en cas de rupture, vu que – spécificité des barrages écrêteurs - la zone protégée devrait théoriquement bénéficier d'un système d'alerte en cas de dépassement du niveau de protection assuré par le barrage. Ce système peut également être utilisé pour l'évacuation en cas d'atteinte de la cote de danger.

3.2 Sécurité en crue

Dans le monde, la submersion en crue reste de loin la première cause d'accident et de pertes en vies humaines par les barrages, tous types confondus. La submersion est souvent intervenue en raison de débits de crue plus forts que prévu au dimensionnement. En France, la prise en compte, relativement récente, de la crue extrême a apporté un surcroît important de sécurité [CFBR, 2013]. Sur le parc existant, elle opère un tri entre les conceptions robustes en conditions de crues extrêmes et les autres. Une conception est robuste en conditions extrêmes si elle peut supporter sans trop de dommages une crue supérieure à la crue de dimensionnement.

Ces considérations prennent une importance particulière pour les barrages écrêteurs de crues, en particulier dans les zones où l'hydrologie reste délicate à cerner.

Cela conduit à privilégier (i) des évacuateurs de surface à faible lame déversante, donc forte augmentation de capacité entre cote de RN et cote de crête et (ii) une conception de barrage et de sa crête résistants à une éventuelle surverse limitée. Il existe tout un panel de solutions techniques, déjà éprouvées ou en cours de développement, permettant d'optimiser la robustesse de l'aménagement :

- Des évacuateurs de forte capacité sous faible tranche d'eau, type seuil libre de grand développement, seuil labyrinthe ou PKweir ;
- Des évacuateurs pouvant libérer des capacités supplémentaires d'évacuation si nécessaires : vannes, systèmes fusibles. Solutions pour lesquelles les inconvénients des fusibles et des vannes doivent être également intégrés à la réflexion ;
- Des conceptions de barrages qui tolèrent un déversement limité par-dessus la crête : barrages rigides avec résistance à l'érosion garantie au pied du barrage, barrages en remblai avec parement aval résistant à l'érosion. Solutions pour la plupart encore en cours de développement.

Les consignes de crue ont au moins autant d'importance que pour les barrages à retenue permanente ; c'est vrai pour les barrages à organes mobiles, mais aussi pour les barrages qui en sont dépourvus. Pour les très fortes

crues, qui dépassent les capacités d'écrêtement du barrage et qui conduisent à un risque accru d'inondation à l'aval, le fonctionnement des évacuateurs du barrage écrêteur conduit presque systématiquement à un gradient d'augmentation des débits relâchés plus fort que le gradient naturel. En effet, entre le moment où l'évacuateur de sécurité se met en service (« situation rare », débit restitué très écrêté) et le moment où la cote maximale de retenue est atteinte (plus d'écrêtement), le débit sortant reste inférieur au débit entrant ($Q_s < Q_e$), mais le rattrape rapidement (gradient de $Q_s >$ gradient de Q_e). Les figures 10 (droite) et 12 illustrent ce phénomène. Les consignes peuvent compenser ce risque, en donnant des indications d'alerte suffisamment précoces.

3.3 Les conditions de la première mise en eau

La première mise en eau contrôlée détecte les défauts de conception et de construction. C'est une épreuve importante pour juger de la sûreté des barrages. Il s'agit d'un point faible des barrages écrêteurs, qui ne disposent en général pas de cette épreuve. Cela entraîne deux questions :

- Peut-on envisager des premières mises en eau contrôlées sur les barrages écrêteurs ?
- Peut-on remplacer la première mise en eau contrôlée par une autre barrière de sécurité équivalente ?

Il y a deux objections à la mise en œuvre d'une mise en eau contrôlée. La première est économique : une mise en eau contrôlée nécessite un dispositif de vannage, qui ne sert qu'une fois dans la vie de l'ouvrage, pour cette épreuve de mise en eau. La deuxième tient au régime des cours d'eau : pour certains barrages écrêteurs, le régime du cours d'eau est erratique, sans aucun débit la plupart du temps ; difficile alors de programmer l'épreuve de mise en eau.

Ces objections ne pèsent pas de la même manière pour tous les barrages. Pour un barrage de classe D, sur un cours d'eau généralement sec, l'installation d'un vannage est généralement inappropriée. Pour un barrage de classe A, l'installation d'un vannage et une épreuve de mise en eau au moins partielle sont en général justifiées. Entre ces deux situations, cela dépend des circonstances.

Ces défauts sont le plus souvent localisés dans la fondation, à l'interface entre le barrage et la fondation et le long des ouvrages traversants. Ces défauts se manifestent par des écoulements localisés, des montées en pression interstitielle, parfois des tassements. Peut-on remplacer la première mise en eau par d'autres moyens ?

Dans le cas des barrages en remblai, les phénomènes dangereux associés sont ceux de l'érosion interne. Même si l'érosion interne demeure à certains égards un domaine mal maîtrisé, des progrès importants ont été accomplis dans l'identification et la caractérisation des situations à risques ; une bonne conception et une bonne construction diminuent grandement le risque d'accidents. La bonne conception nécessite des reconnaissances et une expertise géologique appropriées, ainsi qu'un projet spécifiquement conçu vis-à-vis du risque d'érosion interne, avec en particulier une filtration systématique de tous les chemins possibles d'érosion.

La bonne construction impose une surveillance en continu des opérations sensibles : réception des fouilles, traitement des fouilles notamment si elles sont rocheuses, mise en œuvre des remblais au contact des fouilles et des ouvrages hydrauliques. L'expérience montre que les accidents d'érosion interne se sont produits lorsque ces dispositions de conception ou de construction n'étaient pas réunies.

Ainsi, pour les barrages qui ne présentent pas de difficulté géologique particulière, un contrôle détaillé de la conception et une surveillance exhaustive de la construction peuvent, selon les auteurs, remplacer de manière suffisamment fiable l'épreuve de première mise en eau.

Dans le cas des barrages en béton, les phénomènes dangereux sont associés aux écoulements en fondation, pouvant causer de l'érosion ou des montées en pression interstitielle. Là aussi, une bonne conception et une bonne construction (réception et traitement des fouilles) diminuent grandement le risque d'accidents. Le retour d'expérience des accidents sur les barrages-poids confirme leur grande marge de sécurité tant que le contexte géologique est maîtrisé. Ainsi, plus encore que pour les barrages en remblais, une surveillance exhaustive en conception et construction peut remplacer de manière suffisamment fiable l'épreuve de première mise en eau, tant que la géologie ne présente pas de difficulté particulière.

3.4 Surveillance et auscultation

La surveillance et l'auscultation sont difficiles à mettre en œuvre, car les mises en eau sont rares et difficiles à anticiper. Cependant le dispositif d'auscultation d'un barrage écrêteur de crues ne diffère pas fondamentalement de celui d'un barrage classique. C'est surtout la périodicité des mesures d'auscultation qui doit être adaptée, avec des mesures moins fréquentes à retenue vide et beaucoup plus resserrées en crues, malgré les difficultés de mobilisation de moyens humains dans ces situations de crise et sans oublier les considérations de sécurité d'accès des personnels. Pour les barrages les plus importants, la télé auscultation prend tout son intérêt, à condition de disposer d'appareils correctement protégés contre la foudre et l'immersion. Dans la quasi-totalité des cas, une télémessure de la cote du plan d'eau est vivement recommandée, ne serait-ce que pour être averti en avance de l'atteinte de la cote de protection. Enfin, les outils de prévision des crues permettent d'anticiper la mise en œuvre des consignes de crue.

4. EFFICACITÉ DES BARRAGES ÉCRÊTEURS

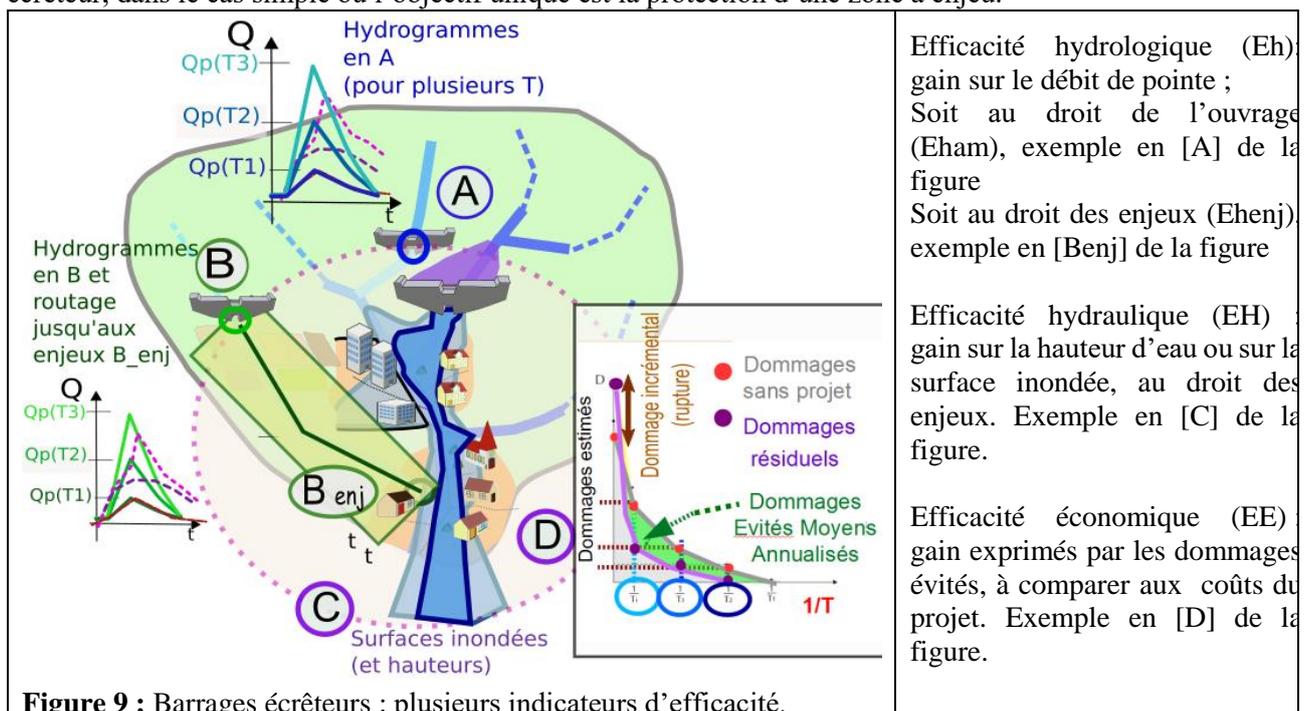
La sûreté des barrages passe par un dimensionnement adéquat de l'évacuateur de crue, mais leur efficacité pour résoudre les crues dommageables dépend de celui du pertuis de fond. A volume d'ouvrage fixé, il faudra trouver un compromis entre écrêtement des petites crues -qui suppose un pertuis dimensionné pour intervenir dès les débits dommageables à l'aval- et écrêtement des crues rares ou plus fortes qui suppose au contraire de solliciter le volume de stockage avec parcimonie.

Nous allons parcourir ici quelques principes et étapes du dimensionnement. La première étape est d'exprimer explicitement les objectifs et indicateurs d'efficacité ; tout le dimensionnement, et la pertinence de ce dimensionnement, en découlent. Nous insisterons sur les bonnes échelles de travail, à savoir quel échantillon de scénario de crues, et quelle extension spatiale de l'évaluation des effets.

4.1 Indicateurs d'efficacité

La recommandation de base est de représenter l'aléa par plusieurs crues de projet, de périodes de retour différentes, pour raisonner sur le fonctionnement de l'ouvrage à l'échelle du régime hydrologique, et pouvoir comparer des solutions objectivement.

La figure ci-dessous illustre plusieurs échelles spatiales et plusieurs indicateurs d'efficacité d'un barrage écrêteur, dans le cas simple où l'objectif unique est la protection d'une zone à enjeu.



L'indicateur le plus simple est l'efficacité hydrologique Eh, au droit d'un ouvrage, L'évolution des hydrogrammes permet de décrire le fonctionnement de l'ouvrage, pour une gamme d'hydrogrammes qui doit

comprendre les premières crues modifiées, les crues pour lesquelles l'ouvrage fonctionnera au mieux, mais aussi au moins une crue provoquant une surverse. Cependant, il peut exister entre l'ouvrage et les enjeux des apports latéraux, des affluents avals et des modifications de la géométrie du cours d'eau déformant les hydrogrammes. Il faut donc router ces hydrogrammes dans le tronçon de rivière, jusqu'aux enjeux (domaine B), pour vraiment décrire les modifications locales de l'aléa induites par l'ouvrage. Les résultats de ce calcul hydraulique peuvent donner l'efficacité hydrologique aux enjeux (*Ehenj*, sous forme d'hydrogrammes au droit des enjeux) et/ou l'efficacité hydraulique (*EH*), avec éventuellement une cartographie de l'inondation résultante. Cela nécessite une modélisation hydraulique sur le domaine comprenant au moins les ouvrages et les enjeux. De plus, pour obtenir des résultats précis en termes de hauteur d'eau, voire de vitesse, au droit des enjeux, la modélisation doit rendre compte correctement d'écoulements souvent complexes : écoulements en plaine d'inondation, en zone urbaine (écoulements contraints par les rues, présence de carrefours, interactions avec les réseaux d'assainissement).

Ces indicateurs sont intéressants, mais insuffisant pour comparer des solutions techniques ayant des effets différents selon les crues, et/ou pour les différents enjeux. Le graphe D présente le principe de calcul de l'efficacité économique (*EE*). Elle repose sur la quantification de la réduction des dommages, à l'échelle du domaine d'étude, et à l'échelle du régime hydrologique. En effet, les Dommages Moyens Annualisés sont calculés à partir de plusieurs évaluations de dommages dont on suppose que la fréquence est assimilable à la fréquence de l'hydrogramme de crue ayant servi à les calculer (voir par exemple Bailly, 2010 ; CGDD, 2014). Ces dommages sont estimés en utilisant des courbes d'endommagement établies ou validées sur le bassin versant, qui lient les dommages aux variables hydrauliques (hauteur, durée de submersion). Il faut travailler avec suffisamment de périodes de retour pour bien caractériser la courbe des dommages en fonction de la fréquence, et calculer les dommages évités sur tous les enjeux impactés. L'analyse coût-bénéfice compare ensuite le bénéfique, à savoir les Dommages Evités Moyens Annualisés (obtenus par différence entre les Dommages Moyens Annualisés avec et sans ouvrage), avec le coût du projet (investissement et entretien).

L'efficacité hydrologique amont (*Eham*) est facile à calculer mais réductrice, tandis que l'efficacité économique (*EE*) permet une mesure objective et quantifiée de la réduction du risque (Dommages Evités Moyens Annualisés), à comparer aux coûts du projet, mais au prix d'une modélisation complexe et sur un domaine étendu. Des publications ciblées sur ce sujet offrent des éléments de réflexion très intéressants sur les courbes d'endommagement et les précautions à prendre, sur le nombre de périodes de retour à considérer pour évaluer correctement les DMA -on pourra être surpris de l'impact des « petites crues » dans les dommages totaux, individuellement faibles mais récurrentes- (Ward, 2011), en prenant soin de ne pas rater les effets de seuil (cas typique : enjeux protégés par une digue).

Lorsqu'ils sont calculés, les DEMA ne sont qu'un élément de décision. La mesure de l'efficacité de la protection doit considérer d'autres facteurs, notamment les risques pour la vie humaine. Ainsi, même si on intègre dans le calcul économique le dommage incrémental lié à une rupture d'ouvrage, l'annualisation pondèrera ce dommage par la fréquence de rupture : il n'est pas certain que le DEMA en soit toujours fortement majoré, par contre une probabilité, même faible, de pertes humaines liées à une rupture soudaine sera un élément fort, à prendre en compte lors de la prise de décision. On notera aussi que supprimer les petites crues en priorité est souvent efficace pour réduire les DMA, mais en gommant les petites crues on mine la culture du risque ; de plus, la réduction des aléas extrêmes, plus complexe, est peut-être moins intéressante en termes de DMA mais elle permet d'atténuer des situations de crise aiguë, alors que les petites crues, même dommageables, restent facilement gérables (Merz, 2009).

Enfin, d'autres objectifs et contraintes interviennent dans la définition des projets. Notamment (mais la liste n'est pas exhaustive) :

- Les effets hydrauliques sur le reste du tronçon, en dehors de la zone des enjeux principaux (un projet local peut contribuer à atténuer les crues plus en aval, mais l'idéal est de coordonner l'ensemble des projets),
- L'acceptabilité sociale, avec notamment l'équilibre entre communes (qui bénéficie du projet, qui supporte les contraintes) et avec une approche transparente des risques avec et sans projet,
- Le domaine impacté par les modifications sédimentaires, environnementales...

L'indicateur final est donc économique, et de plus en plus intégré à une analyse multicritères. Cependant, une étude des indicateurs intermédiaires (hydrologique, hydraulique) est toujours nécessaire, car ils conditionnent

l'efficacité économique. Les sections qui suivent portent sur l'efficacité hydrologique, et les moyens de l'optimiser.

4.2 Efficacité hydrologique d'un barrage proche des enjeux

Nous illustrons ici quelques principes de dimensionnement sur l'exemple le plus simple: un barrage écrêteur unique, situé à proximité immédiate des enjeux (Ehenj = Eham), et soulignons les conséquences des choix de dimensionnement sur la fréquence des surverses.

Les crues sont simplement caractérisées ici par une série de deux hydrogrammes triangulaires, construits pour 6 périodes de retour de 2 à 1 000 ans :

- Une série de crues plutôt courtes (temps de montée 3h, volume centennal 3 Mm3) ;
- Une série de crues plutôt longues (temps de montée 9h, volume centennal 9 Mm3).
- Le barrage, de hauteur 20 m sous la cote de protection, est équipé d'un pertuis de fond, et d'un évacuateur de surface. Sa retenue contient 2 Mm3 sous la cote de protection (cote du déversoir au sens du guide [CFBR, 2013]).

Nous testons deux largeurs de pertuis :

- Un pertuis suffisamment large pour être transparent hydrauliquement pour la crue de 2 ans (ce qui peut être un critère demandé pour limiter les perturbations des équilibres sédimentaires, cf. §5) ;
- Un pertuis plus étroit, pour augmenter l'efficacité hydrologique.

Les graphes ci-dessous présentent les hydrogrammes calculés avec et sans ouvrage, pour un pertuis large. L'efficacité est très faible pour les crues moyennes (T=10 ans), modeste pour les crues rares (T=100 ans) et bonne pour la crue millénale courte. Le pertuis large est une bonne solution d'écrêtement des crues très rares, car le débit de sortie plus important ralentit le remplissage de la retenue, donc retarde le moment de la surverse, après laquelle l'efficacité décroît. Mais il est peu efficace pour les crues moyennes à rares.

Des crues de même débit de pointe, mais plus longues, et donc plus volumiques, mettent à mal l'efficacité de l'ouvrage : la capacité de la retenue est trop petite pour les volumes de ces crues.

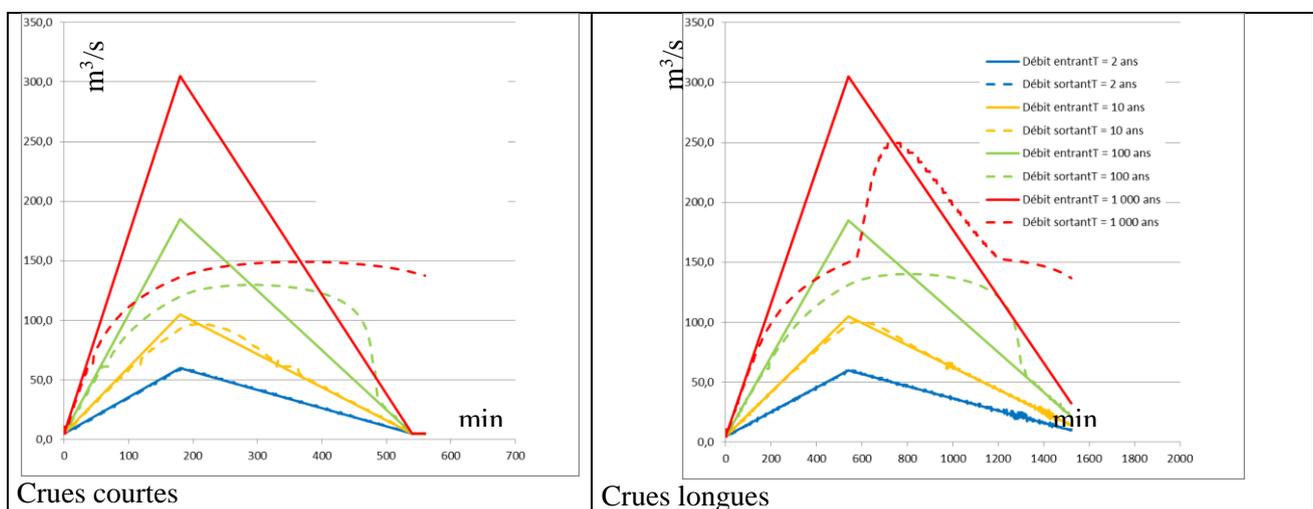


Figure 10 : Simulation d'écrêtement des crues pour le barrage à pertuis large ; crues courtes et crues longues

Il y a deux pistes pour améliorer l'efficacité pour les crues courantes :

- un pertuis plus étroit, qui se met plus rapidement en charge,
- un pertuis large vanné, que l'on fermerait partiellement au-delà de la crue de 2 ans.

L'efficacité hydrologique, mesurée par le gain sur le débit de pointe, est illustrée ci-dessous pour ces différentes configurations : figure de gauche avec les deux options de pertuis (large, étroit) ; figure de droite avec le pertuis vanné.

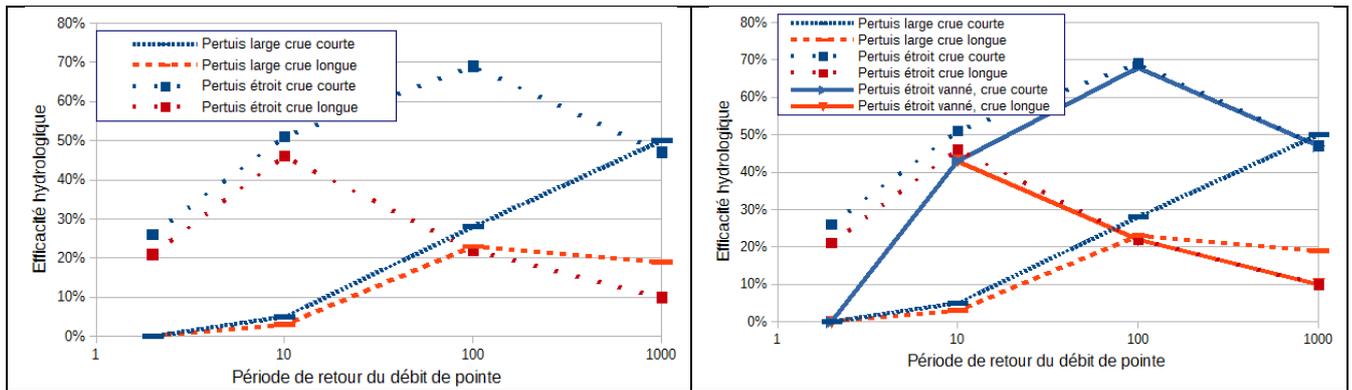


Figure 11 : Efficacité hydrologique de l'écêtement selon le choix du pertuis

Ces calculs appellent les conclusions suivantes : (1) le facteur essentiel de l'efficacité hydrologique est le volume de stockage disponible, à comparer au volume des crues ; (2) les pertuis larges non vannés, parfois nécessaires pour la continuité sédimentaire, dégradent fortement l'efficacité pour les crues courantes à rares ; a contrario ils diminuent la probabilité d'occurrence de surverses (3) à volume de retenue fixé, un système vanné conduit à une efficacité hydrologique théorique bien meilleure qu'un système non vanné.

A travers cet exemple simple, on a donc évoqué les contraintes environnementales et sédimentaires (transparence hydraulique pour les débits courants et les petites crues), l'objectif de maximisation des DEMA (qui détermine la gamme de crue à atténuer en priorité), et la recherche de sûreté des ouvrages (pour laquelle on préfère limiter la probabilité de surverse, voire la hauteur des ouvrages). Avec un fonctionnement passif, il est très compliqué de concilier l'ensemble : des systèmes de vannages peuvent améliorer les résultats. Ces systèmes ont d'autres avantages et inconvénients (cf. §4.5).

4.3 Efficacité hydrologique (*Ehenj*) d'un barrage loin des enjeux : synchronisation d'arrivée de pics de crue

Lorsque les ouvrages se trouvent à distance des enjeux, il faut en plus tenir compte des temps d'arrivée respectifs des différentes contributions. Cette horloge des crues peut être décrite en moyenne mais comporte une forte composante aléatoire. Pour illustrer cette difficulté, on repart de l'ouvrage étudié précédemment, mais cette fois on considère que les enjeux sont situés à l'aval d'une confluence entre le tronçon qui porte l'ouvrage et un autre cours d'eau. Les deux sous-bassins sont de même superficie, mais on va considérer plusieurs hypothèses de décalage temporel entre l'arrivée de chacun des 2 pics de débit.

L'hydrogramme ci-dessous correspond au cas de la crue longue, en considérant un déphasage de 3 h entre les crues des deux sous-bassins, le barrage étant placé sur le bassin « en avance » (schéma de gauche) ou « en retard » (schéma de droite).

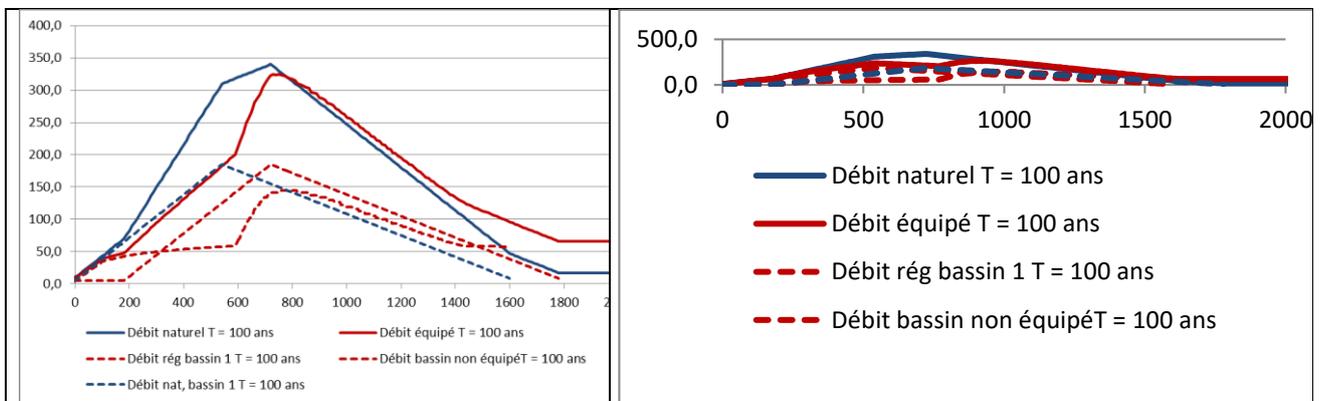


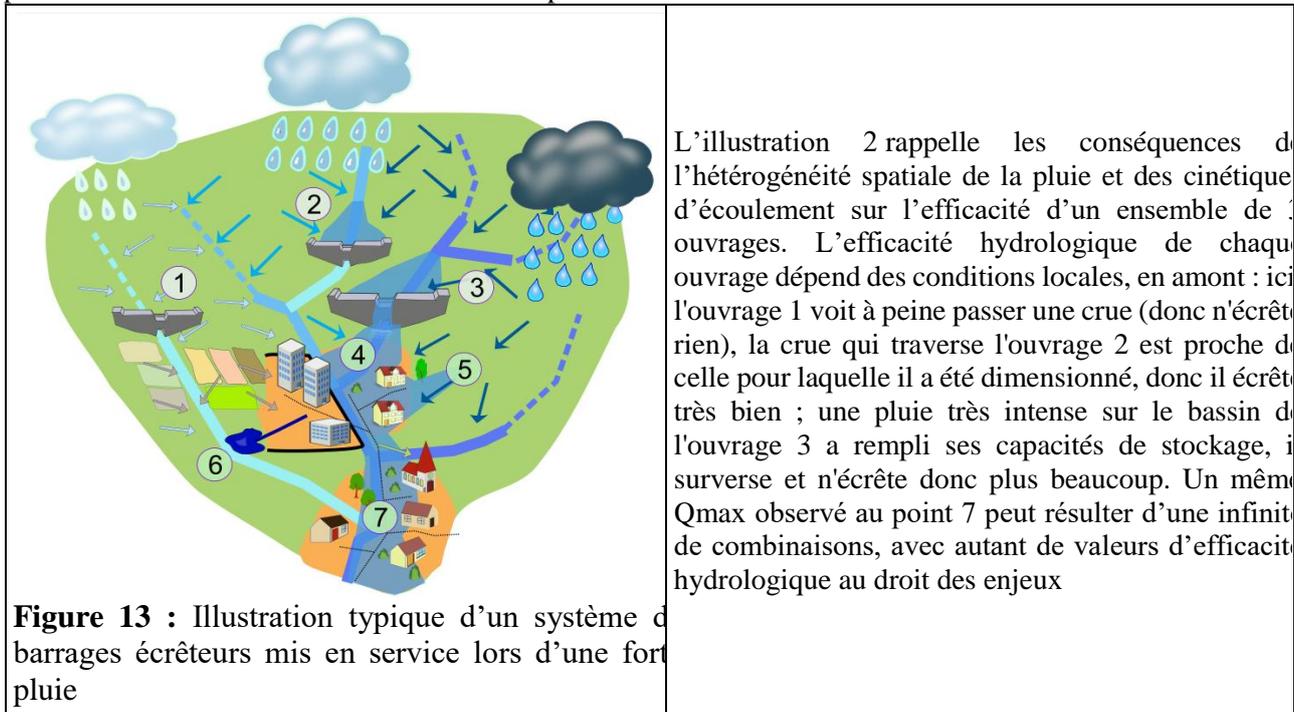
Figure 12 : Illustration des effets de la concomitance dans le cas d'un barrage écrêteur « loin des enjeux »

Un barrage qui retarderait l'arrivée d'un pic naturellement « en avance » sur d'autres contributions peut avoir un effet (*Ehenj*) limité voire négatif, même s'il réduit le débit de pointe (*Eham*).

On va donc chercher à équiper les affluents « plutôt en retard », mais cela ne garantit pas des synchronisations malencontreuses pour des épisodes de pluie qui, touchant d'abord le sous bassin habituellement « en retard », génèreraient des séquençements d'arrivée des pics dérogeant à l'horloge des crues attendue.

4.4 Fonctionnement d'un système de plusieurs ouvrages.

Dans les cas où il est pertinent d'envisager l'implantation de plusieurs ouvrages (enjeux dispersés sur le bassin), il faut estimer leur effet combiné (cas « C » de la figure 9). L'exemple précédent, avec une retenue que l'on peut placer sur un affluent ou un autre, montre déjà l'importance de prendre en compte les cinétiques des affluents. Mais une autre difficulté apparaît : une crue de période de retour Taval au droit des enjeux peut être produite par une infinité de combinaisons des crues de périodes de retour T1 et T2 en amont.



Des travaux de recherche sont en cours sur le développement de méthodes adaptées au diagnostic d'ouvrages à l'échelle du bassin versant et du régime de crues (approche « DAGOBER », Poulard et al., soumis à SET). Les champs de pluie spatialisés fournissent des scénarios d'apport à l'échelle du bassin versant, et la simulation continue conserve la variabilité des crues, en débit de pointe, en durée et en volume. Cela permettra de mieux caractériser l'aléa et les dommages moyens annualisés, et de comparer l'effet sur ces variables des scénarios d'aménagement, en prenant enfin en compte toute la variabilité des pluies.

4.5 L'organe physique de l'efficacité : le pertuis

L'efficacité hydrologique d'un barrage écrêteur dépend essentiellement du pertuis, mais également de l'évacuateur lorsque l'on cherche à agir sur les dommages liés aux crues de très faible probabilité. Les dimensions du pertuis ne dépendent pas uniquement des considérations d'efficacité hydrologique, mais aussi de considérations environnementales. Il est possible de concilier les deux enjeux (environnement, efficacité) en acceptant de recourir à une solution de pertuis vanné.

Les vannes ont des inconvénients, et les Maîtres d'Ouvrages sont souvent réticents à l'idée de les utiliser. Trois inconvénients sont cités :

- le risque de non disponibilité en crue : la vanne ne se ferme pas comme prévu,
- le risque d'ouverture intempestive pendant la crue, conduisant à une augmentation excessive des débits aval,
- le risque d'impossibilité de réouverture en fin de crue,
- et enfin le risque de manœuvre inappropriée, mettant en cause la responsabilité de l'exploitant.

Cependant, ces inconvénients peuvent être maîtrisés. En effet :

- la non-disponibilité en crue ne génère pas de risque nouveau par rapport à la situation « sans barrage » ; simplement, l'efficacité de l'écrêtement n'est pas aussi bonne qu'elle le serait avec une vanne opérationnelle,
- l'ouverture intempestive peut se produire sur une vanne automatique par un défaut dans la chaîne de contrôle-commande ; elle peut être fortement minimisée avec des systèmes rustiques en redondance, qui limitent les possibilités d'ouverture (par exemple : impossible de rouvrir tant que la cote est haute,)
- en cas d'impossibilité de réouverture en fin de crue, on perd en partie la capacité de chasse des sédiments et on augmente le temps nécessaire pour restaurer la pleine capacité de laminage. Ces deux inconvénients restent modérés,
- le risque d'erreur humaine peut être prévenu par des consignes claires (y/c le fait de ne pas laisser un opérateur seul en situation de crue), par la formation des opérateurs et par des exercices périodiques. Les erreurs humaines sur les vannes d'un pertuis de barrage écrêteur sont par ailleurs moins dangereuses que les erreurs sur les manipulations des vannes d'un évacuateur de surface. En particulier, elles ne mettent pas en danger le barrage.

Les systèmes de vannages peuvent être conçus avec différents niveaux de complexité de gestion. Plus la gestion est complexe, meilleure est l'efficacité théorique, mais plus grands sont les risques d'incidents d'exploitation.

Par ordre croissant de complexité :

- aucune vanne,
- le batardeau saisonnier : mis en œuvre à demeure, à retenue vide, en période de fort risque crue,
- la vanne que l'on peut fermer avant ou pendant la crue, mais qui ne peut pas être réouverte avant la fin de la crue. Cette vanne ne gère que deux positions : « pertuis large » et « pertuis étroit », avec un dispositif de fermeture automatique lorsque la cote dépasse un seuil fixé,
- la vanne de réglage automatisée, asservie à la cote de retenue, par exemple par flotteur,
- la vanne de réglage automatisée, asservie à divers paramètres (cote, débits amont, débits aval),
- la vanne gérée par télé-conduite afin de prendre en compte les apports des tributaires.

Il faut adapter le niveau de complexité aux enjeux aval et à la capacité de l'exploitant à gérer des situations plus ou moins complexes. La cinétique des crues est à cet égard un point important à appréhender dès la conception de l'ouvrage. Les systèmes de vannage ont un avantage complémentaire : ils permettent une mise en eau contrôlée.

5. INCIDENCES ENVIRONNEMENTALES ET SOCIALES

Les barrages écrêteurs sont donc conçus pour réduire les conséquences des inondations, que ce soit un objectif unique, principal ou secondaire. Cette communication traite essentiellement des critères hydrologiques et économiques, mais la construction d'un ouvrage aura d'autres conséquences induites, et la réflexion doit à présent être menée dans un cadre multi objectif (GEMAPI) et multi acteurs

Passer d'une Analyse « Coût-Bénéfice » à une Analyse « Multicritère » est une étape supplémentaire qui peut se révéler très complexe : il faut intégrer des critères de nature différente, et définir des règles de priorisation alors que chaque acteur a ses propres priorités. Nous traiterons ici, brièvement, des conséquences concrètes à attendre pour le dimensionnement hydrologique des ouvrages

5.1 Pertuis : « transparence hydraulique » mais impacts environnementaux

Les caractéristiques du pertuis déterminent son fonctionnement hydraulique, mais ont aussi des conséquences sur les équilibres sédimentaires et les écosystèmes. La « suppression » des petites crues et la modération des crues plus importantes peut avoir des conséquences bénéfiques sur les écosystèmes (moins d'épisodes violents, susceptibles de mettre à l'épreuve les écosystèmes et d'abîmer les berges) et/ou dommageables (moins de reconnections des annexes hydrauliques).

L'artificialisation du lit mineur reste nécessaire à l'amont et au droit du pertuis, et les changements de géométrie (largeur, pente longitudinale...) peuvent induire des modifications des vitesses locales même hors crue. On se

rapportera aux conseils habituels pour assurer la franchissabilité par les poissons, notamment en évitant les seuils.

Selon les contextes, il peut exister d'autres conséquences négatives des barrages moins intuitives, à identifier par des études locales : obstacle à la circulation d'animaux terrestres, perturbations des écoulements souterrains par les fondations, modifications des « débits solides » suite à celles des « débits liquides », avec des modifications de la géomorphologie y compris très à l'aval du barrage et sur le long terme... Les mises en eau des cuvettes peuvent être dommageables aux écosystèmes terrestres et/ou aux activités humaines à cause de la submersion des terrains ou du dépôt de sédiments (photo).



Figure 14 : Barrage à pertuis ouvert de Myslakowice (PL) : à gauche : vue du parement amont; à droite, photo prise du même point en regardant vers l'amont : sédiments grossiers résiduels dans la cuvette. La comparaison entre le pertuis et les dimensions du lit montre que l'on se trouve en situation de « pertuis étroit ».

5.2 Conserver la mémoire des crues

« Effacer » les petites et moyennes crues du paysage les efface aussi de la mémoire collective, faisant disparaître les « bons réflexes » de prévention (dispositions constructives, précautions d'usage des rez-de-chaussée inondables...) et de comportement en situation d'alerte et de survenue de crue.

Même si l'effet est moins marqué que pour les digues de protection, qui suppriment complètement toute crue en deçà du seuil de surverse, ce paramètre est à considérer. En particulier, il est important d'assurer une certaine progressivité entre les crues sans surverse et les crues avec surverse (exemple de la crue millénale longue de la figure 10 : le gradient de montée de la crue pourra surprendre à l'aval).

Des solutions existent. Les barrages échancrés, munis d'ouvertures en meurtrière, offrent une alternative avec une augmentation progressive du débit de sortie ; par contre, il est plus difficile de « viser » une plage d'efficacité hydrologique « optimale » comme avec un pertuis. Des solutions intermédiaires peuvent donc être imaginées, avec des pertuis superposés (« en flûte de Pan ») ou des déversoirs étagés.

5.3 Acceptabilité

A priori, un projet d'ouvrages écrêteurs répond à un besoin des habitants du bassin versant. Pourtant, l'expérience montre qu'il peut exister une réelle opposition, surtout sur les communes au droit et en amont immédiat des ouvrages, ne bénéficiant pas du laminage mais supportant les conséquences négatives du chantier et de la sur-inondation en amont

L'exposé des raisons du projet, la présentation du fonctionnement des ouvrages et leur justification du point de vue financier sont des éléments demandés par les financeurs (programme PAPI notamment), mais qui intéressent aussi les riverains. Le maître d'ouvrage doit trouver un équilibre entre tous les objectifs exprimés : le besoin de réduction du risque, les écosystèmes, la qualité de vie, l'équité entre les riverains de l'amont et de l'aval, la crainte des conséquences d'une rupture. Plus les revendications sont exprimées et recueillies tôt, mieux elles pourront être intégrées.

6. SYNTHÈSE ET PISTES POUR LE FUTUR

Les barrages écrêteurs de crue posent des questions spécifiques de sûreté, à deux titres : sûreté de l'ouvrage lui-même et sécurité de la protection qu'il fournit à l'aval. La présente communication traite des barrages dont la fonction unique (ou quasi-unique) est l'écrêtement des crues ; barrages à retenue habituellement sèche ou maintenue très basse.

Habituellement, les barrages écrêteurs sont techniquement conçus et construits comme des barrages à retenue permanente. Ils sont souvent équipés de deux organes de gestion des crues : un pertuis de fond généralement non vanné et un évacuateur de surface unique. Leur efficacité est généralement mesurée par leur capacité à écrêter (diminuer les débits de pointe) pour telle ou telle crue de référence.

Les particularités de ce type d'ouvrage, exposées dans cette communication, nous amènent à suggérer quelques évolutions de leur conception. Compte-tenu de la grande variété des barrages écrêteurs, nous ne pensons pas que ces suggestions sont applicables uniformément à tous les cas. Elles s'adressent plutôt aux ouvrages de classe A à C.

6.1 Sûreté du barrage

Pour l'évaluation de la sûreté d'un barrage écrêteur en crue extrême, l'effet du laminage doit être considéré avec précaution. On limite beaucoup le risque de se faire surprendre par des crues plus fortes que prévu en recourant à des solutions d'évacuateurs « robustes » - robuste signifiant ici « peu sensible aux incertitudes hydrologiques ». Un évacuateur robuste est un évacuateur de forte capacité sous faible lame déversante. Ce type d'évacuateur a, pour les barrages écrêteurs, un effet potentiellement néfaste : lorsqu'il se met en service, le gradient aval d'augmentation des débits peut être très fort. Pour pallier ce problème, un seuil déversant à deux niveaux permet de concilier robustesse et progressivité des gradients de débits relâchés.

Outre la sûreté en crue, le principal inconvénient des barrages écrêteurs est l'absence de première mise en eau contrôlée. La pratique consistant à mettre en œuvre une vanne batardeau pour pouvoir réaliser cette opération nous paraît devoir être encouragée. Lorsque cela n'est pas envisagé (ou envisageable), la conception et la construction doivent s'attacher à éviter les défauts dangereux ; notamment défauts de traitement des fondations et défauts à l'interface entre les remblais et les ouvrages traversants. L'accidentologie des barrages en remblais et des barrages en béton tend à montrer que, sauf difficulté géologique particulière, un contrôle exhaustif de la conception et une surveillance spécifique des travaux peuvent fournir un niveau confiance aussi bon qu'une épreuve de première mise en eau. Cela nécessite de mettre en œuvre des moyens de contrôle et de surveillance qui vont au-delà des spécifications habituelles des marchés d'ingénierie et de travaux au sens de la loi MOP.

6.2 Sécurité de la protection à l'aval

La communication montre que l'efficacité de l'écrêtement ne se résume pas à la diminution du débit de pointe à l'aval immédiat du barrage.

Pour évaluer l'opportunité d'un barrage écrêteur et pour en concevoir les organes hydrauliques, il est nécessaire d'utiliser des raisonnements qui couvrent les différents indicateurs d'efficacité (hydrologique au barrage, hydrologique au droit des enjeux, hydraulique au droit des enjeux, économique) et d'analyser l'ensemble des impacts à l'échelle du bassin versant, jusqu'à une confluence au-delà de laquelle les impacts de l'aménagement pourront être considérés comme négligeables. L'approche sera graduée en fonction de l'importance de l'aménagement et des enjeux concernés.

Dans tous les cas, un gain en efficacité, souvent substantiel, est attendu lorsque l'on accepte d'équiper les pertuis avec des vannes. Cela permet, même avec un système rustique sans intervention humaine, d'avoir à la fois un pertuis large qui permet le transit sédimentaire et une bonne efficacité dès les crues moyennes et rares. Cela peut permettre également, au prix de dispositifs plus sophistiqués, une gestion dynamique des crues, utile pour gérer au mieux l'horloge des crues. Ce dernier cas, a priori mieux adapté aux bassins versants à réaction lente, exige un haut niveau de technicité et d'organisation de l'exploitant.

REMERCIEMENTS

Les auteurs remercient le BETCGB pour l'exploitation des données de la base SIOUH, qui a permis de présenter les chiffres du § 2.1.

RÉFÉRENCES ET CITATIONS

- [1] Huet, P., Martin, X., Meunier, M., Pierron, P. (2002). Inspection suite aux désordres et à la rupture des bassins de rétention de la "Savoureuse", Mission conjointe d'inspection de l'inspection générale de l'environnement, des conseils généraux du génie rural, des eaux et des forêts et des ponts et chaussées.
- [2] Fouchier, C., Lavabre, J., Royet, P., Félix, H. (2004). Inondations de septembre 2002 dans le Sud de la France : analyse hydrologique et hydraulique au niveau des barrages écrêteurs du Vidourle, Ingénieries EAT, n°37: 23-35.
- [3] Ghavasieh, A. R., Poulard, C. & Paquier, A. (2006). Effect of roughened strips on flood propagation: Assessment on representative virtual cases and validation. *Journal of Hydrology* 318(1-4): 121-137.
- [4] Meaney, C., Bakeman, M., Reed-Eckert, M. & Wostl, E. (2007) Effectiveness of ledges in culverts for small mammal passage. Colorado department of transportation research branch, Report No. CDOT-2007-9, Final Report, 46 p.
- [5] Sumi, T. (2008). Designing and Operating of Flood Retention Dry Dams in Japan and USA, Proc. Of ICHE Conference on Hydro-Science and Engineering, Nagoya, Japan, 10p.
- [6] Merz, B., et al. (2009). "Significance of "high probability/low damage" versus "low probability/high damage" flood events." *Nat. Hazards Earth Syst. Sci.* 9(3): 1033-1046.
- [7] Poulard, C., Royet, P., Ratomski, J. & Lenar Matyas, A. (2009). Retours d'expériences de barrages à pertuis ouverts, de 1905 à nos jours. Ingénieries EAT, N° Spécial La prévention des inondations. Aspects techniques et économiques des aménagements de ralentissement dynamique des crues: 33-54.
- [8] Schmitt, L., et al. (2009). "Le « Polder » d'Erstein: objectifs, aménagements et retour d'expérience sur cinq ans de fonctionnement et de suivi scientifique environnemental (Rhin, France)." *Ingénieries Eau-Agriculture-Territoires* No Spécial: 67-84.
- [9] Bailly, J. S., et al. (2010). Analyse de sensibilité spatiale de l'outil ACB. Plan Rhône - Séminaire ACB. http://www.planrhone.fr/data/Files/Inondations/3_Donnees_et_methodes/methode/1_Analyse_cout_benefice/n2_presentation_CEMAGREF.pdf
- [10] Deroo L. (2010). Crues, évacuateurs et probabilités de défaillance, *La Houille Blanche*, n° 2, Mai 2010
- [11] Poulard, C., Lafont, M. Lenar Matyas, A. & Lapusezk, M. (2010). Flood mitigation designs with respect to river ecosystem functions. A problem oriented conceptual approach. *Ecological Engineering* 36(1): 69-77.
- [12] Kantoush, S., Sumi, T. & Meshkati, M. (2011). Eco-friendly Hydraulic Design of In-stream Flood Mitigation Dams , *Annals of Disas. Prev. Res. Inst., Kyoto Univ.*, No. 54 B, 2011735-745.
- [13] Ward, P. J., et al. (2011). "How are flood risk estimates affected by the choice of return-periods?" *Natural Hazards and Earth System Science* 11(12): 3181-3195.
- [14] CFBR (2013). Recommandations pour le dimensionnement des évacuateurs de crues de barrages, juin 2013, 166p.
- [15] Kanmuri M., Morita H., Takezawa H., Aoyama T., Miura H. (2013). Flood control for typhoon 18 at the yodo river system in 2013 - avoidance of catastrophe through coordinated operation of 7 dams, Q96R22, Congrès ICOLD Stavanger.

- [16] Oshikawa, H. & Komatsu, T. (2013) Flood Control Capability of Dry Dams Constructed in Series. Proceedings of 2013 IAHR World Congress, 9p.
- [17] Poulard, C., Breil, P & Lafont, M. (2013). Gérer les crues et les inondations. Ingénierie écologique appliquée aux milieux aquatiques ; pourquoi ? Comment ? B. Chocat. Paris, ASTEE: 68-83.
- [18] CGDD (2014). Analyse multicritères des projets de prévention des inondations - Guide méthodologique: 86. http://www.developpement-durable.gouv.fr/IMG/pdf/Ref_-_Guide_AMC_inondations.pdf
- [19] Massarutto, A. and A. De Carli (2014). "Two birds with one stone: Improving ecological quality and flood protection through river restoration in Northern Italy." *Economics and Policy of Energy and the Environment*(1): 93-121.
- [20] Richard-Ferroudji, A. (2014). Rare birds for fuzzy jobs: A new type of water professional at the watershed scale in France. *Journal of Hydrology* 519, Part C(0): 2468-2474.
- [21] Fouchier, C, Mériaux, P., Pla, G, Nuel, J-L., Retailleau, E., Royet, P. (2016). Lessons from 2014 autumn flash floods in Nîmes (France): behavior of several mitigation dams and hydrological analysis, FLOODrisk 2016 - 3rd European Conference on Flood Risk Management, Lyon

EVALUATION DU RISQUE INDUIT PAR LES GLISSEMENTS DE TERRAIN – DU MODÈLE GÉOLOGIQUE DE GLISSEMENT AUX ESTIMATIONS DE HAUTEURS DE VAGUE ET DE RISQUE POUR LE BARRAGE

Risk induced by landslide – From geological model to impulse wave height and dam risk

DOI : 10.24346/cfbr_colloque2016_c02

Thomas, F., Viard
EDF-CIH, Savoie Technolac, 73370 Le Bourget du Lac
thomas.viard@edf.fr

Gilbert, R., Castaner
EDF – DIPNN – CEIDRE, Département TEGG, 905 Avenue du Camp de Menthe, 13 097 Aix-en-Provence
gilbert.castanier@edf.fr

Denis, P., Aelbrecht, Olivier, P., Chulliat
EDF-CIH, Savoie Technolac, 73370 Le Bourget du Lac
denis.aelbrecht@edf.fr, olivier.chulliat@edf.fr

François, P., Vaysse
EDF – DIPNN – CEIDRE, Département TEGG, 905 Avenue du Camp de Menthe, 13 097 Aix-en-Provence
francois.vaysse@edf.fr

MOTS CLÉS

Glissement de terrain, modèle géologique, vague, run-up, Chambon.

RÉSUMÉ

Comme le rappelle l'actualité récente au réservoir du Chambon, les glissements de terrain peuvent constituer un enjeu majeur pour la sûreté de barrages. En effet, le risque lié à la génération et à la propagation de vagues dans les réservoirs par de tels glissements peut avoir des conséquences potentiellement dramatiques autour des retenues et à l'aval des réservoirs, comme au Vajont en 1963 en Italie tuant 2 000 personnes. Des outils récents issus de la recherche et des efforts d'amélioration de la modélisation des phénomènes permettent une meilleure évaluation de ce risque en liant la géologie et l'hydraulique.

Pour évaluer le risque de vague, il est nécessaire de connaître les caractéristiques de la masse glissée à son entrée dans la retenue, en la rattachant à un modèle géologique de glissement. Ce modèle géologique, sa vitesse, son type (monolithique ou granulaire) et ses dimensions ont une incidence fondamentale sur les caractéristiques de vagues induites par le glissement. Il est ainsi nécessaire de réaliser des études et des observations de terrain pour rattacher la masse instable, ou potentiellement instable, à un modèle géologique de glissement pour prévoir au mieux ces éléments qui sont utilisés en données d'entrée d'une étude hydraulique. Une fois le modèle géologique de glissement établi ainsi que ses caractéristiques les plus probables, EDF a développé et retenu deux outils pour évaluer le risque hydraulique, sachant que les incertitudes géologiques éventuelles résiduelles, après l'étude de terrain, seront paramétrées dans le modèle numérique de calcul de vague en prenant des fourchettes de valeurs par exemple pour le volume glissé, la vitesse d'arrivée dans le lac, etc. ...

La méthode dite « de Heller » permet une évaluation rapide et sécuritaire de l'ordre de grandeur des vagues induites par le glissement de terrain en un point et le « run-up » associé (hauteur d'ascension de la vague sur la berge ou le barrage). Cet outil fournit aussi un ordre de grandeur des forces induites par la vague sur un barrage et évalue le risque de surverse. En cas de géométrie complexe de la retenue, ou pour obtenir une évaluation plus précise en tout point de la retenue, une modélisation hydraulique 2D à l'aide du logiciel TELEMAC2D est possible.

Cette approche est détaillée pour le cas du glissement de terrain de la Berche au-dessus du lac du Chambon, observé lors de l'été 2015.

Ces outils dotent ainsi l'ingénieur d'une capacité d'évaluation rapide pour la méthode de Heller, plus complète pour la méthode avec Telemac2D du risque de vague induite par les glissements de terrain, de manière graduée selon les marges de sécurité existantes. Les hauteurs de run-up obtenues doivent toutefois être considérées comme des ordres de grandeurs

ABSTRACT

The landslide event at Chambon dam and reservoir reminds us that this phenomenon stands as one of main risks for dam safety. Risk associated to generation and propagation of landslide-induced impulse waves in reservoirs might have dramatic consequences around lake, for the dam itself, and also downstream as Vajont catastrophic event showed in 1963. Recent research and permanent improvement of modeling have provided better risk evaluation tools by linking geology and hydraulic physics.

Knowing characteristics of landslide impacting the reservoir by coupling it to geological model is necessary to evaluate wave risk. Geological model, velocity, material properties (granular or solid body) and geometric dimensions have a great influence on landslide-induced impulse wave characteristics. It is necessary to study and observe the (potentially) unstable mass to link it to geological landslide that will determine input data for the hydraulic study. With those input data, EDF developed 2 tools to estimate hydraulic risk taking into account remaining geological uncertainties on input data range (for instance for volume or velocity of the slide).

“Heller’s” method allows a quick and generally conservative estimation of the order of magnitude for impulse wave characteristics induced by landslide and wave run-up (wave rise on slopes and dam). This tool can also give an order of magnitude of forces induced by an impulse wave on a dam and the risk of surge and overtopping.

For complex reservoir shape or to improve precision, 2D or 3D hydraulic modeling has to be undertaken, for example with TELEMAC 2D software developed by EDF R&D.

This general approach is applied and detailed for “Berge” landslide at Chambon Lake observed during summer 2015. With those tools, engineers can quickly evaluate (for Heller’s method) or precisely model (with TELEMAC 2D) impulse wave risk induced by landslide scenarios. Method can be graduated depending on targeted margin of safety levels. Run-up heights calculated have always to be considered as orders of magnitude, and margins of safety have to be defined to account for intrinsic remaining uncertainties associated with the physics of this kind of complex natural processes.

1. INTRODUCTION

1.1 Une expérience de longue date

EDF possède une grande expérience dans la gestion des mouvements de versants du fait de l’importance de son parc hydroélectrique comportant des sites parfois sensibles. Cette expérience couvre :

- la gestion de mouvements de terrains déclarés ;
- la gestion préventive de glissements potentiels susceptibles de mettre à mal la sûreté des ouvrages.

Au cours des années 2000, cette expérience s’est enrichie du fait des acquisitions par EDF d’aménagement hydroélectriques en Argentine, dans les Andes. Les retenues sont implantées dans des formations volcaniques et volcano-sédimentaires hétérogènes et affectées par de nombreux glissements (Los Reyunos en 2002).

1.2 Les différentes conséquences possible d’un glissement de terrain dans un réservoir

Un glissement de terrain arrivant dans une retenue peut avoir des conséquences impactant la sûreté de différentes manières :

- Un glissement peut atteindre directement un barrage et/ou ses équipements de sûreté et les endommager.
- Un glissement peut créer un barrage naturel avec risque de partition de la retenue puis rupture de ce barrage naturel du fait de la perte de contrôle du niveau en amont.
- Un glissement peut engendrer une vague pouvant déferler sur les berges (phénomène de « run-up »), endommager le barrage ou le submerger et impacter l’aval.

C’est le troisième risque qui est ici étudié. Les vagues induites par les glissements de terrain sont un phénomène rare, mais quelques cas ont marqué l’histoire des barrages comme le glissement du Vajont en Italie en 1963. Ce risque est donc sujet à des recherches depuis de nombreuses années.

1.3 Démarche globale

La démarche débute toujours par une étude géologique précise dont les objectifs sont multiples :

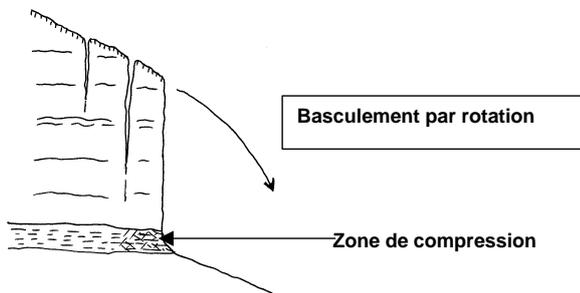
- déterminer les caractéristiques géométriques de la zone instable : limites en surface et en volume ;
- déterminer la nature géologique des formations instables, de façon à en apprécier la cohésion ;
- rechercher l'existence ou non de surfaces de glissement ;
- comprendre l'hydrogéologie du massif ;
- apprécier le caractère monolithique ou, au contraire, très fragmentaire de la zone instable ;
- typer la zone instable de façon à la rattacher à un type de glissement connu ;
- évaluer les éléments topographiques pour apprécier l'énergie potentielle accumulée au niveau de la zone instable et pour apprécier l'énergie cinétique mobilisable ;
- évaluer l'ordre de grandeur de la vitesse de glissement lors de son arrivée dans le lac ;
- estimer l'ordre de grandeur de la hauteur de la vague créée, lors de l'arrivée du glissement dans le lac et la remontée de cette vague sur les berges et le barrage (le « run-up »). Cet ordre de grandeur dépend principalement de la vitesse et du caractère monolithique de la zone instable ;
- apprécier le caractère en cours, ou plus ou moins imminent, de l'instabilité du mouvement de terrain.

Le diagnostic géologique peut conclure à l'innocuité de la zone instable, ou à sa dangerosité. Il peut aussi conduire à une demande d'auscultation, des reconnaissances, des calculs de stabilité plus ou moins sophistiqués, des travaux (création de butées de pied ou drainage, en surface ou par des drains forés à partir de galeries).

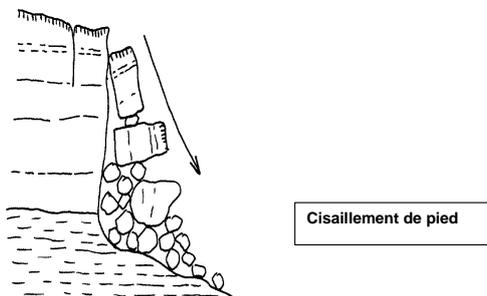
2. LES TYPES DE MOUVEMENTS DE TERRAINS

A côté des coulées de boue et des chutes de blocs qui, en général, ne concernent que de faibles volumes sauf cas particuliers, les mouvements de terrain peuvent être répertoriés selon les grandes catégories suivantes :

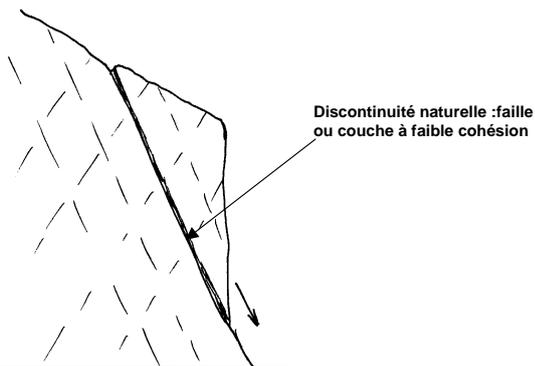
- Basculement de falaise par décohéson du massif rocheux et rotation : mouvement monolithique à vitesse élevée



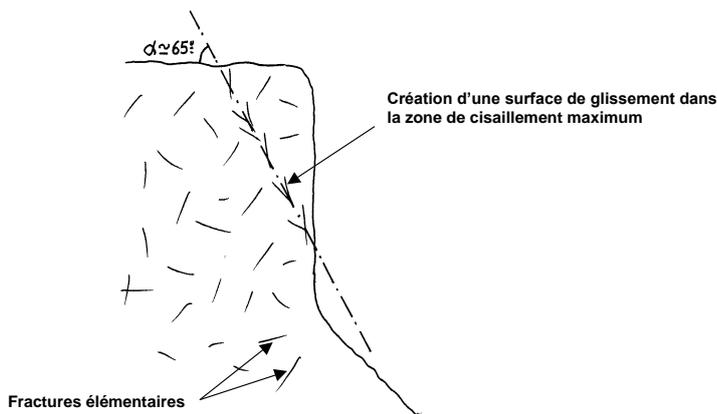
- Effondrement de falaise par cisaillement de pied : mouvement fragmentaire (ou granulaire) à vitesse élevée



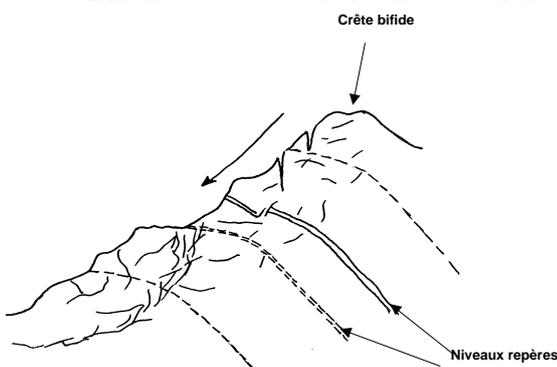
- Glissement par décohéson du massif rocheux et cisaillement selon une couche faible (joint argileux dans un massif calcaire ou faille). Il s'agit du tristement célèbre modèle géologique dit glissement banc sur banc : mouvement monolithique à vitesse élevée - type Vajont.



- Glissement par décohesion selon une surface de cisaillement maximum reliant des fractures élémentaires du massif rocheux : mouvement monolithique à vitesse élevée, se ramenant au cas précédent mais encore plus difficile à détecter car le plan ou la surface de glissement ne préexistent pas dans le massif rocheux

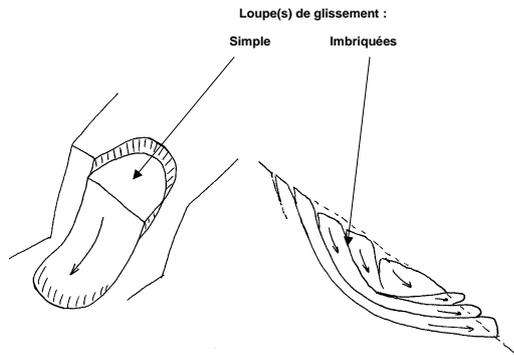


- Glissement de massifs rocheux par décohesion très lente (1 000 à 10 000 ans) entraînant le « fauchage » du versant : mouvement monolithique à vitesse généralement lente à très lente, comme le glissement dit du Billan au dessus de la retenue de Grand-Maison.



Le fauchage du versant conduit à des glissements dits rotationnel (cf. modèle géologique page suivante)

-
- Glissement de masses à très faible cohésion ou glissements rotationnels, de loupes imbriquées : mouvement monolithique à vitesse lente : quelques cm par jour ou par semaine



D'une façon générale, vu la diversité du parc EDF (et de ses anciennes filiales andines) et après les 68 Plans Particuliers d'Intervention (PPI) réalisés qui ont permis de recenser plus de 255 mouvements réels et potentiels, dont certains auscultés, relier une zone instable ou potentiellement instable à un modèle géologique de terrain n'est pas la tâche la plus ardue ; tout comme le caractère fragmentaire (ou granulaire) ou monolithique.

Comprendre la gamme de vitesses de glissement consiste à savoir si l'énergie potentielle de la « masse perchée » va générer un frottement maximal le long de la surface de cisaillement et se transformer majoritairement en chaleur ; ou bien si, au contraire, le frottement sera peu important conduisant à une transformation de l'énergie potentielle majoritairement en énergie cinétique lors de l'arrivée dans le lac.

Comprendre le caractère fragmentaire (ou granulaire) repose sur l'état du massif rocheux : décohésion, densité de la fracturation et mode du mouvement par glissement ou effondrement.

La principale difficulté de l'expertise géologique consiste à apprécier le caractère plus ou moins imminent de la rupture, en d'autres termes si une certaine évolution des paramètres géologiques est nécessaire pour rompre un équilibre métastable.

2.1 Application de la démarche PPI aux retenues EDF

Dans la démarche des études PPI (Plan Particulier d'Intervention), il s'agissait de faire le lien entre les types d'instabilité recensés ci-dessus et la proximité de la retenue. La démarche suivie par EDF a comporté :

- Une phase de collecte et d'analyse des données existantes, concernant les éventuels mouvements de terrain connus ou potentiels, sur le pourtour de la retenue ou à proximité. Ces données sont disponibles soit dans des documents internes à EDF, soit auprès d'organismes extérieurs (RTM, ex-DDE (DDT/DDTM), CETE, SNCF, etc.) ;
- Une phase de terrain consistant à rassembler le maximum d'observations d'ordre géologique, géomorphologique et hydrogéologique, à un instant donné. Certains indices de surface et morphologiques permettent d'identifier des zones susceptibles d'évolution. Les moyens nécessaires à cette phase de terrain peuvent être assez lourds : bateau, hélicoptère, intervention acrobatique en falaise... Cette phase de collecte des données de terrain a été guidée et complétée par l'analyse de photographies aériennes.
- Une analyse de l'aléa "mouvement de terrain" en fonction de la géologie structurale *en grand* des versants. En effet, une structuration défavorable des formations géologiques dans un versant (plongement des couches dans le sens de la pente, vers la retenue) peut être propice au déclenchement d'un mouvement de terrain en cas de circonstances particulièrement pénalisantes (épisode pluvieux exceptionnel, vidange rapide), tandis qu'une structuration favorable (plongement vers l'intérieur du massif, s'il n'y a pas fauchage) permet d'écarter virtuellement toute potentialité de mouvement de moyenne à grande ampleur.

Chaque zone potentielle de mouvement a fait l'objet d'un repérage sur un fond topographique au 1/10 000^{ème} recensant également tous les indices et observations relatifs à la zone, et d'une fiche descriptive et analytique autoportante. En particulier, sur cette fiche figure l'estimation de tous les paramètres évoqués au paragraphe 1, en particulier les éléments géométriques de la zone instable, la potentialité d'occurrence du glissement, y compris dans la retenue, la vitesse probable d'arrivée dans la retenue, la nature du risque (partition ou vague)...

Le rôle de la retenue sur le comportement d'une zone potentiellement instable est signalé le cas échéant. L'analyse de ce rôle peut parfois conduire à des consignes particulières d'exploitation (limitation de la cote du marnage, etc.).

Les différentes zones de mouvements potentiels ont été classées selon la potentialité d'occurrence d'un glissement dans la retenue suivant une échelle de trois couleurs, définie comme suit :

- Potentialité forte (rouge) : la structure et l'état actuel des matériaux sont tels que la modification d'un paramètre (pression interstitielle, cohésion, etc.) peut suffire à la mise en mouvement des masses instables et provoquer leur arrivée dans la retenue.
- Potentialité moyenne (jaune) : une certaine évolution de la zone instable est nécessaire, mais possible, pour se retrouver dans le cas précédent.
- Potentialité faible (vert) : ces zones sont reconnues sujettes à des mouvements, ou potentiellement instables, mais leur configuration :
 - réduit considérablement le risque d'arrivée jusqu'à la retenue (distances importantes),
 - ou induit un étalement sur le plan spatial (disposition géométrique des matériaux) et/ou temporel (évolution très lente),
 - ou conduit à l'arrivée dans la retenue de volumes très limités (de l'ordre de quelques centaines de m³).

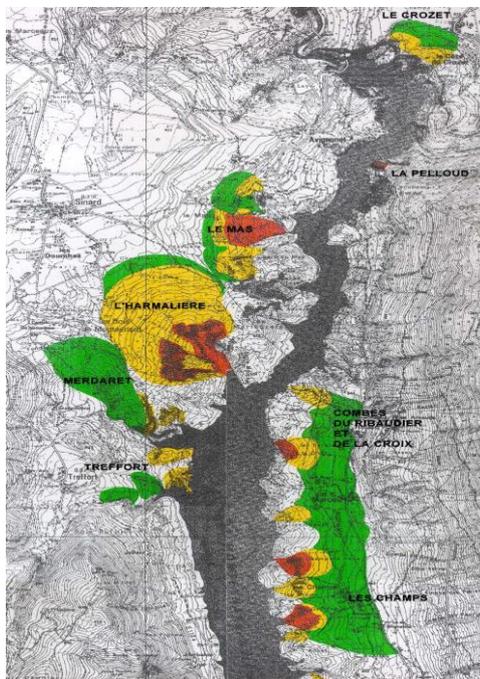


Figure 1 : Extrait de cartographie issue d'un PPI

3. EVALUATION DU RISQUE DE VAGUE INDUITE

3.1 Etat de l'art

3.1.1 Le monde de la recherche

Les méthodes empiriques

Les phénomènes induisant la formation d'une vague par un glissement de terrain sont complexes. Ainsi, les premières approches pour évaluer les risques furent les méthodes empiriques. Un certain nombre de recherches ont ainsi été effectuées à l'aide de banc d'essais, variables en fonction du type de glissement. La première interrogation des hydrauliciens à laquelle les modèles géologiques permettent de répondre est : *le glissement est-il monolithique ou granulaire (fragmentaire) ?* Une seconde question que s'est posée le monde de la recherche concerne l'espace dans lequel se propagent les vagues : *la propagation a-t-elle lieu selon une direction privilégiée (2D) ou de manière concentrique (3D) ?*

Ainsi, en fonction de la réponse à ces deux questions, différents travaux sont disponibles (figure 2). Kamphuis & Bowering [6] se sont intéressés à la propagation d'une vague induite par un glissement monolithique dans un canal, là où Panizzo & al. [9] ont préféré regarder la propagation de ce type de glissement dans un bassin. Huber & Hager [5] se sont concentrés sur les glissements granulaires en canal et bassin et Heller [3] en canal en reprenant les formules de conversion établies par Huber & Hager pour étendre ses travaux à un bassin.

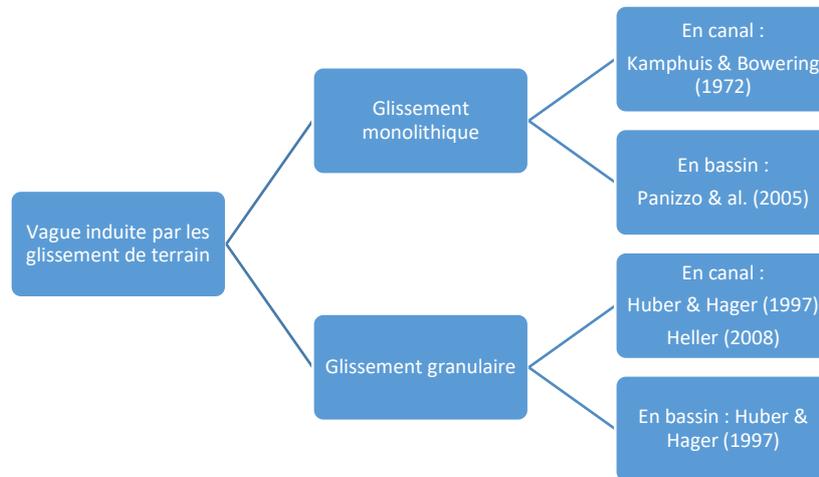


Figure 2 : Travaux de recherche par méthode empirique en fonction du type de glissement et du banc d'essai

Ces travaux, notamment ceux de Heller permettent d'obtenir des hauteurs de vagues en bassin ou en canal à partir de quelques caractéristiques physiques du glissement à l'impact (vitesse V en m/s, épaisseur s en m, volume \mathcal{V} en m^3 , largeur b en m, densité ρ en kg/m^3) et du réservoir (profondeur h en m, pentes de berge α en degrés). Toutefois, des éléments tels que les singularités de la géométrie réelle de la retenue et les phénomènes de réflexion ne peuvent être pris en compte par ce type d'approche.

Les modèles numériques

Avec l'évolution des outils numériques et des moyens de calculs, certains travaux se sont intéressés à la possibilité de modéliser une vague induite par un glissement de terrain à l'aide d'outils de modélisation numérique. Par exemple, certaines approches furent tentées en 2D à l'aide du logiciel Mike 21 [7] ou de Wolf 2D [1], ces modèles ont l'avantage de prendre en compte la géométrie de la retenue et les phénomènes de réflexion. Toutefois, certaines limites peuvent apparaître. Ces logiciels sont adaptés pour calculer des écoulements à l'aide des équations de Saint Venant ou de Boussinesq. Ainsi, des approximations sont faites dans les équations qui ne permettent pas de retranscrire au mieux les phénomènes de formation de la vague. En général deux problèmes se posent : *comment imposer un glissement de terrain en condition limite d'entrée du modèle ?* Et *comment prendre en compte toutes les forces d'interaction entre le glissement et l'eau pour la formation de la vague induite ?* Les travaux de Fritz [2] sur le processus de formation de ce type de vague permettent d'évaluer le type d'impact (Figure 3) en fonction du nombre de Froude⁶ (F) du glissement (1 – en abscisse) et de son épaisseur relative (S) (2 – en ordonnée) et ainsi d'évaluer le volume d'eau mis en mouvement par rapport au volume du glissement.

$$F = \frac{V}{\sqrt{gh}} \quad (1)$$

$$S = \frac{s}{h} \quad (2)$$

⁶ Cette grandeur physique traduit le rapport entre l'énergie cinétique du glissement et l'énergie potentielle du lac

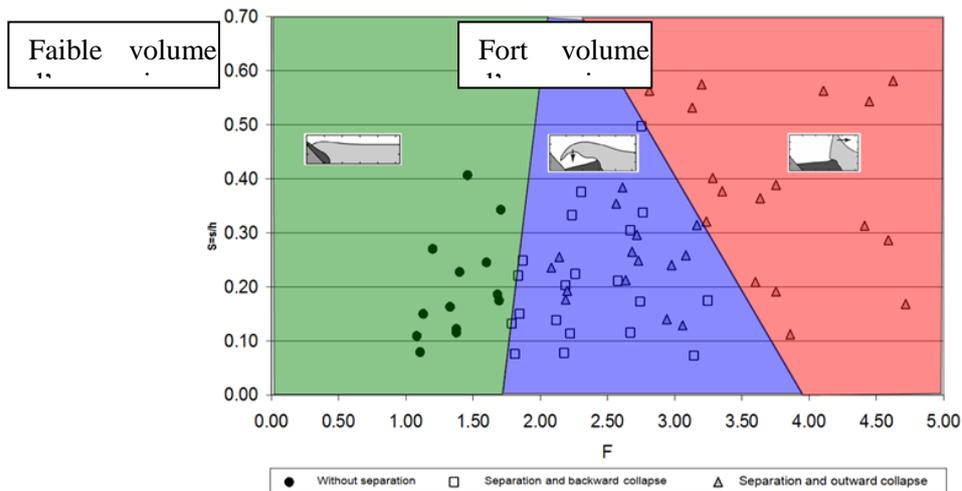


Figure 3 : Types d'impact d'un glissement de terrain

Comme Kofoed-Hansen and al. [7], des modules complémentaires peuvent être programmés pour améliorer la modélisation de ce phénomène.

Aujourd'hui des travaux en cours envisagent l'utilisation, pour les glissements granulaires, des méthodes de type *smoothed particle hydrodynamics* (SPH) utilisant des approches lagrangiennes prometteuses pour modéliser finement le processus de génération de vague et les interactions entre le glissement et l'eau en tenant compte des caractéristiques rhéologiques du glissement.

Les modèles réduits

Historiquement, les modèles réduits ont et continuent de fournir des résultats fiables pour étudier des glissements de terrain particuliers ne pouvant être modélisés numériquement. Par exemple, le modèle réduit du glissement de terrain de Léaz dans la retenue de Génissiat [11] permet d'étudier le cas des glissements dans des retenues étroites où une vague n'a pas l'espace nécessaire pour pleinement se former et où les formules empiriques sont donc en limite d'applicabilité.

3.1.2L'exploitation de ces recherches à EDF

En 2007 a eu lieu un glissement de terrain de 3 000 000 m³ dans le lac Chehalis⁷ au Canada. De nombreuses données de calage sont disponibles sur ce glissement, notamment les hauteurs de « run-up » atteintes tout autour du lac. A partir de ce glissement et de son expérience sur d'autres glissements, EDF a décidé de tester un certain nombre de méthodes existantes et a mis en place une méthodologie apportant une réponse graduée pour l'étude des glissements de terrain. Cette méthodologie s'articule en deux étapes :

- Une méthode rapide d'évaluation d'un ordre de grandeur du risque : la méthode de Heller
- Une méthode d'évaluation approfondie du risque : la modélisation 2D

Une méthode d'évaluation rapide du risque – la méthode de Heller

Une méthode issue d'un travail universitaire approfondi

La méthode de calcul « de Heller » fait suite à trois thèses de l'ETH-Zurich (Suisse) étudiant les glissements de terrain :

- “Initial phase of landslide generated impulse waves”, Hermann M. Fritz [2] étudie l'influence de la masse granulaire et l'épaisseur du glissement, la vitesse d'impact, et la profondeur de la retenue dans l'axe du glissement, sur la formation des vagues.
- “Impulswellen : Effekte der Rutschdichte und des Wassertiefe”, Andreas Zweifel [10] étudie l'influence de la densité du glissement sur la formation des vagues
- “Landslide generated impulse waves : Prediction of near field characteristics”, Valentin Heller [3] étudie l'influence de l'angle d'impact et du diamètre des grains sur la formation des vagues.

Ces trois thèses réalisées sur le même modèle physique (Figure 4) ont permis d'établir des équations empiriques intégrées dans une feuille de calcul rapide de mise en œuvre. Ces équations s'appliquent aux glissements granulaires.

⁷ Lac naturel de 7 km de long dans l'axe Nord-Sud et de 1km de large. Sa profondeur est de l'ordre de 100 m.

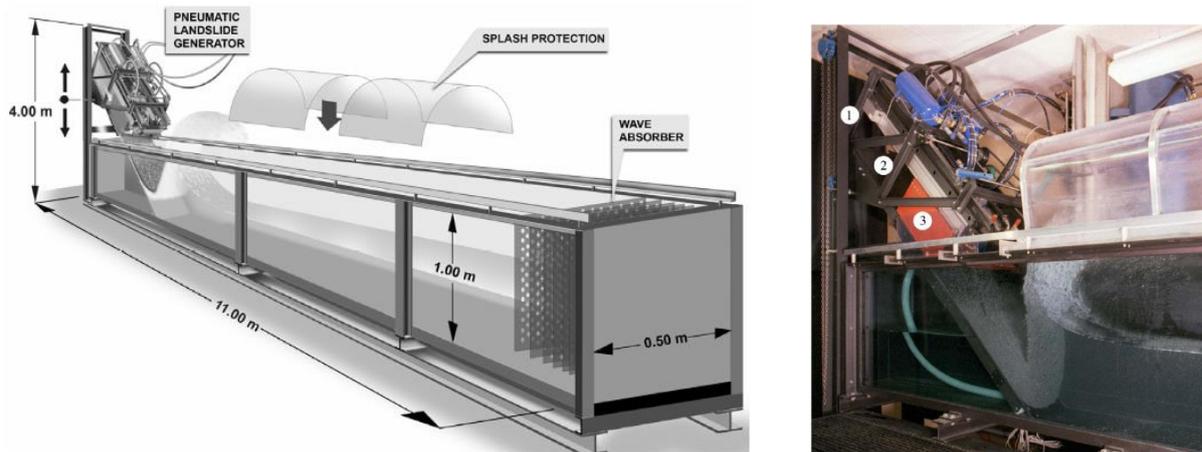


Figure 4 : Banc d'essai utilisé à l'université de Zurich.

Une méthode permettant d'évaluer un ordre de grandeur du risque

Le banc d'essai a permis d'établir des équations empiriques en *deux dimensions* (propagation de la vague dans une seule direction horizontale guidée par des parois latérales, applicable dans un canal ou une retenue très allongée (Figure 5- a).

Les équations sont basées sur un paramètre d'impulsion P (3) dépendant du nombre de Froude (F), de l'épaisseur relative (S), de la masse relative⁸ ($M = \rho V / \rho_{eau} b h^2$) et de la pente de la berge α .

$$P = F S^{0.5} M^{0.25} \left[\cos\left(\frac{6}{7}\alpha\right) \right]^{0.5} \quad (3)$$

Une première série d'équations⁹ permet de connaître les caractéristiques de la vague au moment où elle atteint sa hauteur maximale :

- Le type de vague formée (solitaire, Stokes, mascaret, cnoïdale...),
- Son amplitude (hauteur au dessus du niveau initial de la retenue) $a = \frac{4}{5}H$,
- Sa hauteur totale (du creux à la pointe de la vague) $H = \frac{5}{9}P^{4/5}h$,
- Sa période $T = 9P^{1/2} \sqrt{h/g}$, sa longueur d'onde $L = Tc$ et sa célérité $c = \sqrt{g(h+a)}$,
- La distance au point d'impact X_m à laquelle ces caractéristiques sont atteintes $X_m = \frac{11}{2}P^{1/2}h$.

Une seconde série d'équations¹⁰ permet de connaître ces mêmes caractéristiques (amplitude, hauteur, période, longueur d'onde et célérité) à une distance x supérieure en prenant en compte l'atténuation de la vague due à sa propagation.

Pour une application aux lacs et retenues en général, les équations en deux dimensions ont été adaptées en trois dimensions (Figure 7-b) par Heller & al. [4] à partir de la méthode de conversion de Huber et Hager [5]. Les équations fournissant les caractéristiques maximales restent identiques, mais les équations de propagation¹⁰ sont modifiées, la distance x est remplacée par le couple de coordonnées (r, γ) lorsque la distance r est supérieure à X_m .

Cette méthode permet donc d'évaluer la formation de la vague puis sa propagation en canal ou bassin semi-infini. Ainsi, certains effets, par exemple la géométrie de la retenue et les réflexions possibles sur des berges ne sont pas pris en compte. C'est pourquoi, cette méthode ne peut fournir qu'un ordre de grandeur du phénomène.

⁸ b : largeur du glissement, h profondeur de la retenue au droit du glissement et V volume du glissement

⁹ Valides pour une large gamme des paramètres d'entrée (forte variation de ces paramètres lors des essais)

¹⁰ Equations non détaillées dans le présent article mais disponibles dans [4] sur le site internet de l'université de Zürich

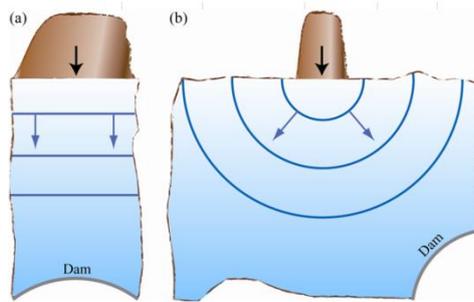


Figure 5 : (a) cas d'application de la méthode en 2D ; (b) cas d'application de la méthode en 3D.

Enfin, la méthode permet d'estimer le « run-up » (4) sur une berge (de pente β en degrés) ou un barrage à partir de l'équation de Müller [8], c'est-à-dire l'altitude atteinte par l'eau, ainsi que les efforts horizontaux et verticaux générés par l'effet dynamique de l'impact.

$$R = 1.25 \left(\frac{H}{h}\right)^{5/4} \left(\frac{H}{L}\right)^{-3/20} \left(\frac{90^\circ}{\beta}\right)^{1/5} h \quad (4)$$

Une méthode « calée » sur le retour d'expérience

Lors de travaux en 2010 dans le cadre du Dam Safety Interest Group (DSIG), EDF a testé cette méthode sur 6 cas répertoriés dans la littérature, puis a comparé les résultats de la méthode au modèle réduit de Grand Maison (via des données disponibles de laboratoire) et au cas de Chehalis Lake au Canada (données de terrain disponibles).

Les équations de formation et de propagation de la vague ont fourni dans les cas testés des résultats d'un ordre de grandeur des hauteurs de vagues jugé satisfaisant. Si la vitesse de glissement est bien connue, on peut espérer une hauteur de vague avec une précision entre 30 et 50 % avec cette méthode.

Pour les hauteurs de run-up, les résultats ont aussi été concluants : on observe toutefois une perte de précision par rapport aux hauteurs de vague qui s'explique par l'utilisation d'équations empiriques supplémentaires (4) pour le calcul des hauteurs de run-up à partir des hauteurs de vague et par les effets dus à la proximité de la berge (run-up) et de ses singularités non prises en compte par cette méthode. Le nombre de valeurs ayant un écart supérieur à 30 % augmente.

Ainsi, il a été décidé au sein d'EDF, lors de l'utilisation de cette méthode, d'adopter des marges de sécurité, à caler en fonction de la nature des risques encourus et des enjeux. Ces marges de sécurité doivent couvrir les incertitudes associées à :

- L'empirisme de la méthode ;
- Les incertitudes géologiques liées au type de glissement,
- Les effets de topographie réelle du site (localement, des réflexions peuvent induire des phénomènes plus importants) ;
- La sensibilité des enjeux (structurels ou fonctionnels) exposés au phénomène.

Extension de la méthode aux glissements monolithiques

La méthode de Heller est adaptée aux glissements granulaires. Toutefois, Zweifel [10] lors de sa thèse a testé les différences entre un glissement granulaire et un glissement monolithique en remplaçant le sable représentant le glissement sur son banc d'essai par la boîte le contenant. L'expérience a été réalisée uniquement pour une pente α de 45° . Une formule empirique (5) permet ainsi de déterminer avec une bonne précision (coefficient de corrélation $R^2=0.97$) l'amplitude relative $A_b (=a_b/h)$ de la vague induite par un glissement monolithique à partir du nombre de Froude et de l'amplitude relative $A (=a/h)$ de la vague induite par ce même glissement s'il était granulaire.

$$\frac{A_b - A}{A_b} = 1 - 0.26F \quad (5)$$

Cette équation met en évidence que pour un nombre de Froude supérieur à 3 (ce qui suppose des vitesses d'arrivée dans le lac extrêmement, voire excessivement élevées pour des profondeurs d'eau importantes), les différences entre les 2 types de glissements sont faibles, mais qu'à faible vitesse, l'eau peut partiellement s'insinuer entre les « grains » du glissement granulaire et dissiper une partie de son énergie, diminuant l'amplitude de la vague formée.

Une méthode d'évaluation approfondie du risque – la modélisation TELEMAT

Une méthode plus approfondie que la méthode de Heller

Une méthode approfondie a été développée à EDF-CIH à l'aide du logiciel TELEMAT (logiciel libre géré par EDF-R&D) qui résout les équations de Barré de Saint-Venant ou de Boussinesq à deux dimensions d'espace horizontales. Ce logiciel utilise la méthode des éléments finis sur un maillage non structuré. Ainsi, il calcule en tout point la hauteur d'eau et la vitesse moyennée sur la hauteur en prenant en compte la géométrie réelle de la retenue et les effets de réflexions possibles.

Comme la majorité des logiciels de modélisation hydraulique en 2 dimensions, TELEMAT ne permet pas d'intégrer un glissement de terrain en condition limite du logiciel. Ainsi, une méthode spécifique a été développée. Le principe général de la méthode est de créer un glissement « bathymétrique », c'est-à-dire que le glissement est modélisé par une déformation de la bathymétrie se déplaçant et se transformant au cours de la simulation (déformation verticale dynamique de la bathymétrie).

Ainsi, l'énergie cinétique du glissement de terrain est globalement transformée en énergie potentielle pour l'eau (élévation instantanée d'une hauteur égale à l'épaisseur du glissement). Cette stratégie de modélisation constitue un artifice de modélisation à base physique.

Une méthode avec quelques limites

Il est à noter que cette méthode engendre une mise en mouvement initiale d'un volume d'eau égal au volume du glissement et transforme une énergie cinétique en énergie potentielle, mais ne prend pas en compte les forces d'inertie et les forces visqueuses.

Deux vérifications doivent donc être réalisées de manière préliminaire pour pouvoir utiliser cette méthode pour un glissement donné :

- Vérification du volume d'eau mis en mouvement par le glissement,
- Vérification des forces dominantes à l'impact.

Pour le premier point, le graphique de Fritz (Figure 2) est utilisé. Ce dernier a mis en évidence que le volume d'eau mis en mouvement par un glissement de terrain variait d'un facteur 1 à 8 par rapport au volume du glissement en fonction du type d'impact. La méthode TELEMAT ne peut être mise en œuvre que si le glissement est « sans séparation » entre l'eau et le glissement (partie verte de la Figure 2), c'est-à-dire avec un nombre de Froude relativement faible ($F < 2$). Cette dernière condition est retrouvée dans la majorité des glissements de terrain dans une retenue.

Pour le second point, les forces d'inertie et les forces visqueuses deviennent dominantes dans les mécanismes de formation de vague lorsque le glissement de terrain est plus rapide que la vague formée. Cette condition est plus contraignante, le nombre de Froude ne doit pas dépasser 1 de manière significative. Ainsi, pour les glissements très rapides (~20 m/s) en retenue de profondeur moyenne (30 à 40 m), un coefficient de sécurité doit être évalué et pour les glissements les plus rapides (> 20 m/s) ou dans les retenues de faible profondeur, cette méthode n'est plus applicable.

Adaptation de la méthode en fonction du type de glissement

Cette méthode peut sembler adaptée aux glissements monolithiques, toutefois lorsque cette méthode a été testée, notamment pour le lac Chehalis (glissement granulaire), les résultats calculés sont proches des résultats observés. Il est probable que le processus de génération de la vague avec cette méthode ne permet pas de transmettre toute l'énergie d'un impact de glissements monolithiques. Cette méthode doit donc être utilisée pour les glissements granulaires. Pour les glissements monolithiques, comme pour la méthode de Heller, la formule de Zweifel doit être appliquée.

Les possibles approfondissements

Dans certains cas, la modélisation TELEMAC ne sera pas possible. S'il s'avère nécessaire tout de même d'avoir des résultats plus précis que ceux fournis par la méthode de Heller, les méthodes de type 3D ou SPH étant encore au stade expérimental et pas assez matures et qualifiées, la construction d'un modèle réduit doit a priori être privilégiée.

3.2 Application de cette méthodologie au cas du glissement de la Berche (retenue du Chambon)

3.2.1 Situation géographique

La présente méthodologie a été appliquée au glissement de la Berche. Ce dernier se situe en surplomb rive droite de la retenue du Chambon. Le barrage du Chambon est de classe A au sens du décret n° 2007-1735 du 11 décembre 2007. Sa hauteur est de 88 m au-dessus du terrain naturel, 130 m environ au-dessus des fondations.

3.2.2 Historique et évolution

La zone instable avait été identifiée lors d'un recensement des mouvements de terrain sur le pourtour de la retenue en 1996 par les géologues d'EDF, dans le cadre de l'établissement du PPI et faisait l'objet d'un suivi annuel par EDF. Aucune évolution notable n'avait été observée jusqu'en mai 2014.

En avril 2015, le Conseil Départemental de l'Isère (CD38) a alerté EDF de la présence du glissement de terrain. A cette date, le phénomène se traduisait par une accélération des désordres connus de longue date par le CD38 dans le grand tunnel du Chambon (affaissement de la voûte notamment), une soixantaine de mètres à l'aval de son extrémité Est, et par la présence de crevasses dans le versant vers l'altitude 1170 m NGF, soit environ cent soixante mètres au-dessus de la cote maximale d'exploitation de la retenue de 2012 à 2015 (1010 m NGF). Les géologues du CD38 estimaient alors le volume potentiel de la masse instable à un maximum de 600 000 m³.

La cote de la retenue a été figée à sa valeur de début avril, soit 1006 m NGF \pm 50 cm, par prudence vis-à-vis du glissement.

Fin mai 2015, la surface du glissement a été instrumentée par le CD38, permettant le suivi de son comportement en temps réel : 5 fissuromètres ont été installés sur les principales crevasses et 25 cibles ont été réparties dans le versant, auscultées en continu par un théodolite asservi depuis la rive opposée.

Un premier épisode paroxystique a été observé les 4 et 5 juillet 2015, avec des déplacements :

- d'amplitude pluri-métrique en partie haute et médiane du glissement ;
- d'amplitude métrique en partie basse,

Cet épisode n'a conduit qu'à des éboulements rocheux de faibles volumes.

Un second épisode paroxystique les 25 et 26 juillet, alors que le plan d'eau était en phase de remontée, avec une cote de l'ordre de 1013-1014 m NGF a permis d'observer :

- un déplacement pluri-métrique d'ensemble du glissement (sur des caractéristiques « résiduelles ») ;
- une purge par éboulements des compartiments supérieurs pour un volume de quelques dizaines de milliers de m³.

Si la remontée du plan d'eau vers la cote 1031,70 m NGF est poursuivie comme prévue au printemps 2016 après accord des services de l'Etat, trois scénarios d'évolution semblent possibles :

- Scénario 1 : un scénario d'augmentation des vitesses du glissement d'ensemble, qui resteraient toutefois dans la gamme de quelques décimètres à quelques mètres par heure. Une pseudo-stabilisation serait obtenue après un déplacement pluri-métrique du pied. A noter que la pente de la surface de cisaillement au niveau de la moitié inférieure du glissement est comprise entre 30 et 40°, ce qui est proche de l'angle de frottement « résiduel » attendu dans des matériaux rocheux cisailés. De même, la pente topographique moyenne, de l'ordre de 40° apparaît relativement limitée pour générer un éboulement généralisé. Ces deux éléments militeraient pour ce scénario ;
- Scénario 1 bis : un scénario 1, avec en plus une purge par éboulement de la partie supérieure du glissement qui se produirait à nouveau par épisodes successifs (sur le même modèle que lors des deux épisodes de Juillet 2015). Tout comme le scénario 1, la pseudo-stabilisation du glissement serait

obtenue après un déplacement pluri-métrique du pied, avec en plus un effet de réduction du moment moteur du glissement d'ensemble (par allègement de la tête du glissement) et la constitution d'une butée additionnelle par accumulation d'éboulis en pied du glissement ;

- Scénario 2 : un scénario « rapide » avec production d'une vague, qui ne peut être totalement écarté à l'heure actuelle, et que les exigences de sûreté imposent de considérer. Ce scénario peut prendre différentes formes :
 - un glissement d'ensemble (pour un volume de l'ordre de 150 000 m³ rentrant dans le lac) avec une vitesse d'entrée dans le plan d'eau qui resterait inférieure à 10 m/s ;
 - un éboulement en masse de la partie supérieure du glissement (pour environ 50 000 m³ au maximum de manière simultanée), avec une vitesse maximale de 20 m/s.

3.2.3 Modèle géologique

Dans le PPI, la zone où les désordres sont constatés avait été décrite comme une zone d'instabilités relativement superficielles, classée avec une occurrence forte de glissement dans la retenue mais avec un risque faible (création d'une vague de faible hauteur du fait de l'étalement dans l'espace et dans le temps).

Le mécanisme privilégié était le ravinement, éventuellement associé à un phénomène de fauchage (basculement des couches vers la vallée). Les volumes unitaires mobilisés avaient été estimés inférieurs ou égaux à 10 000 m³, avec des vitesses d'entrée dans la retenue pouvant être supérieures ou égales à 10 m/s. Ce mécanisme est bien connu dans le type de terrain qui compose le versant (schistes liasiques).

La nature du rocher, l'origine glaciaire de la vallée, les indices géomorphologiques et l'analyse des photographies aériennes anciennes semblent montrer que l'ensemble du versant est constitué de glissements "fossilisés", qui se réactivent régulièrement (tous les 10, 50, 100 ou 1000 ans).

Cette réactivation peut être liée à plusieurs phénomènes déclencheurs mineurs : fonte nivale, séisme ou plus probablement "le temps qui passe" (ou "vieillesse"), par fatigue des matériaux rocheux.

Le glissement peut se décomposer comme suit :

- des glissements superficiels guidés structurellement par la conjonction des joints stratigraphiques avec une famille de discontinuités sensiblement parallèle à la vallée, isolant de petits dièdres pour des volumes unitaires de quelques dizaines de milliers de m³ (conformes au PPI). Ces glissements superficiels coiffent la partie haute du glissement d'ensemble et évoluent de manière régressive, un petit glissement en appelant un autre, le tout échelonné dans le temps ;
- un glissement d'ensemble, plus profond (pouvant atteindre la cote du tunnel), qui se présente comme suit:
 - dans sa moitié supérieure, la conjonction d'une paléocrevasse à l'Est (appartenant à la famille subparallèle à la vallée) et d'un plan crénelé à l'Ouest (prise en relai de joints stratigraphiques) individualise un « grand dièdre » ;
 - dans sa moitié inférieure, la ligne de rupture se poursuit au travers du massif rocheux jusque dans la retenue. Ce mode de rupture s'apparente à un glissement de type « rotationnel », mais toutefois à grand rayon de courbure.

La cinématique d'évolution du glissement est caractérisée par l'apparition d'une niche d'arrachement sommitale avant qu'une rupture du pied du glissement soit constatée (Figure 6). La surface de rupture s'est donc développée du haut vers le bas, graduellement, avec notamment une fissure latérale Ouest se propageant avec le temps de haut en bas.



Figure 6 : Evolution du glissement du 23/04/2015 (à gauche) au 21/07/2015 (à droite) – vue globale (haut) et pied du glissement (bas)

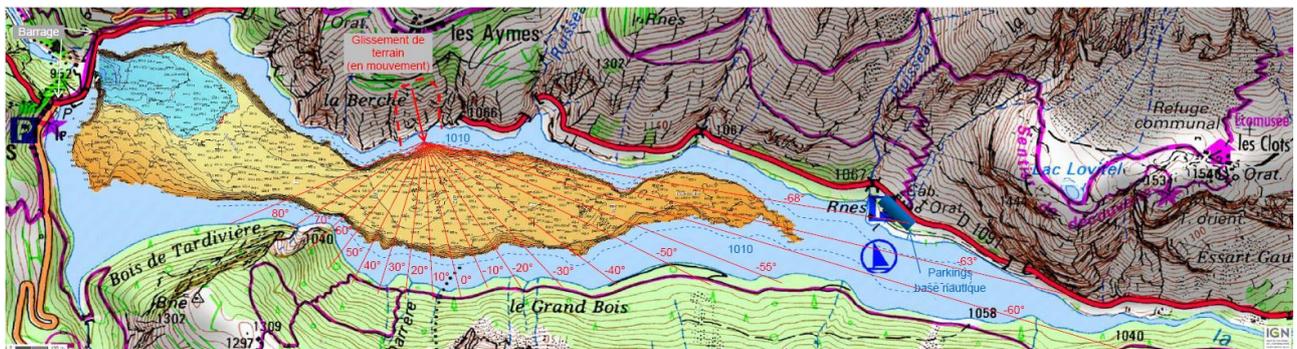
3.2.4 Evaluation du risque hydraulique

Par la méthode de Heller

Pour le lac du Chambon et à la demande de la préfecture de l'Isère et du service de contrôle (DREAL Auvergne-Rhône-Alpes), cette méthode a permis d'évaluer avec une très grande réactivité le risque de vague aux points sensibles de la retenue en fonction des estimations de volume, de vitesse et des évolutions du glissement tout au long de l'été 2015.

Les zones suivantes ont été étudiées :

- Le barrage,
- La retenue elle-même pour estimer le risque couru par les embarcations assurant la navette entre l'amont et l'aval du lac pendant la coupure de la route,
- La berge rive gauche du lac où une route « de secours » était en construction (ouverte en Décembre 2015),
- Le parking d'accès au chemin de randonnée GR50¹¹ situé en rive droite en amont du glissement.



¹¹ Ce GR a été utilisé par les habitants de la Romanche devant rejoindre Bourg d'Oisans pendant les périodes où les navettes fluviales ont été interrompues

Figure 7 : Points de calculs sur les berges.

Les paramètres suivants ont été étudiés :

Paramètres	Avant le glissement du 26-27 Juillet 2015	Après le glissement du 26-27 Juillet 2015
Volume du glissement	10 000, 600 000 et 1 000 000 m ³	100 000, 200 000 et 400 000 m ³
Vitesses	10 puis 25 à 35 m/s	10, 20 m/s
Cotes de retenue	1006, 1010, 1031.7 m NGF	1020, 1025 m NGF

Tableau 2 : Amplitudes des volumes, vitesse et cotes étudiées.

Avant l'épisode paroxystique du 26 et 27 Juillet 2015, cette méthode a permis de démontrer l'absence de risque pour le barrage dans toutes les configurations envisagées et de mettre en évidence un risque de submersion du chantier de route de secours sur la berge rive gauche. Dans la situation la plus défavorable testée (et peu probable), les hauteurs de run-up au barrage restaient inférieures à 5 m, les efforts sur la structure ne créant pas de risque pour la stabilité du barrage, même à la cote de 1031.7 m NGF (crête du barrage à 1042 m NGF). Avec les coefficients de sécurité pris en compte, pour une cote de retenue à 1006 m NGF, les hauteurs de run-up sur la berge rive gauche dépassaient légèrement la cote 1050 m NGF pour le cas le plus défavorable, niveau théorique de construction de la route. Cette méthode a ainsi permis d'effectuer la remontée de cote pour aider à la déstabilisation du glissement en toute sécurité et de définir les portions de berge exposées au risque de submersion.

Après l'épisode paroxystique du 26 et 27 Juillet 2015, cette méthode a permis de valider une remontée de cote de la retenue jusqu'à 1021 m NGF dans l'attente de calculs de modélisation plus approfondis pour affiner la caractérisation du risque. En effet, avec les coefficients de sécurité pris en compte, la révision des volumes du glissement et l'altitude réelle de la route rive gauche construite, la revanche disponible (pour une cote de retenue à 1021 m NGF) entre la cote atteinte par le run-up et la route devient inférieure à 1 m en certains points. En outre, il est à noter que la poursuite de la surveillance du glissement par le CD38 permet de détecter toute modification de comportement et donc d'anticiper un risque de réactivation, qui ne saurait être brutal.

Par les modélisations TELEMAC

Un modèle a été réalisé pour la retenue et les berges du Chambon. La bathymétrie de 2011 et la topographie issue d'un LIDAR réalisé après le 27 Juillet 2015, ont été utilisées pour créer le modèle numérique de terrain

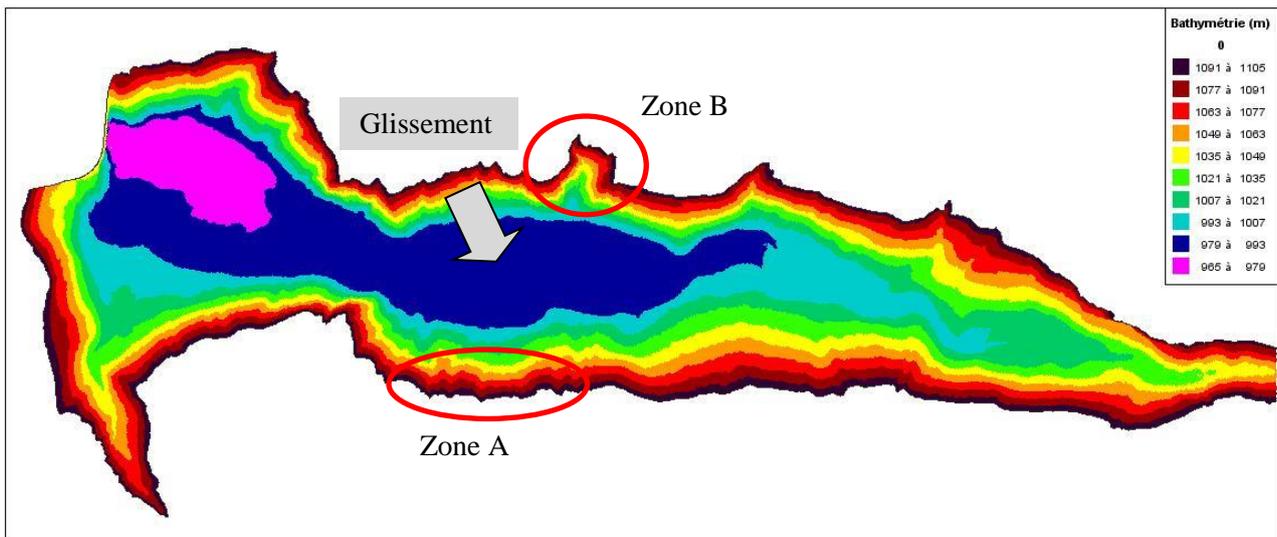


Figure 8 : Topographie et bathymétrie du lac du Chambon.

Pour faciliter la programmation du glissement de terrain, une géométrie simple (Figure 9) de ce dernier a été utilisée. Cette modélisation prend en compte une dispersion du glissement sous l'eau (Figure 9). Ainsi, le glissement s'élargit et diminue en épaisseur en conservant son volume une fois dans la retenue pour simuler au mieux ce qui pourrait se produire dans la réalité.

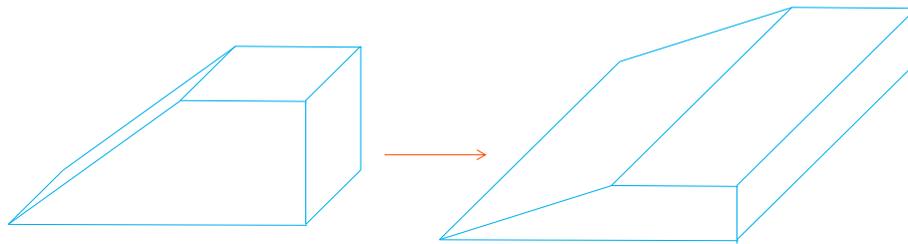


Figure 9 : Evolution sous-marine du glissement.

Dans un premier temps, les mêmes hypothèses que pour le dernier cas modélisé avec la méthode de Heller ont été retenues : une cote de retenue à 1020 m NGF, un volume de glissement de 200 000 m³ et une vitesse de glissement de 10 m/s ont été testés pour comparer les résultats des deux méthodes.

Dans l'axe du glissement (zone A, Figure 8), des hauteurs de vague (hors coefficient de sécurité) proches ont été trouvées pour les 2 méthodes, avec des hauteurs de run-up plus faibles pour TELEMAC (13 m contre 20 m pour Heller). A proximité du glissement au fond d'une crique (zone B), la modélisation TELEMAC met en évidence une zone de fort run-up (environ 15 m). Ce run-up n'aurait pas pu être calculé avec la méthode Heller étant donné la forte influence de la géométrie de la retenue dans cette zone. Au barrage, les hauteurs de la première vague sont proches (de l'ordre de 1 m, run-up de 1,5 m). Toutefois, Telemac met en évidence le risque qu'une vague secondaire soit plus élevée du fait de phénomène de réflexions multiples (hauteur maximale atteinte au cours de la simulation : ~2m).

Dans un second temps, les cas envisagés dans le scénario 2 du modèle géologique ont été modélisés. Il a été mis en évidence que le cas 50 000 m³ à 20 m/s était en limite d'utilisation de la méthode et un coefficient de sécurité a pu être déterminé par comparaison de la méthode de Heller et de la modélisation.

Les modélisations TELEMAC et le fait d'avoir des résultats proches issus de 2 méthodes d'approches très différentes ont permis de gagner des marges de sécurité par rapport à l'utilisation de la seule méthode de Heller et nous permet d'être en confiance pour remonter la cote de la retenue jusqu'à la cote 1031.7 m NGF. Ces approches et études ont été soumises au service de contrôle et aux géologues des autres entités concernées (CD38, CEREMA, RTM) pour validation permettant l'autorisation préfectorale de remontée du plan d'eau.

4. CONCLUSION

4.1 Une approche graduée et complémentaire entre géologie et hydraulique

L'expérience d'EDF permet aujourd'hui d'étudier les glissements de terrain et les risques hydrauliques induits à l'aide d'une démarche graduée.

Pour les glissements, les PPI et les études de la stabilité des versants pour les dossiers passant devant le CTPBOH permettent d'évaluer au mieux les caractéristiques d'un potentiel glissement dont le type (granulaire ou monolithique), la forme (volume, largeur, épaisseur) et la vitesse.

A partir de ces caractéristiques, le risque de vague induite peut être évalué à partir de deux méthodes. La méthode de Heller qui permet une évaluation rapide du risque à travers un ordre de grandeur ne prenant pas en compte les particularités d'une retenue ou les phénomènes de réflexion pouvant exister. La modélisation hydraulique à l'aide du logiciel TELEMAC permet une seconde évaluation plus approfondie du risque de vague prenant en compte la réalité du terrain. Ces deux méthodes sont adaptées aux glissements granulaires. Pour les glissements monolithiques, des formules existent pour déduire les conséquences hydrauliques à partir des résultats obtenus pour un glissement granulaire de caractéristiques similaires.

4.2 Des améliorations à envisager pour certains types de glissement

Quelques glissements potentiels peuvent encore aujourd'hui avoir des caractéristiques ne permettant pas de les étudier avec les méthodes développées au sein d'EDF. La réalisation d'un modèle physique en dernier recours est toujours possible. De plus, aujourd'hui, dans le monde de la recherche, des approches intéressantes sont développées en modélisation 3D ou en SPH (*Smoothed particle hydrodynamics*) laissant envisager à moyen terme l'émergence de nouveaux outils encore plus précis.

REMERCIEMENTS

Nous tenons à remercier tous nos collaborateurs ayant contribué à cette étude concernant le glissement du Chambon et en particulier le géologue Romain Jarlan et les exploitants François Taule et Louis Guingot.

RÉFÉRENCES ET CITATIONS

- [1] Detrembleur, S. (2002). Etude des hydrogrammes de surverse et de la ruine des barrages consécutives à des glissements de terrain dans la retenue. Mémoire. Faculté des Sciences Appliquées, Université de Liège
- [2] Fritz, H. M. (2002). Initial phase of landslide generated impulse waves. Dissertation 14871, ETH Zürich, Zürich.
- [3] Heller, V. (2008). Landslide generated impulse waves : Prediction of near field characteristics. Dissertation 17531, ETH Zürich, Zürich.
- [4] Heller, V., Hager, W. H., Minor, H.-E. (2009). Landslide generated impulse waves in reservoirs : Basics and computation. VAW-Mitteilung 211, ed. ETH Zürich, Zürich
- [5] Huber, A., Hager, W. H. (1997). Forecasting impulse waves in reservoirs. Proc. 19th Congrès des grands barrages, Florence C.31:993-1005. ICOLD, Paris.
- [6] Kamphuis, J. W., Bowering, R. J. (1972). Impulse waves generated by landslides. Proc. 12th Coastal Engineering Conference, Washington DC, 1:575-588. ASCE, New York.
- [7] Kofoed-Hansen H., Cifres Giménez E., Kronborg P. (2001). Modelling of landslide generated waves in MIKE 21. 4th DHI Software Conference, Helsingør, Denmark, 21p.
- [8] Müller, D. (1995). Auflaufen und Überschwappen von Impulswellen an Talsperren. VAW-Mitteilung 137, Vischer, D., ed. ETH Zürich, Zürich
- [9] Panizzo, A., De Girolamo, P., Petaccia, A. (2005). Forecasting impulse waves generated by subaerial landslides. Journal of geophysical research 110 C12025:1-23
- [10] Zweifel, A. (2004). Impulswellen : Effekte der Rutschdichte und des Wassertiefe. Dissertation 15596, ETH Zürich, Zürich.
- [11] Selmi, J., Fruchart, F. (1990). Etude sur modèle réduit du glissement de Léaz dans la retenue de Génissiat. La Houille Blanche n°1-1990 p61-71

**APPLICATION DE LA MÉTHODE DES DOMMAGES INCRÉMENTAUX
RELATIVE AUX ÉVACUATEURS DE CRUES DE BARRAGE EN FRANCE :
PROPOSITION D'UN CADRE MÉTHODOLOGIQUE
PAR UN GROUPE DE TRAVAIL DU CFBR**

*Transposition of incremental damages approaches for the safe design of
dam spillways in France: a methodological framework proposed
by a CFBR (French-COLD) Working Group*

DOI : 10.24346/cfbr_colloque2016_c03

Thomas ADELINÉ Consultant pour ISL-ingénierie adeline@taconseils.fr	Denis AELBRECHT EDF-CIH denis.aelbrecht@edf.fr	Benoit BLANCHER EDF-CIH benoit.blancher@edf.fr
Claudio CARVAJAL IRSTEA claudio.carvajal@irstea.fr	Etienne FROSSARD Didier MAZEL Tractebel Eng. Coyne & Bellier etienne.frossard@tractebel.engie.com didier.mazel@tractebel.engie.com	Claude GUILBAUD Vincent LEFEBVRE ARTELIA Claude.guilbaud@arteliagroup.com
Patrick LE DELLIU MEEM / BETCGB patrick.ledellou@developpement-durable.gouv.fr	Jacques de SAINT-SEINE David OUF CNR j.desaintseine@cnr.tm.fr d.ouf@cnr.tm.fr	

Contact : Denis AELBRECHT

EDF-CIH – Savoie Technolac, 73373 Le Bourget du Lac, France
Téléphone : +33 (0)4.79.60.61.81, Email : denis.aelbrecht@edf.fr

MOTS CLÉS

Évacuateurs de crue, sûreté, risques, dommages, incrément, analyse coûts-bénéfices (ACB)

RÉSUMÉ

Fin 2013, le Comité Français des Barrages et réservoirs (CFBR) a lancé un nouveau Groupe de Travail (GT) visant à développer et si possible, tester une méthode transposant le concept des « dommages incrémentaux » dans le contexte Français pour le dimensionnement ou la vérification des évacuateurs de crue de barrage. La présente communication dresse un bilan provisoire quasi-final des travaux de ce GT-CFBR. Les principales étapes méthodologiques sont décrites, en insistant sur la référence à des guides, référentiels ou pratiques déjà existants, notamment le recours à des approches coûts-bénéfices, explicitement mentionnés dans un projet d'arrêté réglementaire relatif aux crues. Trois études pilotes ont permis de tester les options méthodologiques et d'en démontrer le caractère opératoire. Les bases de possibles critères d'acceptabilité permettant de démontrer le caractère disproportionné d'un investissement au regard du gain en sécurité réellement apporté sont posées, et feront l'objet de derniers échanges avant la parution du guide final prévu fin 2016.

ABSTRACT

At the end of 2013, the French Committee on Dams and Reservoirs (CFBR or French-COLD) launched a new Working Group (WG) on the issues of incremental damage analysis for the safe design and assessment of dam spillways. The present paper gives nearly final conclusions of the works conducted within this WG. It presents the main methodological steps

which have been developed using as much as possible existing guidelines, especially cost-benefit analysis frameworks, in the perspective of a new legislation on flood risk for dam safety not yet enforced. The methodology has been tested on three case studies. Its feasibility is thus demonstrated. Possible acceptability or tolerability criteria has been proposed, using economic, non-economic or hybrid metrics, to evaluate the proportionality of an investment required by a new legislation with respect to its effective safety value. These criteria will still be discussed in the next months before the release of the final CFBR guide (in late 2016 hopefully).

AVERTISSEMENT

La présente communication présente l'état d'avancement des travaux du Groupe de Travail (GT) « dommages incrémentaux » du Comité Français des Barrages et Réservoirs (CFBR) à Mars 2016, non encore approuvés par la Commission Exécutive du CFBR. Elle ne préjuge pas d'éventuelles évolutions ultérieures, qui pourraient être induites soit (1) par de nouvelles informations discutées au sein du GT-CFBR, (2) soit par des demandes formulées par la Commission Exécutive du CFBR lors de la phase d'approbation. Le lecteur est donc invité à s'informer de la disponibilité du livrable final (guide) postérieurement à la présente communication.

11. INTRODUCTION : MOTIVATIONS DE LA DÉMARCHE DU CFBR

Le CFBR a publié en juin 2013 des recommandations pour le dimensionnement des évacuateurs de crues [1]. Les recommandations proposent, pour le contexte français, des critères de dimensionnement vis-à-vis (1) des cotes de Plus Hautes Eaux (PHE) et (2) des situations pour lesquelles la cote de retenue atteint la cote de danger, en tenant compte des risques de dysfonctionnement de l'évacuateur de crues.

Un projet d'arrêté ministériel, dit « arrêté technique » dont la publication est envisagée au deuxième semestre 2016, s'est inspiré pour les crues de ces recommandations en modulant les deux types de critères (vérification à PHE et vérification à la cote de danger) en fonction de la classe du barrage. On rappelle ici que la classe du barrage, définie par le décret du 11 décembre 2007 [2] et modifiée par celui du 12 mai 2015 [3], est fixée à partir de critères géométriques (la hauteur du barrage et le volume de la retenue) sans faire appel directement au risque aval, sauf, si nécessaire, pour surclasser un barrage. Dans le contexte français, le critère global en $H^2 \cdot \sqrt{V}^{12}$ qui intervient dans la définition des classes, est considéré comme représentatif de la dangerosité moyenne de l'ouvrage. Parallèlement, les études de dangers exigées au titre du décret [2] pour les barrages des classes A et B, précisent les risques (au sens de la probabilité des scénarios et de leurs conséquences, notamment vis-à-vis des avalisants) ; toutefois la réglementation ne définit pas à ce jour des critères d'acceptabilité des risques.

Le chapitre 5.6 des recommandations du CFBR [1] expose une méthode de détermination de l'occurrence des crues de danger, voire potentiellement des crues de dimensionnement, par la méthode des dommages incrémentaux directement inspirée de la réglementation québécoise [4] et [5]. Ce chapitre encourageait le CFBR à poursuivre ses réflexions sur ce type de méthode, et le présent article rend compte des propositions du GT lancé par le CFBR à cet effet fin 2013.

Le projet d'arrêté ministériel précité ne permet pas explicitement le recours à des critères de dimensionnement autres que ceux qu'il expose. Toutefois, son article 50 permet pour les ouvrages existants, dans son projet de rédaction actuel (à novembre 2014), une démarche dérogatoire « *s'il est démontré, au travers d'une analyse coût-bénéfice, que la mise en conformité de l'ouvrage pour lequel la dérogation est demandée nécessite des travaux disproportionnés par rapport aux gains prévisibles en matière de sécurité et s'il est démontré que les enjeux exposés à l'aval de l'ouvrage susceptibles d'être mis en danger en cas de rupture de l'ouvrage sont suffisamment réduits* ». Ce futur cadre réglementaire a largement orienté les réflexions du GT-CFBR pour proposer une méthodologie et des critères de comparaison entre deux niveaux de dimensionnement de l'évacuateur de crue d'un ouvrage, typiquement et pour un ouvrage existant : (i) la capacité actuelle et (ii) celle respectant les critères « nominaux ». Cette méthodologie pourra servir à la mise en œuvre d'un recours dérogatoire au titre de l'article 50 du projet d'arrêté.

¹² H : hauteur caractéristique du barrage (en m) ; V : volume caractéristique du réservoir (en hm³)

Il s'agit d'une démarche originale, même si elle a pu s'appuyer sur des réflexions antérieures. Outre la pratique québécoise à l'origine de la démarche, on pense ici à la définition de risques acceptables (voir par exemple les publications australiennes ou hollandaises, le bulletin 130 de la CIGB [6]), à la définition du principe ALARP¹³ de réduction des risques « autant que raisonnablement possible » très proche de l'approche dérogatoire autorisée par la future réglementation.

On a également bénéficié des concepts, méthodologies et référentiels pratiqués et reconnus en France, notamment dans le domaine de la prévention du risque inondation (guides Direction Générale de la Prévention des Risques, DGPR), et de l'évaluation socio-économique des investissements publics (Commissariat Général à la Stratégie et à la Prospective, CGSP), et qui font explicitement appel à des Analyses Coûts/Bénéfices (ACB).

2. CADRE MÉTHODOLOGIQUE D'ENSEMBLE

2.1 Principes directeurs de la méthode

Les principes qui ont prévalu à l'élaboration du cadre méthodologique présenté ci-après sont les suivants :

Principe 1 : Se rapprocher le plus possible des termes du projet de futur arrêté crue/séisme

Il s'agit d'élaborer une méthode conforme à l'esprit d'application de l'Article 50 du projet d'arrêté réglementaire ou « arrêté technique » crue/séisme évoqué au §.1 (dans sa version projet de Nov. 2014 connue des auteurs), comme rappelé en introduction (notamment le recours aux analyses coûts-bénéfices).

Principe 2 : S'appuyer sur des référentiels existants

Une attention particulière est portée à l'utilisation de guides et référentiels existants, français pour la plupart, en particulier des guides d'évaluation économique des politiques publiques, qui propose une méthodologie de base pour les ACB [7]. Si une approche ACB n'est pas adaptée, le recours à une Analyse Multi-Critères (AMC), qui constitue une généralisation des ACB fondée sur des critères à échelles multi-métriques, pourra être envisagé [8].

De même, les services de l'Etat ont élaboré des guides de référence en matière d'évaluation économique des dommages occasionnés par des inondations et il a été jugé nécessaire et pertinent de se référer en particulier aux Annexes Techniques de la référence [8].

Enfin, les scénarios de rupture d'ouvrages pourront faire référence aux informations disponibles concernant la stabilité des ouvrages : conclusions des Etudes de Dangers (EDD), conclusions des études de stabilité, d'expertises disponibles, etc ...

Principe 3 : Proposer une méthode offrant des réponses concrètes pour le Maître d'Ouvrage

En pratique, le gestionnaire d'un ouvrage se pose la question suivante :

« dois-je mettre le dimensionnement des ouvrages de mon aménagement vis-à-vis du passage des crues en conformité avec les futures exigences nominales réglementaires ? »

ou

« est-ce que le ou les ouvrages actuels ont un dimensionnement jugé acceptable au regard des dommages incrémentaux qu'ils peuvent induire en cas de défaillance au-delà d'un certain niveau de crue ? »

L'évaluation du gain de sécurité se fait en considérant :

- (i) la situation actuelle de l'ouvrage : dimensionnement des ouvrages qu'on nommera **DO** et qui recouvre : la capacité de l'Evacuateur de Crue (EVC), notamment sa débitance, la PHE, la revanche, ... ;

¹³ ALARP : As Low As Reasonably Possible

- (ii) et la situation de mise en conformité réglementaire (par laminage, nouvel EVC, nouvelle PHE,...) : dimensionnement des mêmes ouvrages que l'on nommera **D_reg**, retenue comme **situation de référence** pour toute la suite du document.

Le cas échéant, on peut être amené à rechercher la pertinence d'un dimensionnement intermédiaire D_i , entre les situations D_0 et D_{reg} , car jugé acceptable au regard des dommages incrémentaux.

Principe 4 : Distinguer les dommages aux personnes et aux biens

La quantification des dommages se fait en distinguant les dommages aux personnes et les dommages aux biens, pour chaque scénario étudié (avec et sans rupture d'ouvrage ; pour les dimensionnements D_0 et D_{reg}), puis calcul des « incréments » en recherchant toujours à s'appuyer sur des référentiels et méthodes existants.

Les critères d'acceptabilité, qu'ils soient à base de métriques économiques ou non économiques, pour juger du caractère faible des dommages incrémentaux, et du caractère « disproportionné » des coûts de mise en conformité, constituent en eux-mêmes une question essentielle, qui est largement discutée dans la présente communication.

Principe 5 : Elaborer une approche graduelle et progressive, adaptée à la complexité des situations

Dans les situations particulières où les enjeux sont nuls ou quasi-nuls en raison d'une absence de vulnérabilités, l'approche doit pouvoir être facilement mise en œuvre sans rentrer dans la comptabilisation des dommages, qui deviennent *de facto* sans objet.

2.2 Séquence méthodologique globale

On décrit dans le logigramme de la Figure 7 la séquence des principales étapes de la méthode, telle que proposée à ce jour par le GT-CFBR. L'enchaînement des étapes conduit in fine à l'examen de deux critères, l'un pour traiter de la question de l'acceptabilité des dommages incrémentaux aux personnes (critère 1), l'autre celle relative à l'acceptabilité des dommages aux biens (critère 2). Ces deux critères doivent permettre de juger de la possibilité de déroger ou non aux règles nominales de dimensionnement fixées par l'arrêté.

3. DONNÉES D'ENTRÉE NÉCESSAIRES (ETAPE A)

3.1 Données hydrologiques et hydrauliques

La compréhension globale du fonctionnement des cours d'eau et de leurs zones inondables nécessite un jeu de données élargi prenant en compte l'ensemble du bassin versant dans lequel ils s'inscrivent de même que l'historique des événements passés.

D'un point de vue pratique, les données de base incontournables de l'étude sont :

- l'évaluation hydrologique des débits des crues extrêmes, éventuellement saisonnalisée en cas de corrélation marquée entre présence humaine et saisons, y compris ceux des principaux affluents ;
- l'évaluation des caractéristiques hydrauliques des écoulements des crues dans la plaine alluviale qui nécessite le recueil des données topographiques de la plaine alluviale et des ouvrages anthropiques qui la traversent ainsi que l'ensemble des données nécessaires au calage des modèles de simulation des écoulements des crues.

La collecte des dossiers administratifs officiels afférents au risque d'inondation de la vallée (PPRI, ...) ainsi que celle des études des projets de lutte contre les inondations (PAPI, Contrat de Rivière, SAGE,...) permettra d'assurer une cohérence dans l'ensemble de ces évaluations.

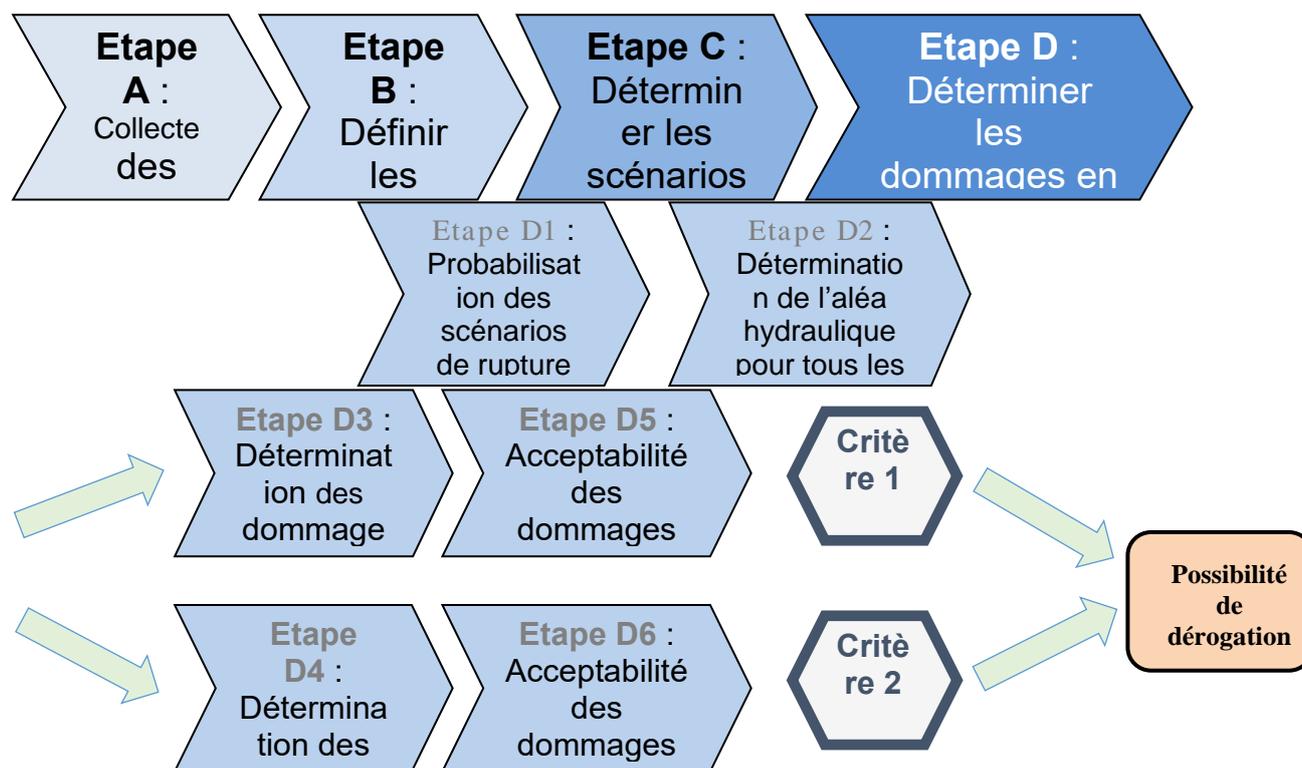


Figure 7 – Séquence méthodologique d'ensemble

3.2 Données concernant le barrage de retenue

Il sera constitué une base documentaire de l'ouvrage qui comprendra en particulier :

- l'évaluation de la capacité (débitance, ...) des organes d'évacuation du barrage, y compris le déversement par-dessus la crête du barrage et en considérant le cas échéant l'influence du noyage aval, ainsi que les débits d'évacuation associés au projet de mise en conformité du barrage vis-à-vis des exigences réglementaires ;
- l'évaluation structurelle de la stabilité du barrage ;
- l'évaluation sommaire de la solution technique de mise en conformité jugée la plus pertinente, de même que son coût approximatif ;

Une visite de terrain, agrémentée de son rapport photographique et d'une évaluation préliminaire des caractéristiques hydrauliques du cours d'eau (coefficients de Strickler), pourra avantageusement compléter et valider les données collectées.

3.3 Données liées aux enjeux et vulnérabilités du territoire

3.3.1 Les enjeux humains à considérer

Les populations à considérer sont celles susceptibles d'être présentes dans la vallée impactée au moment de la rupture. Cela comprend :

- La population résidente : il est recommandé d'estimer la population résidente en répartissant la population communale dans les logements recensés dans le cadre du calcul des dommages aux biens.
- Le personnel des entreprises implantées en zone inondable.
- Le public accueilli dans les ERP¹⁴.
- La population saisonnière le cas échéant (population de passage, emplois saisonniers, vacanciers, campeurs).

¹⁴ ERP : Etablissements Recevant du Public

Le cumul de ces catégories de personnes conduirait à une surestimation de la population exposée. En effet le risque de doublon est important entre les résidents, les actifs et le public des ERP (typiquement : un couple résident peut travailler dans la zone et inscrire ses enfants à l'école locale).

Il convient donc d'élaborer un ou deux scénarios réalistes, enveloppes au regard de la variabilité saisonnière possible pour certaines vallées, de répartition de la population dans les logements, les entreprises et les ERP. Par exemple, un scénario diurne et un scénario nocturne permettent de distinguer deux situations bien tranchées :

- Scénario diurne : la plupart des personnes sont sur leur lieu de travail ou dans les ERP (écoles, ...)
- Scénario nocturne : les personnes sont majoritairement dans leur logement et les entreprises et ERP sont pratiquement tous inoccupés.

Sources d'information : services déconcentrés du ministère (DDT/DDTM), des communes, des CCI, des chambres des métiers, des offices du tourisme ; des ERP, des entreprises, portail du ministère : <http://geoidd.developpement-durable.gouv.fr...>

3.3.2 Les enjeux matériels relatifs aux biens et aux activités

Les informations relatives aux enjeux matériels à collecter doivent avant tout permettre l'application des fonctions de dommages telles que fournies par [8]. Elles couvrent les segments suivants :

- **Les logements**

Sources d'information : cadastre MAJIC ou base de données IGN « BDtopo ».

Les dommages aux logements peuvent se calculer selon deux formules : au m² au sol ou bien à l'unité en différenciant les habitations à étages ou de plain-pied avec la présence ou non d'un sous-sol.

- **Les établissements publics**

Sources d'information : cadastre ou base de données IGN « BDtopo ».

Le calcul se fait au m² au sol du bâti ou groupe de bâti considéré. Les catégories d'établissements publics sont données dans le guide AMC inondation.

- **Les entreprises**

Le calcul des dommages aux entreprises se fait en fonction du type d'activité (code NAF), soit à l'unité soit par employé si cette information est connue. Il convient de signaler que les fonctions de dommages aux entreprises font l'objet d'un important travail de mise à jour par l'IRSTEA, en cours au moment de la rédaction du présent article.

- **Les ouvrages d'art et remblais divers**

L'ensemble des ouvrages anthropiques existants dans la vallée alluviale du type ponts, remblais routiers ou remblais SNCF, digues de protection,... ayant une incidence sur les écoulements des crues est à recenser. Leur destruction en cours de crue ou sous l'effet de l'onde de rupture du barrage est à envisager avec attention car, non seulement c'est un dommage matériel non négligeable mais elle peut provoquer des dommages collatéraux du fait de l'onde de leur rupture. Le critère le plus simple pour la ruine d'un ouvrage d'art est la charge maximale au-dessus du tablier. On admet communément que, pour un pont transversal à la vallée comme pour une digue conçue pour la protection contre les inondations, la ruine peut être envisagée si cette charge maximale dépasse 0,2 m.

Sources d'information : SNCF, DDT, Directions des routes, Syndicats intercommunaux de gestion de cours d'eau, ...

- **Les autres infrastructures**

Les stations de pompage, usines d'eau potable, stations d'épuration, transformateurs électriques, détendeurs de gaz, boîtiers Télécom,... peuvent être fortement endommagées par l'onde de rupture. Leurs gestionnaires peuvent fournir des indications de valeur de construction et/ou de remplacement des bâtiments et équipements impactés.

Sources d'information : EDF, ErDF, RTE, GrTGaz, régies, ...

3.3.3 Les dispositifs de prévention des crues

Afin d'évaluer les possibilités de réduire l'importance des dommages aux biens et aux personnes, on recensera les dispositifs de prévention des crues existants sur l'ensemble du secteur impacté par l'onde de rupture du

barrage et plus particulièrement les Plans Communaux de Sauvegarde, les systèmes d'alerte ou de prévision des crues ainsi que les plans ORSEC.

4. SIMULATION DES SCÉNARIOS DE RUPTURE ET NON RUPTURE

4.1 Définition des hypothèses de rupture en crue des ouvrages (Etape B)

Le mécanisme de rupture d'un barrage joue un rôle important sur la zone potentiellement inondée car il conditionne la géométrie et la cinétique de la brèche ou zone effacée de l'ouvrage.

Pour les barrages-voûtes, l'hypothèse la plus probable est l'effacement total et instantané. Pour les barrages à contreforts, on peut imaginer l'effacement instantané d'un premier plot suivi probablement de l'effacement successif des autres plots. Pour les barrages-poids (en béton ou en maçonnerie), la rupture serait quasi-instantanée par glissement ou basculement d'un ou plusieurs plots. Ainsi, en l'absence d'étude ou d'expertise spécifique relative à la stabilité des sections d'ouvrages, on peut considérer de manière sécuritaire, au moins en première approche, une rupture totale et instantanée pour le cas des barrages rigides.

Pour les barrages en remblai, en l'absence d'étude spécifique, le mode de rupture en crue le plus vraisemblable est la surverse (érosion externe). Pour ce mécanisme, la rupture d'un barrage en remblai est partielle et progressive. Ainsi, la géométrie et la cinétique de formation de la brèche sont à estimer par expertise à partir du retour d'expérience, à partir d'une formulation empirique type Molinaro, ou par une modélisation hydraulique à partir des formules de transport de solide.

Concernant les conditions hydrauliques, pour chacun des événements hydrologiques considérés, on détermine les cotes maximales du niveau d'eau en amont et en aval du barrage au moment de la rupture (en distinguant le cas des barrages rigides et le cas des barrages en remblai) afin de calculer ensuite l'hydrogramme de rupture du barrage qui est propagé vers la vallée.

Le comportement des barrages et autres ouvrages (ponts, digues, ...) situés à l'aval du barrage considéré joue aussi un rôle important sur la zone potentiellement inondée. En effet, supposer la rupture de ces ouvrages surestime l'inondation des zones en aval, mais sous-estime l'inondation des zones en amont (et vice-versa si on suppose leur tenue). Afin de représenter le comportement des ouvrages en aval, une condition de rupture peut être considérée dans la simulation hydraulique pour chacun de ces ouvrages en fonction d'une hauteur d'eau ou d'une vitesse atteinte par les écoulements.

Cette communication n'aborde pas le cas particulier de plusieurs barrages ceinturant le même réservoir.

4.2 Définition des scénarios hydrologiques de référence (Etape C)

Les crues de référence retenues pour déterminer l'aléa inondation sont celles associées aux scénarios de classes réglementaires des ouvrages :

- Classe A : 100, 300, 1 000, 3 000, 10 000, 30 000, et 100 000 ans.
- Classe B : 100, 300, 1 000, 3 000, 10 000, 30 000 ans,
- Classe C : 100, 300, 1 000, 3 000, 10 000 ans.

Elles sont caractérisées par leur hydrogramme dont le débit maximum et le volume auront la même occurrence. En l'absence d'étude hydrologique spécifique des concomitances entre bassins versants, il est recommandé en première approche que les crues des affluents situés en aval de l'ouvrage soient caractérisées par des hydrogrammes de fréquence dix fois supérieure et donc de période de retour dix fois inférieure (ex. 300 ans pour une crue de 3 000 ans du cours d'eau où se situe l'ouvrage). Le degré de concomitance de ces apports avec la crue du cours d'eau principal doit être justifié.

4.3 Probabilisation des scénarios de rupture (Etape D1)

La probabilisation des scénarios analysés nécessite d'affecter une probabilité au scénario de rupture de l'ouvrage, conditionné par l'occurrence de l'événement hydrologique.

En première approche, on peut supposer la probabilité conditionnelle de rupture du barrage en période de crue égale à 1 si la cote de la retenue est supérieure à la cote de danger, et égale à 0 dans le cas contraire.

Une approche plus approfondie (distribution continue de la probabilité de rupture) peut prendre en compte notamment des incertitudes associées à la détermination de la cote de danger (en s'appuyant notamment sur les résultats des études de dangers).

4.4 Modélisation hydraulique des scénarios d'inondation, sans et avec rupture (Etape D2)

L'impact d'une crue sur la zone qu'elle inonde, ses habitants, ses bâtiments, ses infrastructures et autres biens est caractérisé en particulier par des paramètres hydrauliques comme :

- L'étendue maximale de l'inondation ;
- La durée de l'inondation ;
- La hauteur locale de l'inondation ;
- La vitesse de montée de l'eau ;
- La vitesse locale de l'écoulement ;
- Les sédiments et embâcles transportés par l'écoulement ;
- Les temps disponibles pour gérer les plans de mise en sécurité des biens et des personnes.

La caractérisation de ces paramètres est fournie par une modélisation mathématique de simulation des écoulements en régime transitoire. Le type de modèle à mettre en œuvre (1D, 1D à casiers, 2D) est fonction de la précision attendue des résultats et de la complexité des écoulements à simuler.

La précision attendue dépend de la précision des modèles utilisés pour évaluer les dommages matériels et les enjeux humains, associée à leur sensibilité aux variations de ces paramètres hydrauliques. C'est ainsi que le coût des dommages aux biens dépendant de tranches de hauteur d'eau et peu de la vitesse d'écoulement, les résultats d'un modèle 1D suffisent. Par contre, l'évaluation des enjeux humains étant sensible aux paramètres hydrauliques (hauteur, vitesse d'écoulement,...), un modèle 2D est probablement nécessaire avec un modèle topologique d'une précision topographique suffisante et adaptée à la précision de l'évaluation des enjeux (humains en particulier).

En contrepartie, les crues de référence étant des crues fortes à très fortes, la prise en compte, dans la modélisation hydraulique, des ouvrages anthropiques situés dans la vallée alluviale tels que ponts, remblais ferroviaires, routes, digues de protection,... rend nécessaire la définition de leur mode de rupture. Ces ouvrages sont en effet dimensionnés pour résister à des crues de période de retour d'occurrence inférieure, en général, à la plus faible des crues de référence (à l'exception des ouvrages historiques ayant démontré leur résistance au fil des siècles). La topologie du modèle peut, de fait, être sensiblement simplifiée en rendant totalement transparent ces ouvrages dans la mesure où leur rupture au cours de la crue n'engendre pas d'incrément de dommages importants par rapport à un ouvrage totalement transparent.

Ce sujet de la précision attendue des résultats est cependant à tempérer du fait que l'usage de ces résultats s'inscrit dans une analyse incrémentale qui, par différence, en lisse les imprécisions. De fait, on se contente le plus souvent d'un modèle de simulation du type 1D, le modèle 2D pouvant être mis en œuvre localement pour, si besoin, affiner les résultats, d'autant plus que les critères de dérogation ne sont pas encore précisément établis. Enfin, l'hydrogramme de rupture de l'ouvrage est issu, soit du modèle hydraulique mis en œuvre, soit d'un modèle spécifique en fonction du type de l'ouvrage (ouvrage béton, ouvrage en terre,...) pour lequel la rupture à modéliser est plus ou moins brutale et instantanée.

5. DÉTERMINATION DES DOMMAGES AUX PERSONNES (ETAPE D3)

5.1 Périmètre géographique de comptabilisation : périmètre de base, périmètre réduit

Les enjeux humains à considérer sont ceux répertoriés au § 3.3.1. Le périmètre géographique de base pour cette comptabilisation est l'ensemble des tronçons de vallées impactées par l'onde de rupture du barrage pour le scénario le plus défavorable.

Une réduction du périmètre d'étude peut être obtenue en ne considérant que les tronçons de vallées pour lesquels l'incrément d'aléa (différence entre crue sans rupture et crue avec rupture) est influencé par le dimensionnement du barrage (actuel ou mis en conformité).

Il est important de rappeler que la comptabilisation des dommages, aux personnes ou aux biens, ne se restreint pas, comme dans les applications rencontrées de la législation en vigueur au Québec, à l'évaluation dans la zone d'incrément d'aléa inondation en plan X,Y [4] [5]. Dit autrement, un enjeu déjà touché lors d'un scénario sans rupture pourra conduire à un incrément de dommages induit par la rupture, si l'incrément d'aléa inondation (en hauteur, en vitesse) modifie les conditions de dangerosité affectant cet enjeu.

5.2 Principes de l'évaluation des dommages aux personnes

L'objectif est de déterminer les niveaux de danger aux personnes pour chaque cas de dimensionnement (D0 et D_reg), pour des cas réalistes de comportement (avec ou sans rupture) et pour l'ensemble des crues définies par ailleurs.

A travers des fonctions qui expriment les dangers aux personnes (population exposée, blessés, décès) en fonction des caractéristiques de l'aléa hydraulique (hauteur, vitesse, ...) et des populations présentes (scénarios diurne ou nocturne, alerte et secours, ...), le calcul des dommages doit aboutir à un **nombre évité moyen annuel** (NEMA) qui exprime l'impact du scénario considéré sur l'ensemble des enjeux du périmètre touché par l'onde de rupture. L'intégration sur l'échelle de probabilité annuelle, et les comparaisons entre les scénarios D0 et D_reg, permettent alors d'évaluer le NEMA - voir la Figure 8.

Le NMA_ref correspond à l'évaluation du nombre de victimes dans la situation de référence telle que décrite au principe 3 (cf. § 2.1), c'est-à-dire avec un dimensionnement d'ouvrage conforme.

On précise que l'évaluation ne prend pas en compte les comportements à risque de certaines personnes lors des épisodes de crue (ex. aller sauver sa voiture en sous-sol, comportements extrêmes, ...).

Il est donc essentiel de garder à l'esprit que les indicateurs de danger aux personnes recherchés ici sont utilisés davantage pour les différentiels entre scénarios que pour leur valeur absolue. Il en résulte par exemple que pour deux scénarios dont les lignes d'eau sont très proches (selon un ou des critères hydrauliques à adapter au cas par cas), on peut considérer que leurs dommages sont égaux. Il est inutile de mener deux calculs de dommages. Le maître d'ouvrage est donc fortement incité à mener préalablement une analyse fine des résultats de l'étude hydraulique avant de se lancer dans le calcul des dommages aux personnes.

A noter qu'il peut être recommandé, lorsque cela est possible, de calibrer la précision du modèle hydraulique employé en utilisant ce modèle sur des cas historiques réels éventuels disposant de données fiables, et se rapprochant idéalement du cas étudié (cas similaire de cours d'eau, vulnérabilité sensiblement identique à grosses mailles,...).

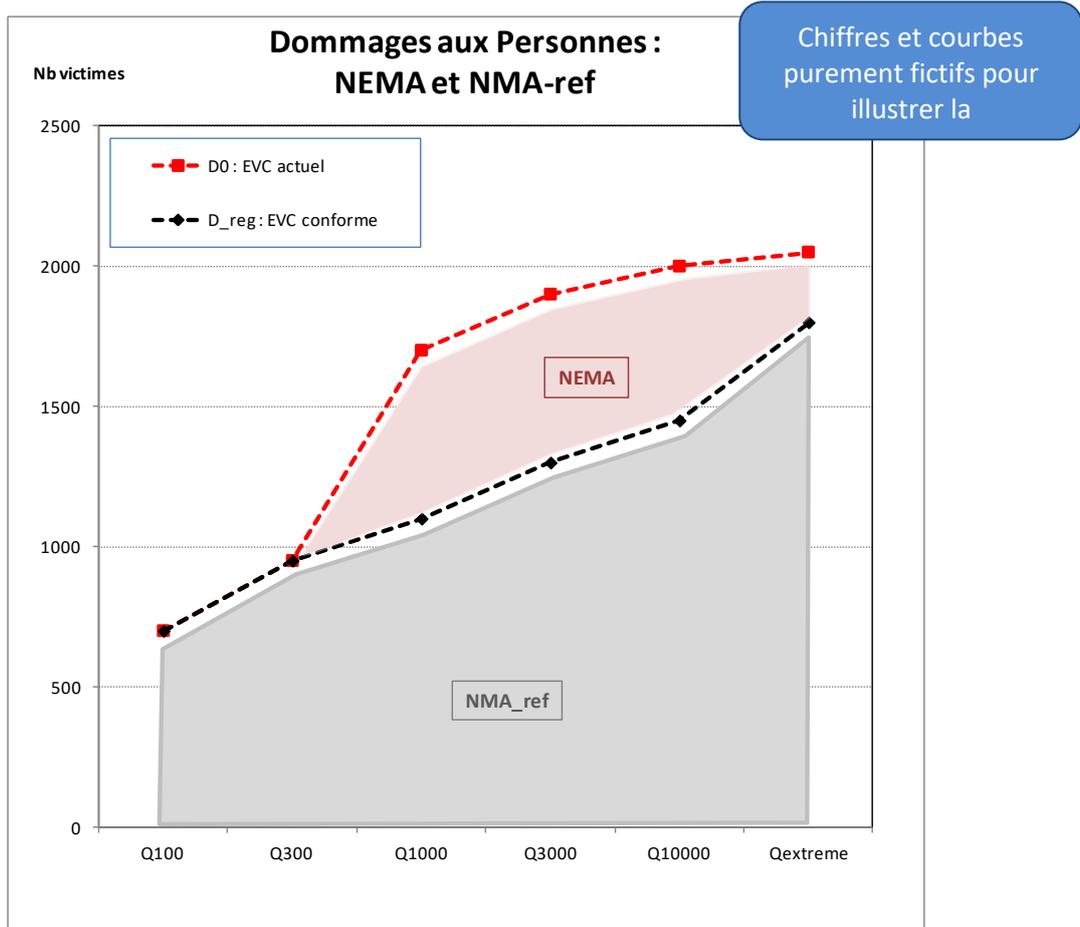


Figure 8 – Evaluation des dommages aux personnes pour chaque période de retour des crues, et détermination du NEMA

5.3 Estimation des dangers pour les personnes

Une méthode recommandée pour l'évaluation des dangers aux personnes est la méthode *Risk to people* ou encore méthode de Ramsbottom développée par le DEFRA (Royaume-Uni). Cette méthode se positionne entre les méthodes les plus globales et empiriques (méthodes de Graham et de Dekay & McClelland¹⁵ développées par l'USBR depuis les années 80), et les méthodes dynamiques récentes les plus élaborées (comme les méthodes *Life_Sim* et *Life_Safety_Model* développées respectivement par l'USACE et BC Hydro of Vancouver/HR Wallingford). On pourra se référer à [9] pour une description synthétique de l'ensemble de ces méthodes, et à [10] et [11] pour des détails sur la méthode *Risk-to-People*.

Selon cette méthode, l'évaluation des victimes passe par la quantification d'un indicateur d'aléa ou de danger D : $D = h \cdot (v + 0,5) + Fd$

avec :

- h : hauteur d'eau (m)
- v : vitesse de l'écoulement (m/s)
- Fd : facteur de « débris » ou embâcles, compris entre 0 et 1, et fonction de la hauteur d'eau et du potentiel de production d'embâcles du bassin (cf. Tableau 3).

Hauteur d'eau	Pâturages / terres arables	Forêt	Urbain
0 à 0,25 m	0	0	0

¹⁵ Ces méthodes ne tiennent pas compte des paramètres hydrauliques locaux (hauteur et vitesse), ce qui ne permet pas d'évaluer finement l'effet d'un nouvel évacuateur conforme à l'arrêté

0,25 à 0,75 m	0	0,5	1
h > 0,75 m et/ou v > 2 m/s	0,5	1	1

Tableau 3 – Valeurs du facteur de « debris » ou embâcles, Fd

Le nombre de victimes est ensuite calculé à partir des populations potentiellement impactées (PPimp) et de l'indice de danger D, via une estimation du nombre de blessés. Les détails d'application de la méthode seront précisés dans le guide final du GT-CFBR.

Certaines des méthodes, dont la méthode *Risk-to-People*, peuvent tenir compte de la possibilité d'une alerte aux populations. Les résultats peuvent différer considérablement suivant qu'une anticipation et une alerte sont possibles.

D'autres méthodes d'évaluation des dommages aux personnes sont en cours de test (USBR-RCEM, Jonkman, ...); les résultats ne sont cependant pas encore disponibles pour être reportés dans la présente communication.

6. DÉTERMINATION DES DOMMAGES AUX BIENS (ETAPE D4)

6.1 Périmètre typologique et géographique de comptabilisation : périmètres de base et réduit

Les enjeux matériels relatifs aux biens à considérer sont ceux répertoriés au § 3.3.2. Concernant le périmètre géographique des enjeux, les mêmes éléments que ceux développés au § 5.1 peuvent être utilisés pour définir puis réduire le périmètre de comptabilisation des dommages, lorsque l'influence de l'incrément d'aléa devient insignifiante.

Les dommages à ces enjeux matériels doivent suffire à pouvoir justifier ou non l'investissement nécessaire pour une mise en conformité du barrage.

Sont *a priori* exclus des dommages à évaluer :

- Les dommages au barrage lui-même ;
- Les dommages aux surfaces cultivées ;
- Les dommages à l'environnement ;
- Les dommages au patrimoine culturel.

En effet le but du projet d'arrêté « crue et séisme » est de s'assurer que les maîtres d'ouvrage des barrages garantissent un niveau de sécurité satisfaisant vis-à-vis des tiers. Les dommages au barrage lui-même, dus à une perte totale ou partielle de l'ouvrage en cas de ruine, ne doivent donc pas être intégrés à l'analyse.

Selon les méthodes nationales en vigueur, les dommages aux surfaces cultivées supposent des calculs complexes faisant intervenir une cartographie spécifique à la parcelle et de nombreux paramètres hydrauliques (hauteur d'eau, vitesse de courant, durée de submersion) à des résolutions exigeantes (vitesses par tranche de 0,5 m/s, durée à la journée près, ...). C'est pourquoi dans une première approche il n'est pas recommandé d'inclure les surfaces cultivées dans le calcul. Seuls des cas très spécifiques où l'agriculture joue un rôle particulièrement prépondérant dans l'économie de la vallée impactée par la rupture du barrage (en particuliers pour les vignes, les arbres fruitiers, les maraîchages et les cultures sous serres) peuvent conduire à intégrer les surfaces cultivées dans l'évaluation des dommages, en simplifiant si besoin la méthode.

Le milieu naturel et le patrimoine culturel n'ont pas fait jusqu'alors l'objet de méthodes éprouvées de monétarisation des dommages en crue. Ces enjeux doivent toutefois être cités dans l'analyse pour une bonne compréhension d'ensemble des impacts d'une rupture du barrage. De façon générale, l'ensemble des enjeux non monétarisés peut être intégré à l'analyse si cela permet une compréhension plus fine du territoire impacté.

6.2 Principes de l'évaluation économique des dommages aux biens

L'objectif ici est de déterminer les dommages monétaires aux biens pour chaque cas de dimensionnement (D0, ou dimensionnement mis en conformité D_{reg}), pour des cas réalistes de comportement (avec ou sans rupture) et pour l'ensemble des crues définies par ailleurs.

Comme précisé au § 2.1, la présente approche incite prioritairement à employer les méthodes de calculs des dommages déjà préconisées au plan national dans le domaine de la gestion du risque inondation. En particulier le guide [8] fournit un ensemble de recommandations sur l'identification des enjeux et le calcul des dommages en crue. A travers des fonctions qui expriment le montant des pertes en euros en fonction des caractéristiques de l'aléa hydraulique (hauteur, vitesse, ...) et des propriétés de l'enjeu (type et taille du logement, de l'entreprise, ...), le calcul des dommages doit aboutir à un *dommage évité moyen annuel* (DEMA) qui exprime l'impact du scénario considéré sur l'ensemble des enjeux du périmètre touché par l'onde de rupture (voir Figure 9). L'intégration sur l'échelle de probabilité annuelle, et les comparaisons entre cas de dimensionnement et de comportement du barrage, permettent alors de mener l'ACB complète.

Par symétrie avec l'évaluation des dommages aux personnes, le DMA_ref correspond à l'évaluation économique des dommages dans la situation de référence telle que décrite au principe 3 (cf. § 2.1), c'est-à-dire avec un dimensionnement d'ouvrage conforme aux exigences nominales.

De même que pour l'évaluation des dommages aux personnes, on considérera des évaluations identiques de dommages pour des crues dont les lignes d'eau sont très proches.

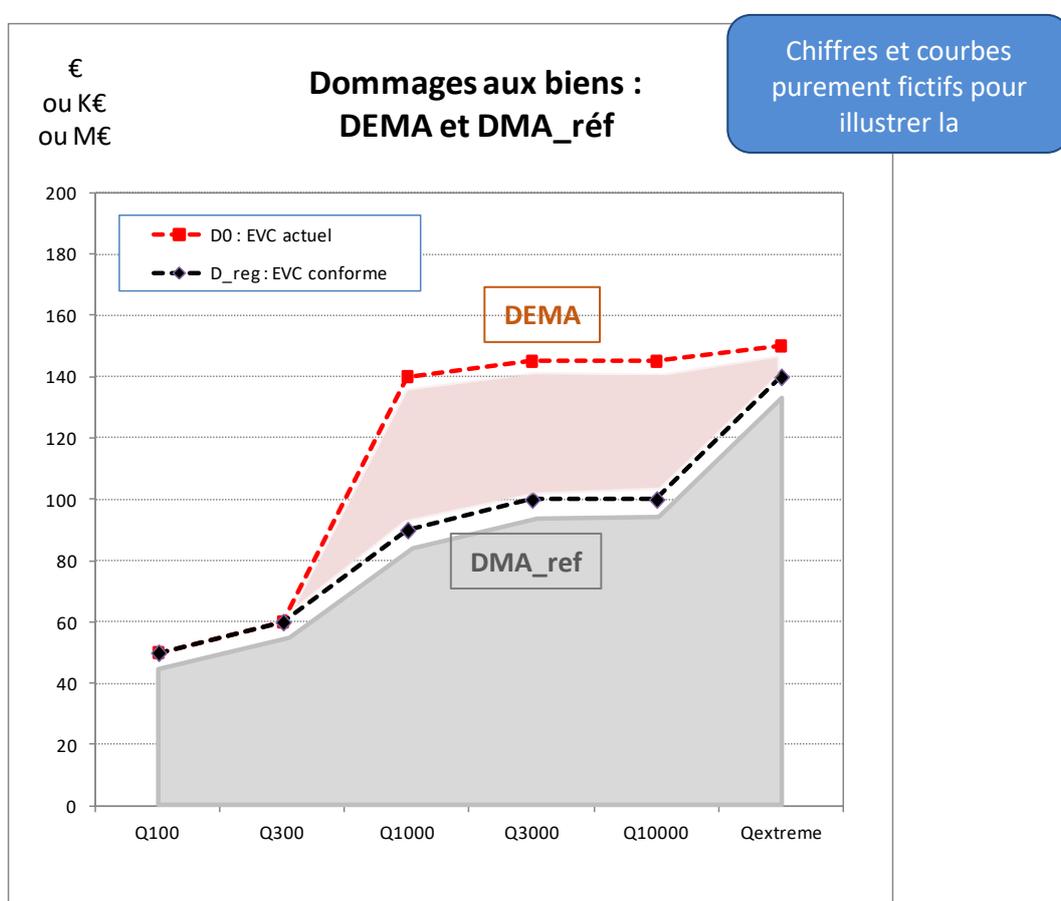


Figure 9 – Evaluation des dommages aux biens pour chaque période de retour des crues et détermination du DEMA

6.3 Calculs (économiques) des dommages aux biens

L'application des fonctions de dommages doit déboucher sur un montant pour chaque scénario (crue/dimensionnement/comportement) et par catégorie d'enjeux.

Le Tableau 4 et la Figure 10 qui suivent donnent une présentation type qui facilite la suite de la méthode. Une cartographie des enjeux impactés par le scénario le plus défavorable illustre le niveau de vulnérabilité de la vallée impactée. Cette cartographie est réalisée à l'échelle 1/25.000^{ème} ou plus précise.

Les enjeux mis hors d'eau sont mis en évidence (entourés d'un cercle, d'un triangle ou d'un carré) et les dommages évités grâce à la mise en conformité sont représentés par un dégradé de couleurs. Le maître d'ouvrage reste libre de proposer toute autre représentation iconographique plus adaptée aux vallées étudiées.

Crue (T, ans)	hypothèse sur le barrage	Logements	Entreprises	Usines AEP	Total
100	sans rupture	3 348 228 €	17 921 978 €	0 €	21 270 206 €
300	rupture	7 478 060 €	51 047 920 €	3 550 000 €	62 075 979 €
500	rupture	9 347 637 €	53 877 782 €	3 550 000 €	66 775 419 €
1000	rupture	11 094 896 €	60 073 443 €	3 550 000 €	74 718 339 €
3000	rupture	14 558 874 €	65 974 511 €	3 550 000 €	84 083 385 €
10000	rupture	16 020 763 €	68 624 199 €	3 550 000 €	88 194 962 €
33333	rupture	22 358 491 €	75 178 506 €	3 550 000 €	101 086 996 €

Tableau 4 – Exemple de présentation des dommages¹⁶ pour un barrage dans son état actuel (ISL, d’après étude pilote)

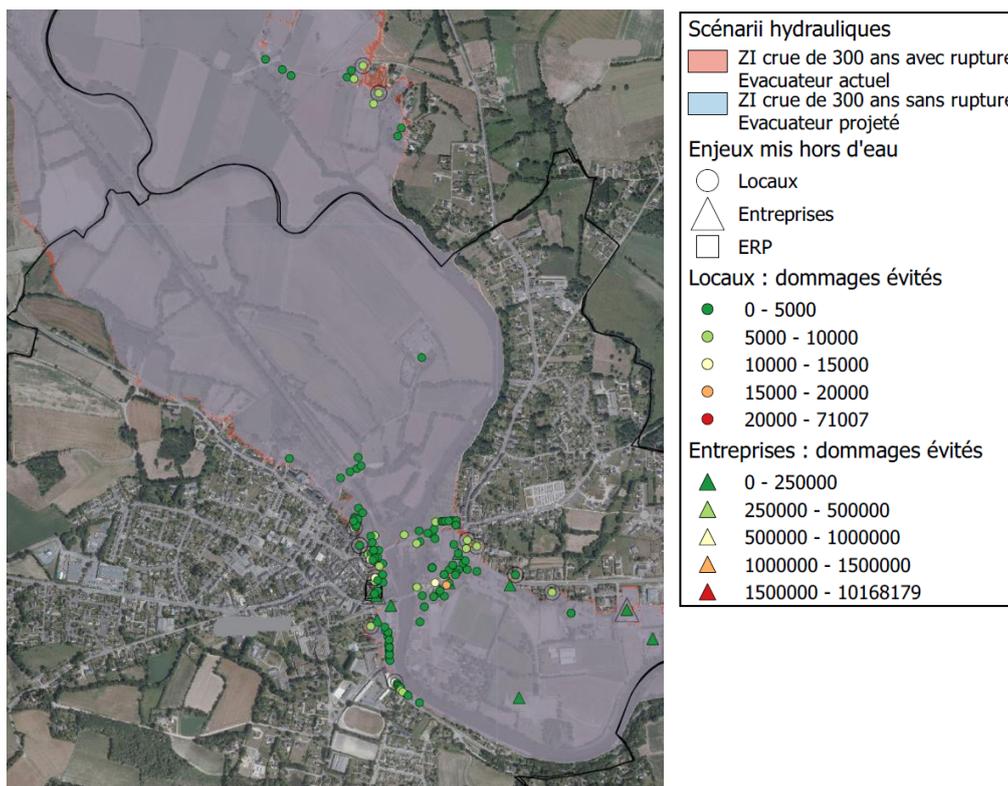


Figure 10 – Exemple de rendu cartographique (ISL, d’après étude de cas)

6.4 Cohérence avec les outils de gestion territoriale du risque inondation

Le maître d’ouvrage du barrage peut trouver des éléments sur les enjeux vulnérables dans les différents outils de gestion du risque utilisés par les services de l’Etat et les collectivités territoriales, comme les PPR, TRI, PAPI, PCS et plans ORSEC. Toutefois les périmètres de ces outils couvrent rarement l’enveloppe d’une onde de rupture. Les PPR sont basés sur une crue de 100 ans, ou sur une crue supérieure si elle a eu lieu. Les TRI fournissent une analyse de vulnérabilité jusqu’à la crue de 1 000 ans. Les PAPI visent des niveaux de protection pour des crues souvent inférieures à 100 ans.

Les PPI des barrages dont les zones recouvrent celles de la vallée étudiée sont bien entendu une autre source d’information précieuse quand ils existent.

¹⁶ La colonne « établissements publics » a été ici remplacée par « usines AEP » pour s’adapter au contexte local

7. CRITERES D'ACCEPTABILITÉ (ETAPES D5 ET D6)

7.1 Critères pour les dommages aux personnes : étape D5 et critère 1

A la date de rédaction du présent article, le GT-CFBR n'a pas encore convergé sur un ou plusieurs critère(s) d'acceptabilité relatif(s) aux dommages aux personnes. Trois options sont « sur la table », et en cours de discussion :

Option 1 : comparer le NEMA, ou le NEMA relatif – c'est-à-dire le ratio $NEMA / NMA_ref$ (cf. Figure 7) – à des valeurs seuils à partir des courbes de tolérabilité issues de références reconnues (tirées par exemple de [6] ou [12]).

Option 2 : convertir les NEMA en DEMA en attribuant une valeur économique à la perte de vie humaine, via le concept de *Valeur de Vie Statistique* (estimée de l'ordre de 3 millions d'euros actuellement en France, et par ailleurs déjà utilisée dans différents domaines de décision socio-économique, cf. [7]).

Option 3 : à mi-chemin entre l'option 1 et l'option 2, le critère pourrait s'exprimer via un ratio de coût d'investissement annualisé par vie humaine sauvée (en moyenne par an). Dit autrement, il s'agit de rapporter le coût d'investissement par vie sauvée, en moyenne annuelle. La profession du bâtiment en Suisse a proposé, dans le cadre de l'évolution de la réglementation parasismique des bâtiments existants, des valeurs guides pour ce ratio, permettant de juger du caractère disproportionné de l'investissement. Les valeurs varient, selon les cas, entre 10 et 100 millions de francs suisses par vie sauvée annuelle (voir réf. [13]).

Ces options sont en cours de discussion au sein du GT-CFBR. Elles ont été testées sur les 3 études pilotes réalisées dans le cadre des travaux du GT-CFBR. Elles seront également soumises au printemps 2016 à l'avis d'experts externes, notamment d'acteurs spécialistes en matière de politique d'investissement pour les infrastructures de sécurité (routière, ...).

Quoiqu'il en soit, les critères d'acceptabilité devront aboutir à des conclusions tranchées, en particulier pour ne pas être sensible à la variabilité des méthodes d'estimation du nombre de victimes, et ce même si c'est l'écart relatif entre les situations D0 et D_reg qui est considéré, à méthode de comptage identique.

7.2 Critères pour les dommages aux biens : étape D6 et critère 2

Le GT-CFBR a adopté les principes fixés par les pouvoirs publics dans [7]. La pertinence économique de la mise en conformité, et le caractère proportionné ou disproportionné de l'investissement associé, sont évalués par la détermination d'une *Valeur Actuelle Nette* à un horizon de temps de N années (V.A.N._N) du « projet de mise en conformité » :

$$VAN_N = -C_0 + \sum_{i=1}^N \frac{1}{(1+r_i)^i} (DEMA - C_i)$$

expression dans laquelle :

- C_0 représente le coût d'investissement initial des travaux de mise en conformité de l'EVC ;
- DEMA : représente les « bénéfiques » annuels – montants annuels des dommages évités – dégagés par la mise en conformité des ouvrages ;
- C_i : représentent les éventuels surcoûts de maintenance et d'entretien de l'année i , induits par la mise en conformité ;
- N : correspond à l'horizon de temps en années pour le calcul de la V.A.N. ; le guide [7] préconise N = 50 ans ;
- r : le taux d'actualisation annuel ; le guide [7] préconise, pour l'objectif économique visé ici, un taux annuel d'actualisation de 2,5 %.

Le critère d'acceptabilité des dommages (incrémentaux) aux biens (critère 2) s'exprime alors de la façon suivante :

- Si le temps T (en années) qui annule et rend positive la V.A.N. est bien en-deçà de 50 ans, alors le projet de mise en conformité est jugé « rentable » au regard de l'analyse économique des dommages aux biens : la dérogation ne serait donc pas possible ;
- Si le temps T (en années) qui annule et rend positive la VAN est bien au-delà de 50 ans, alors le projet de mise en conformité est jugé « NON rentable » au regard de l'analyse économique des dommages aux biens : la dérogation est donc envisageable.

Cette appréciation du critère à 50 ans doit être précisée : on ne considérera pas qu'un projet est « rentable » parce que $T = 49$ ans, ni a contrario qu'il est « non rentable » si $T = 51$ ans. Là encore, le ou les critères devront aboutir à des conclusions tranchées.

8. APPLICATIONS ET ENSEIGNEMENTS DES PREMIÈRES ÉTUDES PILOTES. CONCLUSIONS

Trois études pilotes ont été mises en œuvre dans le cadre des travaux du GT-CFBR, chacune présentant des caractéristiques d'ouvrages et de vallées bien distinctes :

- Un barrage capacitif de classe C - voire B - sur un cours d'eau dans l'ouest de la France (étudié par ISL) ; cette étude fait l'objet d'une communication spécifique soumise au même colloque CFBR ;
- Un barrage mobile en rivière de classe B sur un grand fleuve (étudié par CNR) ;
- Un barrage mobile en rivière de classe B sur une rivière importante (étudié par EDF).

Le détail de ces études sera présenté dans le guide final du GT-CFBR, dans les limites de confidentialité convenues pour cet exercice avec les maîtres d'ouvrage concernés.

On peut cependant établir les observations suivantes, au regard des résultats obtenus :

Concernant le critère de dommages aux personnes (critère 1) :

Les trois études pilotes aboutissent à des NEMA compris entre 0,033 et 0,001 selon les cas (nombre de vies sauvées en moyenne annuelle). La valorisation d'une alerte peut considérablement réduire l'estimation du nombre de victimes, mais pas forcément le NEMA qui, lui, quantifie un écart entre les deux configurations d'ouvrages D0 et D_{reg}, intégré sur toute l'échelle de probabilité annuelle.

Les débats sont encore en cours au sein du GT-CFBR pour évaluer la pertinence de l'une des 3 options mentionnées au § 7.1, voire d'une combinaison de ces options, pour juger du caractère acceptable des dommages incrémentaux aux personnes. On peut seulement noter à ce stade :

- que les critères de tolérabilité déduits des courbes trouvées dans la littérature apparaissent très sévères. Le GT-CFBR poursuit ses recherches d'applications opérationnelles de ces critères de tolérabilité, non encore identifiées dans l'état des lieux établi par le GT-CFBR à ce jour ;
- que le ratio du coût annualisé de l'investissement rapporté à une vie sauvée (que la profession du bâtiment en Suisse dénomme le « coût de sauvetage », cf. [13]), varie pour les 3 études pilotes entre 3 millions, 13 millions, et 1 milliard d'euros / vie sauvée. Cet indicateur pourrait être mis en rapport avec la valeur de vie statistique utilisée dans le référentiel [7].

Concernant le critère de dommages aux biens (critère 2) :

- les DEMA sont très différents d'une vallée à l'autre. Les résultats de calcul pour les 3 études pilotes sont de 7 000, 28 000 et 170 000 euros/an.
- l'une des études pilotes aboutit à un critère de V.A.N. positif avant l'horizon de 50 ans, ce qui signifie que le projet de mise en conformité conduit à un gain de sécurité jugé « rentable », et donc que la dérogation ne serait pas envisageable au regard de ce critère ;
- à l'inverse, les deux autres études pilotes présentent des V.A.N. très largement négatives à 50 ans, voire même à l'infini – cf. illustration sur la Figure 11 (la V.A.N. à l'infini pour le cas présenté est

négative et vaut environ -10,850 millions d'euros). Dans ce cas, la possibilité de dérogation serait ouverte au regard de ce critère.

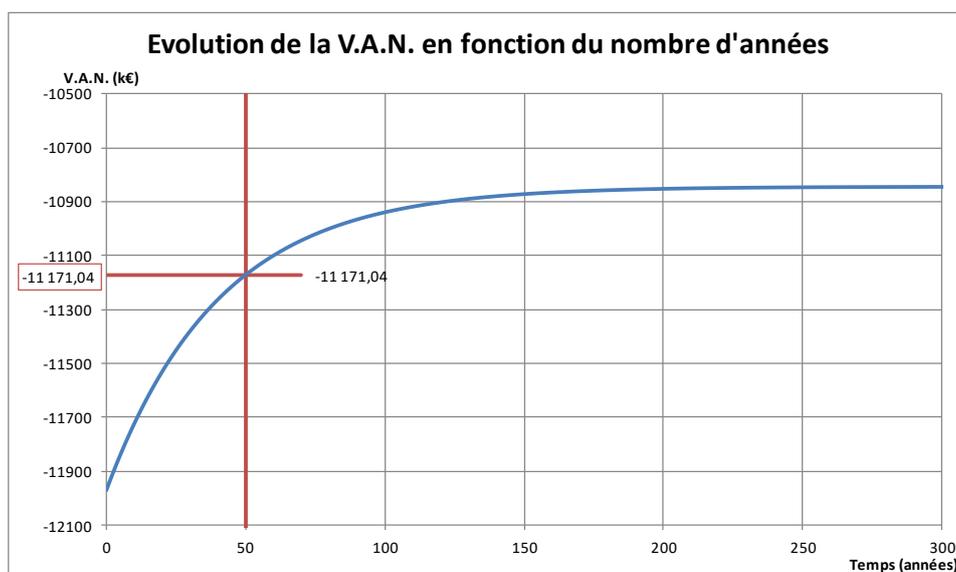


Figure 11 – Exemple d'évolution de la V.A.N. d'un des barrages pilotes en fonction du temps

CONCLUSIONS

Les travaux du GT-CFBR « dommages incrémentaux », engagés depuis fin 2013, sont sur le point d'aboutir. Un palier méthodologique, répondant aux principes directeurs établis, a été élaboré, et testé concrètement sur trois études pilotes présentant des caractéristiques bien distinctes.

Le bilan encore provisoire établi à ce jour à travers la présente communication, met en évidence les enseignements génériques suivants :

- La faisabilité de la méthode est démontrée ; elle est applicable dans des configurations variées de situations. L'effort pour mener à bien une telle étude est significatif (plusieurs ingénieur.mois typiquement, effort variable selon disponibilité des données et la complexité de la vallée étudiée) ;
- Sur la question de l'acceptabilité des dommages aux biens, la méthode et le critère (économique) aboutissent à des résultats concrets et tranchés, démontrés par les 3 études pilotes ;
- Concernant la question de l'acceptabilité des dommages aux personnes, plusieurs options sont encore « sur la table » et objet de discussions au sein du GT-CFBR, dont certaines font référence à des guides développés récemment dans des pays étrangers pour traiter du caractère disproportionné ou non des investissements pour la mise en conformité d'ouvrages existants en réponse à de nouvelles exigences de sécurité. Les débats à venir devront éclairer les choix retenus in fine ;
- Il apparaît essentiel pour un maître d'ouvrage de pouvoir disposer d'une première évaluation sommaire, simple et rapide, lui permettant d'évaluer l'intérêt potentiel d'une étude incrémentale, avant de décider d'engager une étude complète. Les membres du GT-CFBR vont préciser le périmètre d'une telle étude sommaire, dont le cœur sera la caractérisation de l'incrément d'aléa hydraulique, avant d'engager le recueil et l'analyse des données relatives aux enjeux du territoire ;
- Il apparaît également essentiel d'adapter le niveau d'étude aux critères d'acceptabilité qui seront adoptés in fine (notamment en ce qui concerne les dommages aux personnes), en appréciant le niveau de précision et d'incertitudes inhérent aux méthodes utilisées ; rappelons toutefois que l'examen des incréments de dommages relativise la question des incertitudes, puisque celles-ci sont *de facto* « lissées » par différence pour le calcul des incréments ;

Enfin, en l'état des réflexions, les auteurs de la présente communication précisent que la méthode développée et les présentes conclusions ne préjugent pas des positions que pourront adopter les services de l'Etat dans le futur relativement aux modalités d'application du projet d'arrêté réglementaire.

RÉFÉRENCES

- [1] CFBR (2013). Recommandations pour le dimensionnement des évacuateurs de crue de barrage en France. *Juin 2013*. Téléchargeable dans la rubrique « Documentation » du site internet du CFBR (<http://barrages-cfbr.eu>).
- [2] Ministère de l'Ecologie, du Développement Durable et de l'Energie (2007). 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. *Journal officiel de la République Française (13/12/2007)*.
- [3] Ministère de l'Ecologie, du Développement Durable et de l'Energie (2007). 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. *Journal officiel de la République Française (14/05/2015)*.
- [4] Loi sur la sécurité des barrages au Québec, S-3.1.01 (2002). Mise à jour au 01/01/2016 disponible sur : http://www2.publicationsduquebec.gouv.qc.ca/dynamicSearch/telecharge.php?type=2&file=/S_3_1_01/S3_1_01.htm.
- [5] Règlement sur la sécurité des barrages au Québec, S-3.1.01 R.1 (2002). Les mises à jour ultérieures intègrent des modifications concernant la définition de la crue de sécurité (articles 21, 21.1, 22 et 23). Mise à jour au 01/01/2016 disponible sur : http://www2.publicationsduquebec.gouv.qc.ca/dynamicSearch/telecharge.php?type=3&file=/S_3_1_01/S3_1_01R1.HTM
- [6] Commission Internationale des Grands Barrages – CIGB / ICOLD (2005). Bulletin n° 130 – Evaluation du risque dans la gestion de la sécurité du barrage.
- [7] Commissariat Général à la Stratégie et à la Prospective (2013). Evaluation socio-économique des investissements publics. Rapport de la mission présidée par Emile Quinet (Sept. 2013). *République Française, Services du Premier Ministre, pp. 351 - téléchargeable sur : www.strategie.gouv.fr*.
- [8] Commissariat Général au Développement Durable (2014). Analyse multi-critères des projets de prévention des inondations : Guide méthodologique et Annexes Techniques (Juillet 2014). *République Française, Ministère de l'Ecologie, du Développement Durable et de l'Energie - téléchargeable sur : www.developpement-durable.gouv.fr*.
- [9] INERIS (2009). Maîtrise des Risque Accidentels sur les ouvrages hydrauliques – Opération B – Etat de l'art sur les méthodes existantes de cotation en gravité des accidents de barrages en termes de conséquences humaines – *Programme 181-DRA91 – Rapport n°DRS-09-103165-05239A – 09/2009*.
- [10] DEFRA (2006). Flood Risk to people - The flood risk methodology (FD2321/TR1) – *DEFRA / Environmental Agency - Mars 2006*.
- [11] DEFRA (2006). Flood Risk to people – guidance document (FD2321/TR2) – *DEFRA / Environmental Agency - Mars 2006*.
- [12] Zielinski A. (2014). Tolerability of societal risk criteria. *Hydropower & Dams, Issue 4 (2014)*, p. 63-67
- [13] S.I.A. (2004). Cahier Technique 2018. Vérification de la sécurité parasismique des bâtiments existants. Société des Ingénieurs et Architectes (Suisse).

APPROCHE SYNTHÉTIQUE DES DOMMAGES INCRÉMENTAUX DUS À UNE RUPTURE DE BARRAGE PAR SURVERSE EN CRUE : CAS DU BARRAGE DU LAC AU DUC (56)

*Synthetic approach for dammages estimation due to a dam failure during a
flood : case study of Lac au Duc dam*

DOI : 10.24346/cfbr_colloque2016_c04

Thomas ADELINÉ

pour ISL ingénierie SAS, www.isl.fr

adeline@taconseils.fr

Arnaud LE GAL

Eau du Morbihan, 27 rue Luscanen – 56001 Vannes cedex
arnaud.le-gal@eaudumorbihan.fr

MOTS CLÉS

Analyse coût-bénéfice, ACB, valeur de vie statistique, VVS, SHYREG, modèle HEC-RAS, perte de vie humaine, cost-benefit analysis, CBA, value of statistical life, VSL, loss of life, risk to people

RÉSUMÉ

Le barrage du Lac au Duc est implanté depuis le XIIIème siècle sur le cours de l'Yvel dans le Morbihan. Sa retenue de 3,7 Mm3 est essentielle aux besoins en eau potable du département, gérés par Eau du Morbihan. L'ouvrage en remblai présente un niveau de risque relativement élevé révélé par les études de diagnostic récentes. Un meilleur système d'évacuation des crues est analysé à travers une analyse coût-bénéfice (ACB) afin d'évaluer la pertinence du nouvel investissement au regard des risques encourus par les enjeux à l'aval. On propose ici d'exposer la méthode de cartographie des enjeux aval, le calcul des indicateurs élémentaires de dommages aux biens et de dangers aux personnes, et enfin le calcul d'indicateurs synthétiques pour estimer le niveau de danger global du barrage. La connaissance des enjeux à la parcelle est rendue possible par la mise à disposition d'informations cadastrales par la Direction Générale des Impôts. Des traitements SIG spécifiques et certaines précautions dans l'usage de ces données sont expliqués. Le croisement SIG entre données de modélisations hydrauliques et localisation des enjeux permet le calcul d'indicateurs élémentaires comme les dommages aux logements et aux entreprises, mais aussi la population exposée au risque et le nombre supposé de blessés et de victimes selon des méthodes issues du savoir-faire international. Enfin l'agrégation des indicateurs élémentaires calculés pour un ensemble de scénarios hydrauliques permet de dégager une vision d'ensemble du niveau d'exposition au risque de rupture.

ABSTRACT

The 'Lac au Duc' dam is located on the Yvel (Morbihan, France) since the thirteenth century. The 3.7 million m³ of water stored by the dam are essential to the regional drinking water supply managed by Eau du Morbihan. This hardfill dam has a relatively high level of risk revealed by recent diagnostic studies. A new flood spillway has been analyzed through a cost-benefit analysis (CBA) to assess the relevance of the new investment to the risks incurred by people and goods downstream. This article explains the method of mapping downstream issues, the calculation of basic indicators of danger to persons and damage to goods, and finally the calculation of synthetic indicators to estimate the overall level of the dam safety. A good knowledge of people and goods concerned is given by cadastral information from the General Tax Directorate. GIS specific analysis and precautions in the use of these data are explained. GIS cross between hydraulic modeling data and issues localization allows the calculation of basic indicators such as damage to homes and businesses, but also the population at risk and the expected number of casualties and victims using methods from the International expertise. Finally the aggregation of elementary indicators calculated for a set of hydraulic scenarios helps to gain an overview of the level of risk of dam failure.

1. INTRODUCTION

Le barrage du Lac au Duc est implanté depuis le XIII^{ème} siècle sur le cours de l'Yvel dans le Morbihan. Sa retenue de 3,7 Mm³ est essentielle aux besoins en eau potable du département, gérés par Eau du Morbihan, syndicat départemental de l'eau créé en 1974. L'ouvrage en remblai présente certains risques puisque les études de diagnostic récentes menées par ISL ont révélé que les premières surverses pouvaient intervenir à partir de la crue de période de retour de 100 ans.

Eau du Morbihan a confié à ISL l'étude [2] de la pertinence socio-économique d'un nouvel évacuateur de crue au regard des risques encourus par les personnes et les biens à l'aval. Le groupe de travail du CFBR a assuré le suivi scientifique de ce cas-pilote, notamment lors d'une réunion d'étape le 2 avril 2015 à Ploërmel. Cette étude constitue par ailleurs un cas-pilote d'application du guide en cours de rédaction par le CFBR via son groupe de travail dit des « dommages incrémentaux ». Ce guide doit permettre l'application concrète de l'article 50 du projet d'arrêté « sécurité digues et barrages » porté par le Ministère de l'Environnement, de l'Energie et de la Mer. Pour la présentation du contexte et des enjeux liés à ce projet d'arrêté et au guide du CFBR en cours de rédaction, on pourra se reporter à la publication [1].

2. PRÉSENTATION DU BARRAGE ET DE SES CAPACITÉS D'ÉVACUATION DES CRUES

2.1 Principales caractéristiques du barrage

Le barrage en remblai de 190 m de long capte un bassin versant de 366 km² sur l'Yvel, affluent de l'Oust. Sa hauteur varie de 7,5 à 10 m selon les variations du terrain naturel en pied aval et de la cote de crête. La retenue de 190 ha, soit la deuxième plus vaste de Bretagne après Guerlédan, crée une réserve de 3,7 Mm³ (qui peut être portée à 4,7 Mm³ par des batardeaux de 0,6 m de haut) destinée à l'usine de production d'eau potable située en pied aval du barrage. Une route départementale passe en crête du barrage. Des usages secondaires de la retenue sont également présents : loisirs nautiques, baignade, pêche, réserve faune-flore.

De nombreux acteurs interviennent autour du barrage du Lac au Duc : outre les deux communes, le syndicat d'eau local et le département qui sont propriétaires de l'ouvrage, Eau du Morbihan est compétent depuis 2012 pour la production d'eau potable à l'usine. Eau du Morbihan a proposé aux copropriétaires d'être le gestionnaire unique du barrage, selon une convention en cours de négociation, afin notamment de définir les responsabilités en matière de mise en sécurité, d'exploitation et de surveillance. Du point de vue de la réglementation française en vigueur¹⁷, le barrage est de classe C ($H \geq 5$ m et $H^2V^{0,5} \geq 20$ avec H, hauteur du barrage sur terrain naturel et V, volume d'eau sous retenue normale), soit la plus petite classe derrière les barrages plus importants de classe B ($H \geq 10$ m et $H^2V^{0,5} \geq 200$) ou A (hauteur ≥ 20 m et $H^2V^{0,5} \geq 1500$).

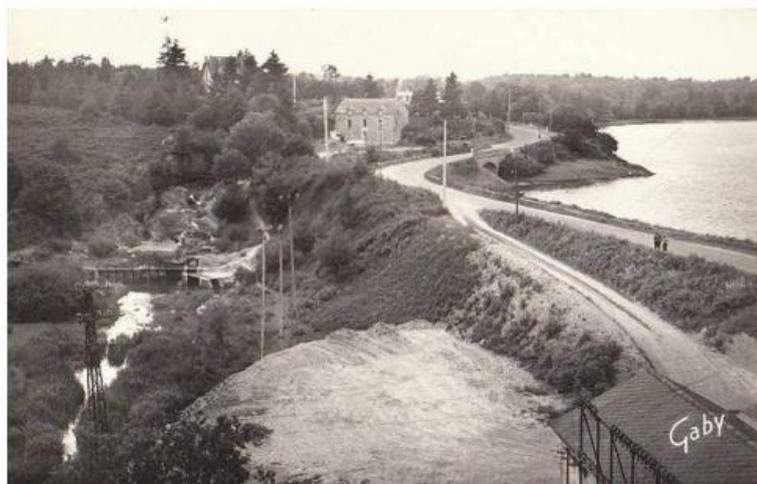


Figure 1^o: carte postale ancienne (non datée) du barrage du Lac au Duc

¹⁷ 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

2.2 Le système d'évacuation des crues

L'évacuateur de crues est constitué d'un canal et d'un coursier de 75 m de long, de largeur variant de 9 à 18 m et de 30 cm de dénivellée (pente moyenne de fond de 0,4 %), qui aboutit à un coursier latéral creusé dans la roche et appelé localement « la cascade » en quasi chute libre de pente de plus de 20 %. Le canal est traversé par deux ponts.

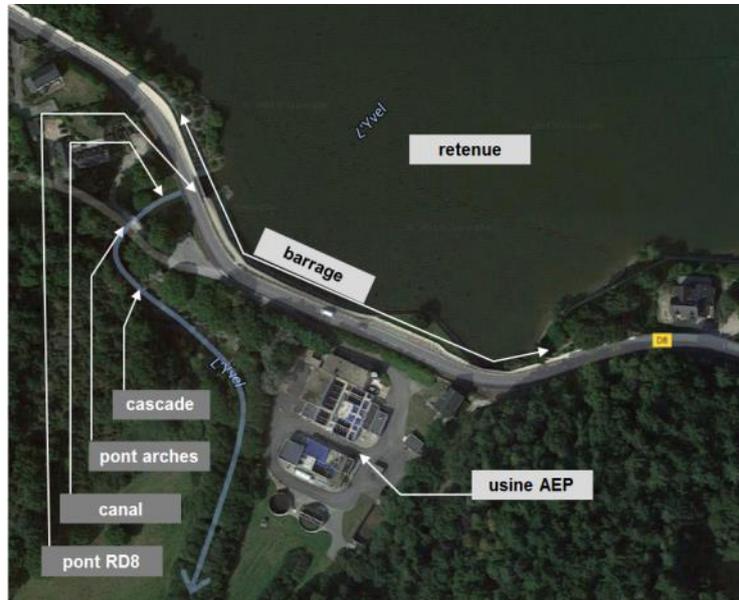


Figure 2 : vue aérienne du barrage et de son système d'évacuation des crues (image : Google maps)

Si les deux ponts traversant le canal peuvent créer une perte de charge en crue, la cote d'eau dans le canal est principalement contrôlée par la hauteur normale sur le seuil rocheux avant la chute libre dans la cascade.



Figure 3 : vues du canal d'évacuation des crues (photos ISL 2015)

2.3 Le diagnostic de départ

Les capacités d'évacuation des crues semblent largement insuffisantes en l'état. Le risque d'embâcles est élevé, du fait de la présence de végétation abondante aux abords de la retenue, y compris sur les rives du canal d'évacuation, et du passage sous les quatre arches du pont aval du canal. La crue de 2001 (>50 ans) a engendré un remplissage de la retenue et un début de surverse sur le barrage. Celles de 2014 ont approché la surverse. Une crue de 100 ans génère les premières surverses susceptibles de mettre en danger le barrage. Des études menées par ISL [3] ont permis de mener les premières simulations hydrauliques de l'onde de rupture, sur un nombre limité de crues et de scénarios. Il est apparu nécessaire de compléter la connaissance par de nouvelles simulations hydrauliques et par l'évaluation des conséquences sur les personnes et les biens à l'aval.

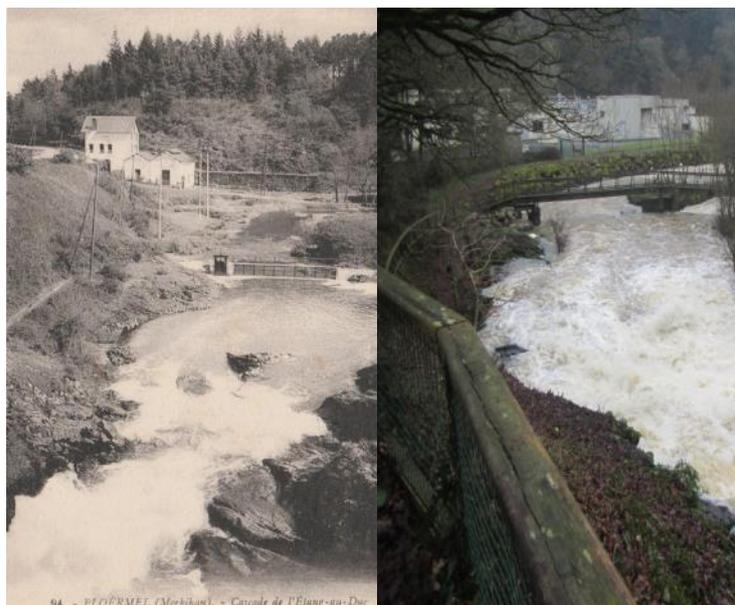


Figure 4: vue aval du barrage du Lac au Duc – à gauche carte postale (non datée) où l’on voit en arrière-plan l’ancienne usine hydroélectrique – à droite une photo (ISL, 22/1/2015) avec en arrière-plan l’usine d’eau potable actuelle

2.4 Situation théorique du barrage vis-à-vis du projet d’arrêté « sécurité des digues et barrages » : niveau acceptable de risque

En toute rigueur, le barrage du Lac au Duc étant un ouvrage existant de classe C, il n’est pas soumis à la nomenclature du projet d’arrêté. En supposant que l’arrêté inclut les barrages existants de classe C devant faire l’objet d’importants travaux (article 21 modifié), alors l’ouvrage du Lac au Duc doit satisfaire aux exigences de sécurité en crue suivantes (articles 25 et 26) : la crue de projet est de période de retour d’au moins 1 000 ans et la probabilité annuelle de dépassement de la cote de danger est inférieure à 10^{-4} .

Il ne s’agit pas ici de discuter le bien-fondé de ces prescriptions en matière de sécurité mais plutôt d’évaluer l’état de sûreté du barrage actuel vis-à-vis d’elles. Ainsi on définit l’état nominal/exigible comme étant la situation théorique où un système d’évacuation des crues satisfait aux exigences nationales supposées. Par souci de cohérence avec les termes employés dans les ACB des projets de transport ou de prévention des risques inondation, l’état de référence est défini par le maintien de l’ouvrage dans son état actuel. Le niveau de sûreté de l’ouvrage est alors évalué par comparaison entre l’état de référence et l’état nominal/exigible.

Aussi l’étude hydraulique comprend une étape de définition des conditions hydrauliques (principalement une augmentation de section d’évacuation) satisfaisant aux exigences de sûreté.

3. LA MODÉLISATION HYDRAULIQUE DE LA RUPTURE

3.1 Hydrogrammes SHYREG

Les données hydrologiques sont issues de la nouvelle base de données SHYREG, mise à disposition pour les besoins de l’étude par IRSTEA, en tant que membre du groupe de travail « dommages incrémentaux » du CFBR. Ces données ont permis la construction des hydrogrammes des apports naturels dans la retenue et des apports intermédiaires à l’aval.

Les scénarios hydrologiques sont construits selon le principe de conservation de la période de retour depuis le barrage jusqu’à la limite aval du modèle : pour une crue de 100 ans de l’Yvel au barrage, les apports successifs (Ninian, Oust, Claise, ...) sont calés pour que le débit résultant corresponde toujours à une crue de 100 ans. Des simulations hydrologiques successives permettent d’en déduire les hydrogrammes intermédiaires à injecter dans le modèle hydraulique.

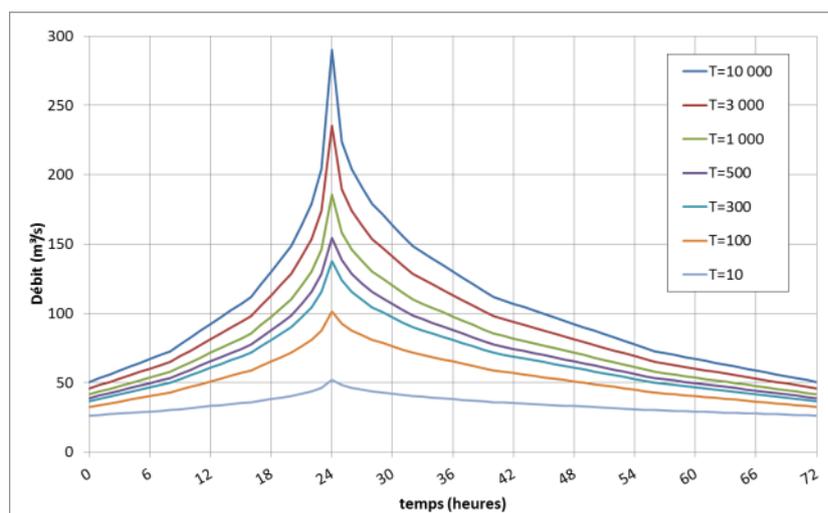


Figure 5 : hydrogrammes de l'Yvel au barrage (IRSTEA 2015. SHYREG)

3.2 Plan de modélisation

Un modèle hydraulique HEC-RAS de l'amont de la retenue jusqu'à la confluence avec l'Aff, 66 km en aval, est mis en œuvre. Les simulations réalisées sont résumées dans le tableau suivant. Cette liste se base sur le principe que l'évacuateur actuel entraîne la rupture du barrage pour les crues de 300 ans et plus, comme exposé au paragraphe suivant. L'évacuateur projeté est dimensionné pour que la crue de 1 000 ans passe sous les PHE et que la crue de 10 000 ans passe sous la cote de danger. La rupture n'est alors envisagée que pour la crue extrême de 33 333 ans (soit 1,15 fois la crue de 10 000 ans).

scénario hydrologique	évacuateur actuel		évacuateur modifié	
	sans rupture (01)	avec rupture (02)	sans rupture (03)	avec rupture (04)
100 ans	01-T100		03-T100	
300 ans		02-T300	03-T300	
500 ans		02-T500	03-T500	
1 000 ans		02-T1000	03-T1000	
3 000 ans		02-T3000	04-T3000	
10 000 ans		02-T10000	04-T10000	
33 333 ans		02-T33333		04-T33333

Tableau 1 : plan de calcul

Les principaux paramètres du modèle (coefficients de frottement du lit mineur et du lit majeur, coefficients de débit des ouvrages d'art) ont été calés sur les cinq crues de décembre 2000, janvier 2001, décembre 2013, janvier 2014 et février 2014 (respectivement 360, 440, 320, 360 et 480 m³/s à la station du Guélin captant 2 465 km², soit des crues de 10 à 50 ans).

3.3 Hypothèses de rupture du barrage et des ouvrages d'art en aval

3.3.1 Rupture du barrage

Le processus de rupture considéré est l'érosion du parement aval par surverse, phénomène le plus courant pour un barrage ancien en remblai. La crête du barrage présente un point bas, mis en évidence par l'étude de diagnostic menée par ISL en 2011 et dû aux modifications successives du barrage. Des surverses ont déjà eu lieu sur ce point bas, comme en 2001, sans entraîner de désordre notable sur le remblai. C'est pourquoi l'érosion est supposée démarrer à partir d'une surverse de 20 cm au-dessus du point bas nivelé à 36,1 mNGF, soit une rupture lorsque la retenue dépasse 36,3 mNGF. Comme le montre la Figure, cette cote est atteinte dès la crue de 300 ans. À cette cote le volume total de la retenue est de l'ordre de 11 Mm³. La rupture commence par l'érosion du pied de la digue sur le parement aval où les vitesses de déversement sont les plus fortes, puis l'érosion régressive conduit à la création d'une brèche dans le remblai qui s'agrandit au fur et à mesure que l'érosion se développe.

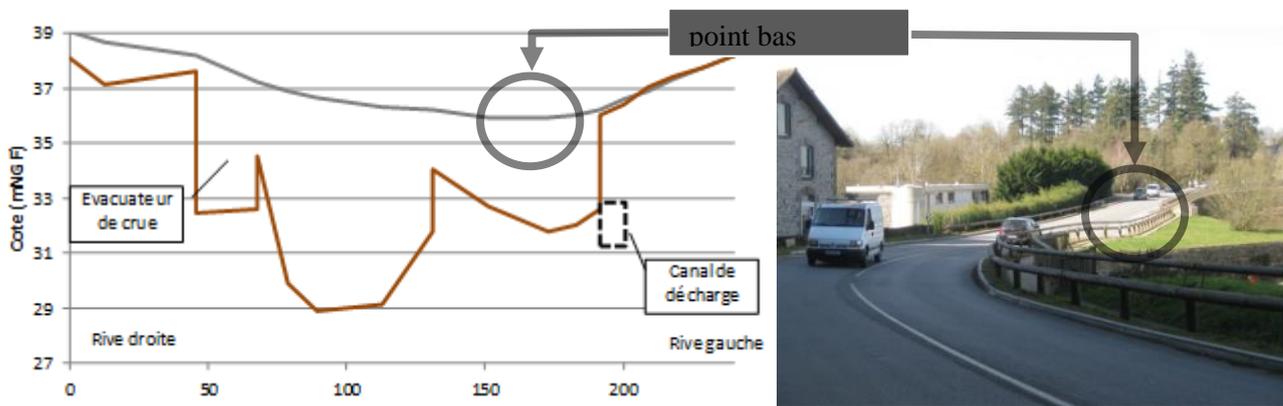


Figure 5 : élévation aval schématique (à gauche) et vue amont rive gauche (à droite)

Les principales caractéristiques de la brèche ont été calculées en ayant recours aux formulations semi-empiriques : le temps de formation est estimé à 2,5 h (selon Froehlich [9]) et la largeur moyenne finale de la brèche est estimée à 62 m (moyenne entre Froehlich et Von Thun & Gillette [10]). Ces hypothèses sont considérées comme prudentes, c'est-à-dire allant dans le sens de la sécurité, puisque le parement aval du barrage est en partie bitumé à mi-hauteur et occupé par l'usine d'eau potable en pied, ce qui constitue certainement autant de barrières à la formation d'une brèche.

3.3.2 Rupture des ouvrages d'art

Les trois ponts qui sont submergés par une lame d'eau de plus de 1 m sont supposés ruinés (une route nationale, une route départementale et un ancien pont ferré désaffecté). Des volumes significatifs peuvent alors être relâchés et les lignes d'eau maximales atteintes s'en trouvent sensiblement modifiées localement.

3.4 Principaux résultats

3.4.1 Les niveaux atteints par la retenue et les cas de rupture

La cote de danger est atteinte sans être dépassée pour la crue de 100 ans. Pour toutes les autres crues de période de retour supérieure, la cote atteinte par la retenue avec le barrage actuel dépasse la cote de danger et provoque la rupture. Pour l'état nominal/exigé, on vérifie que les PHE ne sont pas dépassées jusqu'à la crue de 1 000 ans et que la cote de danger n'est pas atteinte jusqu'à la crue de 10 000 ans. Pour la crue de 33 333 ans la cote de danger est dépassée en état nominal et on admet qu'une rupture est possible.

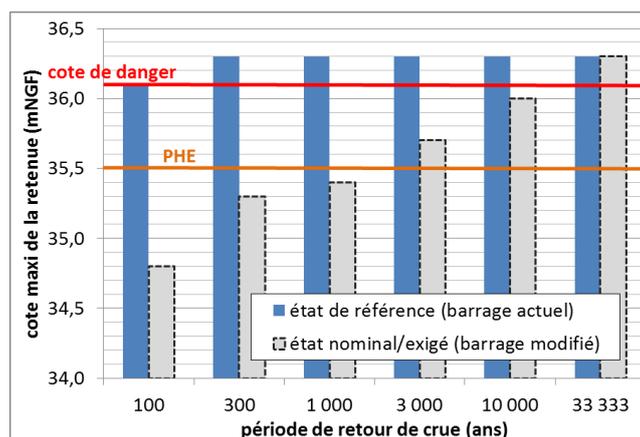


Figure 6 : cotes maximales atteintes par la retenue pour les simulations menées

3.4.2 Les lignes d'eau comparées entre état de référence et état nominal

Les lignes d'eau des cotes maximales atteintes sont reconstituées pour les crues de 300, 1 000, 3 000 et 10 000 ans. Pour la crue de 100 ans et de 33 333 ans, les deux lignes d'eau sont quasiment confondues puisque le barrage a le même comportement en état de référence ou en état nominal/exigé (pas de rupture pour 100 ans et rupture pour 33 333 ans).

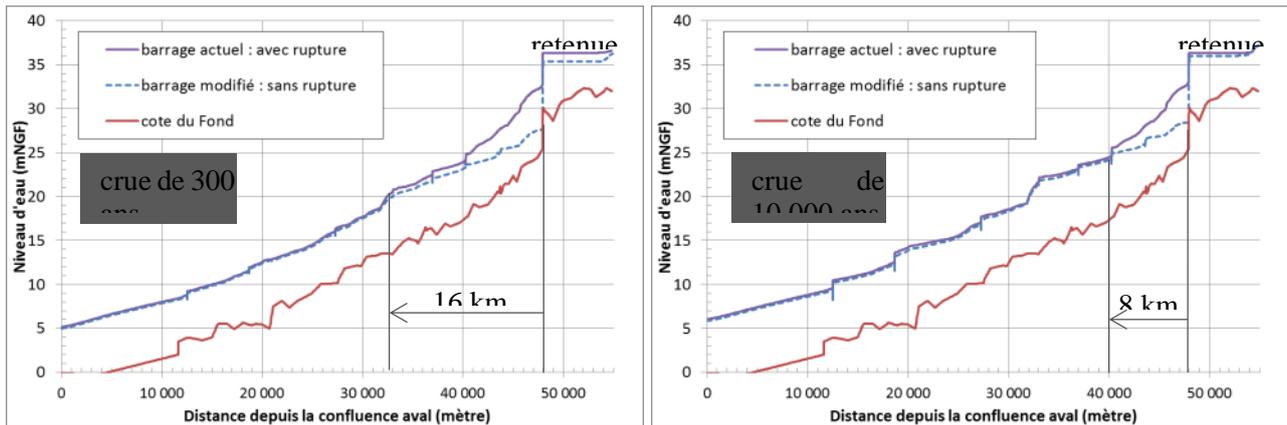


Figure 7: lignes d'eau des cotes maximales atteintes pour les crues simulées et pour les états de référence (barrage actuel) et nominal/exigé (barrage modifié)

Pour l'ensemble des scénarios, les incréments de hauteur dus à la rupture du barrage actuel sont de 4 à 5 m dans les 500 premiers mètres en aval du barrage, puis s'amortissent rapidement : ils passent sous 1 m moins de 8 km en aval du barrage puis sous 0,5 m entre 8 et 16 km en aval du barrage (voir Figure). Les cotes atteintes alors sont transformées en modèles numériques de la surface libre en eau (MNSLE ou MNE) en vue des calculs de dangers aux personnes et de dommages aux biens.

3.4.3 Les vitesses atteintes

Des calculs équivalents sont menés sur le paramètre vitesse. Le modèle HEC-RAS étant unidimensionnel, des simplifications sont nécessaires pour en déduire les vitesses atteintes au droit des enjeux. Les vitesses moyennes en lit majeur gauche et lit majeur droit ont été extraites pour en tracer les profils en long et les transformer, de la même façon que pour les cotes d'eau maximales atteintes, en modèles numériques des vitesses (MNV) rive gauche et rive droite.

4. CARTOGRAPHIE DES ENJEUX AVAL

Vérification faite qu'aucun impact n'a lieu sur les enjeux en amont de la retenue lors d'une rupture par surverse, le domaine d'étude des enjeux concerne les 22 communes aval. La zone d'étude des enjeux est alors définie par l'enveloppe maximale de crue augmentée d'une zone tampon de 200 m. Contrairement à l'approche néerlandaise [11] qui calcule un risque individuel en tout point du territoire, on suppose ici que les personnes sont chez elles, sur leur lieu de travail ou encore dans un établissement public. Les risques encourus par les personnes en déplacement ne sont donc pas pris en compte. Les dommages matériels sont comptabilisés pour les logements, les établissements publics, les entreprises et les infrastructures importantes. Dans une première approche, les surfaces cultivées et les bâtiments et équipements agricoles ne sont pas pris en compte, même si des données sont disponibles auprès de la Chambre d'Agriculture.

4.1 Les enjeux concernés

4.1.1 Logements et population

Les logements sont comptabilisés par parcelle d'après les données de la base MAJIC (Mise À Jour des Informations Cadastreuses), établie par la Direction Générale des Finances Publiques, qui fournit une description détaillée et géo référencée des propriétés bâties. On distingue ainsi : le type (maison, appartement), la surface habitable (m²), le nombre de niveaux (donc avec ou sans étage), le niveau du logement (pour les appartements : 0=rdc, 1=1^{er} étage, ...), la présence de sous-sol (m²) et la présence de garage (m²).

Les résidences principales et secondaires sont toutes comptabilisées sans possibilité de les distinguer. Le paramètre « nombre de niveaux » peut présenter localement quelques incohérences, les données MAJIC étant principalement issues des déclarations des particuliers aux services des impôts. On comptabilise ainsi dans la zone d'étude 2 799 logements (dont 801 sur 1 seule commune), dont 319 appartements et 2 480 maisons.

La population est estimée en affectant une population moyenne par logement non vacant. On compte ainsi tous les logements occupés (résidences principales et secondaires). Un coefficient d'abattement pourrait être appliqué localement afin de tenir compte d'une hypothèse de non occupation de certains logements (forte densité de logements secondaires en zone inondable par exemple). Toutefois la proportion de logements secondaires (13 %) ne nécessite pas d'avoir recours à un tel coefficient. En première approche on suppose tous les logements occupés, avec un taux d'occupation des résidences secondaires supposé égal à celui des résidences principales. Des taux d'occupation ont été calculés à partir des données d'évaluation de la population et des logements communaux par l'INSEE. Une distinction a été faite pour les résidences principales selon que l'occupant est le propriétaire ou le locataire. Les résultats aboutissent à 5 654 résidents potentiels dans la zone d'étude, dont 5 324 personnes (94 %) résident dans un logement accessible depuis le rez-de-chaussée (niveau 0) et 214 personnes (4 %) résident au premier étage, soit au total 98 % de la population.

4.1.2 Établissements recevant du public (ERP) et capacités d'accueil

Les 15 ERP de la zone d'étude sont recensés à partir de données des services de la DDTM. Il s'agit de 2 écoles et 1 restaurant scolaire, 1 collège, 3 églises, 2 mairies, 4 salles communales (ou salles des fêtes) et de 2 sites sportifs. La capacité totale d'accueil des ERP des zones inondables est de 3 126 personnes.

4.1.3 Entreprises et emplois

Les entreprises de la zone d'étude sont localisées à partir des adresses des 1 129 entreprises des communes fournies par la CCI du Morbihan. On compte ainsi 182 entreprises dans la zone d'étude, rassemblant entre 1 653 et 1 735 emplois (1653 effectifs plus 82 pour les entreprises où l'effectif renseigné est égal à 0). Les trois principaux employeurs comptent chacun un effectif d'environ 200 employés.

4.1.4 Infrastructures importantes

Barrage

La ruine du barrage impliquerait une reconstruction complète de l'ouvrage. Toutefois le coût d'une reconstruction à neuf du barrage est supposé exclu du champ de l'étude. Cette hypothèse repose sur le fait qu'on évalue ici d'abord la sécurité des tiers par rapport à celle de l'ouvrage qui est la cause du danger.

Sites de pompage et de production d'eau potable de Eau du Morbihan

La valeur à neuf de l'usine d'eau potable du Lac au Duc (600 m³/h) est estimée entre 8 et 9 M€HT dont 50 % pour le génie civil et 50 % pour les équipements. Une destruction totale des équipements et du génie civil entraînerait donc environ 4 à 4,5 M€ HT de frais. La valeur à neuf d'une autre usine plus à l'aval (400 m³/h) est d'environ 7 M€HT. Compte tenu de l'éloignement au barrage, seuls les équipements électriques seraient rendus hors d'usage, soit 10 à 15 % de la valeur, soit 700 k€ à 1 M€HT de dommages. Accessoirement une station d'eau souterraine (30 m³/h) a une valeur à neuf d'environ 500 k€. De gros dégâts sur les équipements entraîneraient 200 à 300 k€ de frais de remise en état. Au total on aboutit, en tenant compte de taux de vétusté selon l'âge des installations, à un dommage total de 3,5 M€HT en cas de passage de l'onde de rupture.

Ponts et routes

Les modélisations hydrauliques des cas de rupture du barrage conduisent à considérer les ruines de 3 ponts. La remise en état de ces ponts représente entre 0,5 et 1 M€HT par ouvrage. De plus, la ruine de ces ponts représente un danger pour les personnes et entraîne une perturbation de la circulation locale pendant la crue et la durée des travaux de reconstruction. Même si ces impacts méritent d'être soulignés, ils ne pèsent pas significativement sur l'ensemble des dommages et leurs montants peuvent être écartés dans le calcul.

4.2 Sources de données

Pour l'ensemble des communes, les données suivantes ont été récupérées : données INSEE de recensement de la population (population, logement), données cadastrales (PCI vecteur : communes, parcelles, bâtiments), données MAJIC (fichiers des propriétés bâties), entreprises par parcelle et par code NAF (données MAJIC), entreprises par adresse, effectif et code NAF (CCI du Morbihan), photographies aériennes (BD Ortho 2010). Il s'agit donc principalement des données à l'échelle de la parcelle (cadastre ou adressage) détenues par le maître d'ouvrage (MAJIC) ou par ses partenaires (fichier d'entreprises par la CCI). Par ailleurs un ensemble de données topographiques a été rassemblé pour permettre l'affectation d'une altitude à chaque enjeu et calculer ainsi les hauteurs d'eau atteintes, paramètre principal de l'évaluation des dommages et vulnérabilités des biens et des

personnes : levés au sol divers (profils en travers de lit majeur, semis en zone bâtie, ...), et données LIDAR (litto3D IGN/SHOM jusqu'à la cote 10 mNGF et LIDAR 2015 de l'Oust) mises à disposition par l'IAV¹⁸ et la DDTM. La mise à disposition de ces données pour l'étude est très largement due au caractère public des missions remplies par le maître d'ouvrage du barrage.

5. DANGERS AUX PERSONNES ET DOMMAGES AUX BIENS

Une fois les aléas calculés (hauteurs et vitesses) et les enjeux cartographiés, il est possible d'évaluer les risques aux personnes, aux biens et aux activités pour l'état de référence puis pour l'état nominal/exigé. Le danger aux personnes peut alors être jugé acceptable ou non selon une probabilité annuelle moyenne sur le nombre d'individus atteints, et les dommages matériels peuvent justifier un montant d'investissement proportionné selon une approche socio-économique. Cette dernière peut ou non inclure une monétarisation des risques aux personnes à travers l'utilisation d'une valeur de vie statistique (VVS).

5.1 Dangers aux personnes

5.1.1 Méthode de calcul des dangers aux personnes

Les dangers aux personnes sont évalués selon la méthode dite « Flood risks to people » développée au Royaume-Uni (DEFRA [5]) qui consiste à évaluer les probabilités de blessés et de décès par secteur de population, en tenant compte de la hauteur d'eau et de la vitesse d'écoulement. Cette méthode constitue une amélioration des méthodes globales Dekay&McClelland ou Graham (USBR), totalement empiriques et ne faisant intervenir aucun paramètre hydraulique. Elle reste moins détaillée que les méthodes plus récentes de simulation comme LifeSim et sa version simplifiée sous logiciel HEC-FIA (USACE) ou encore Life Safety Model (HR Wallingford). La méthode consiste à calculer par secteur cohérent et pour chaque scénario hydraulique, le nombre de blessés ($N_{blessés}$) et le nombre de décès ($N_{décès}$) selon les formules suivantes :

$$N_{décès} = \frac{2 \times D}{100} \times N_{blessés} \quad (1)$$

$$N_{blessés} = P \times D \times \frac{Z}{100} \times 2V \quad (2)$$

Avec : P : population exposée, D : niveau de danger, Z : zone de danger, V : vulnérabilité de la population. Le niveau de danger D est donné par :

$$D = h \times (v + 0,5) + FD \quad (3)$$

Avec : h : hauteur d'eau (m), v : vitesse de courant (m/s), FD (facteur de débris) = 0 – 0,5 ou 1 selon l'occupation du sol (terre agricole, forêt ou zone urbaine) et la gamme de hauteur h (0-0,25m / 0,25-0,75m / >0,75m). Le facteur Z de zone de danger est la somme de trois termes compris chacun entre 1 et 3 : vitesse d'apparition (de 1 : graduelle à 3 : rapide), occupation du sol (de 1 : appartements à l'étage à 3 : habitat léger, routes, parcs, campings) et système d'alerte (de 1 : système d'alerte testé à 3 : aucun système d'alerte). Le facteur de vulnérabilité V est la somme du % de personnes âgées de plus de 75 ans et du % de personnes handicapées ou ayant une maladie grave parmi la population de la vallée impactée.

5.1.2 Calcul des indicateurs élémentaires et synthétiques de danger collectif aux personnes

Ici la population exposée élémentaire est celle du logement, du bâtiment public ou de l'entreprise auxquels sont affectés les différents paramètres (h, v, FD, Z et V). Deux scénarios de répartition de la population ont été définis : le scénario nocturne (les habitants sont tous dans leur logement, les entreprises sont vides et seuls les ERP nocturnes sont pleins) et le scénario diurne (les logements sont occupés à 30 %, les ERP à 50 % et les entreprises à 100 %). Ces répartitions restent arbitraires et pourraient faire l'objet d'une analyse plus approfondie en fonction de la situation sociale du secteur étudié. Toutefois elles offrent deux situations bien contrastées permettant d'évaluer deux types très différents de vulnérabilité des personnes. Les résultats sont reportés sur les figures suivantes sous forme de graphes de type NF (Nombre/Fréquence), couramment utilisé dans le domaine d'évaluation des risques humains. Ainsi pour la crue de 1 000 ans (fréquence 10^{-3}) on dénombre, pour le scénario nocturne, 1 433 personnes à risque pour l'état de référence (barrage actuel) et 1 188 pour l'état nominal (barrage

¹⁸ IAV : Institut d'Aménagement de la Vilaine

modifié) puis respectivement 77 et 59 blessés, 4 et 2 décès. On note que le scénario diurne engendre davantage de risques humains.

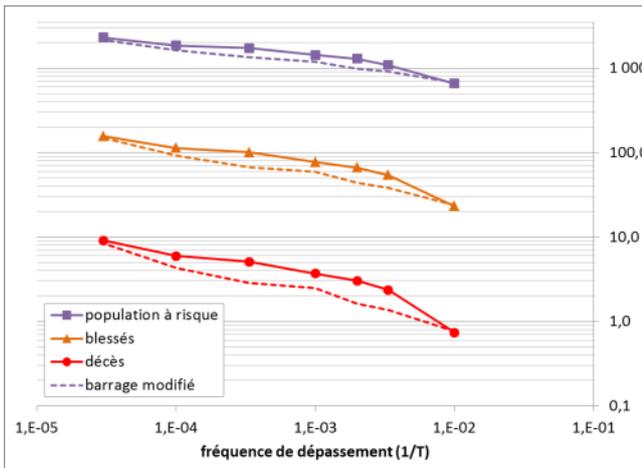


Figure 8 : blessés et décès pour le scénario nocturne

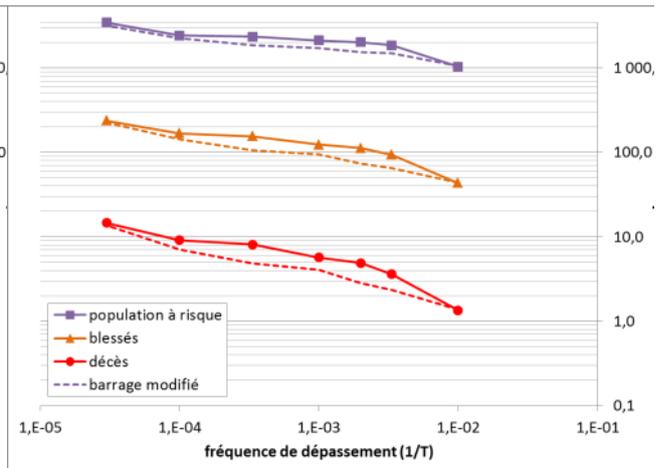


Figure 12 : blessés et décès pour le scénario diurne

De ces indicateurs élémentaires pour chaque période de retour, on peut en déduire, par des calculs d'intégrales, des indicateurs synthétiques, appelés Nombres Moyens Annuels (NMA), pour les décès, les blessés ou les populations exposées. Le NMA des décès se compose d'une partie due au risque inondation intrinsèque à la vallée et d'une autre partie due au risque de rupture du barrage, que l'on peut nommer NMA_b. NMA_b est défini par la différence entre le NMA de l'état de référence et le NMA de l'état nominal. Ainsi le NMA_b vaut 0,008 décès/an pour le scénario nocturne et 0,010 décès/an pour le scénario diurne.

5.1.3 Acceptabilité du risque humain

La CIGB, dans l'annexe B de son bulletin n°154 [8], rappelle que les pratiques internationales en matière de sécurité des barrages, s'inspirant des politiques de sécurité industrielle, se basent sur l'évaluation du risque annuel moyen de décès. Cependant aucune valeur cible pour la France n'étant actuellement connue, et dans l'attente d'une convergence finale sur le guide en cours de rédaction par le CFBR (voir [1]), ces évaluations ne peuvent pas constituer une aide à la décision pour le barrage du Lac au Duc. Le projet de réglementation française fixe des prescriptions techniques pour la sûreté des barrages (voir [1]) de façon implicite, sans fixer des objectifs explicites sur les niveaux acceptables de sécurité des personnes. De plus des incertitudes pèsent encore sur les méthodes d'évaluation des décès dus à une onde de rupture de barrage en crue, notamment concernant la prise en compte de l'alerte. C'est pourquoi la figure suivante, qui fournit à titre d'expérimentation les nombres probables de décès dus au barrage pour différentes occurrences de crue et pour différents tests sur les paramètres, doit être considérée avec la plus grande prudence. Dans la suite on cherche alors à savoir quels investissements peuvent être considérés comme proportionnés pour atteindre le niveau de sûreté réglementaire exigé. Pour cela les dommages monétarisés sont calculés.

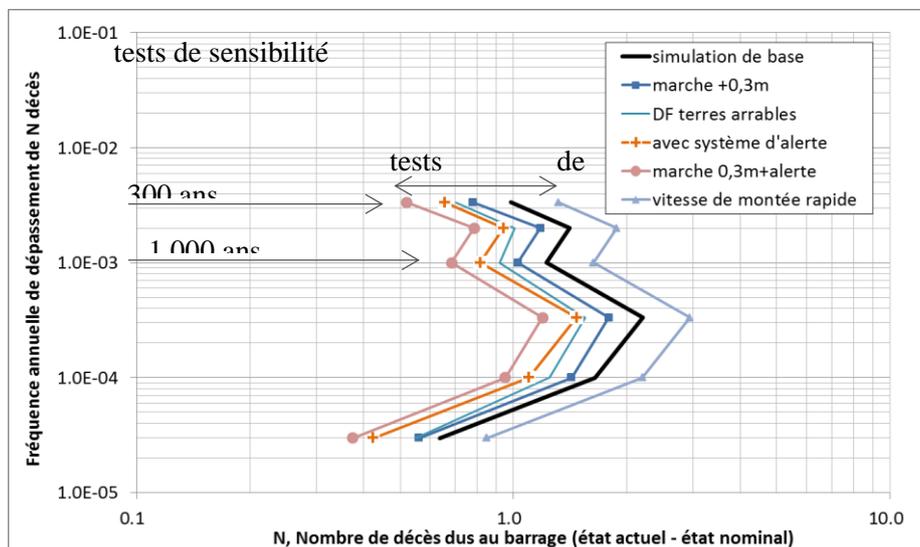


Figure 9 : graphe NF des décès dus au barrage en période de crue

Les tests de sensibilité permettent, à partir d'une « simulation de base », d'identifier les paramètres dont la variation est la plus impactante sur le nombre de décès estimé. Le test « marche +0,3m » consiste à rehausser les premiers planchers des logements de 0,3 m, soit environ 2 marches. Ceci revient à réduire les hauteurs d'eau dans les logements de 0,3 m. Le test « DF terres arables » considère dans le calcul du niveau de danger D que le facteur de débris (FD ou DF) est pris pour une occupation du sol davantage proche d'une zone agricole à habitat dispersé que d'une zone urbanisée. Ceci revient à diminuer les risques dus aux débris. Le test « avec système d'alerte » revient à réduire le facteur de zone de danger (Z) en supposant qu'un système fiable d'alerte permet de mettre à l'abri une partie de la population, tenant compte des signes avant-coureurs donnés par la crue naturelle. Le test « marche 0,3 m+alerte » consiste à combiner une rehausse de tous les logements de 2 marches avec la présence d'un système d'alerte. Le test « vitesse de montée rapide » consiste à augmenter le facteur Z en considérant que la montée des eaux surprend les riverains en moins d'une heure. Ceci est un test tout à fait théorique puisque les crues de l'Oust sont réputées plus lentes.

5.2 Monétarisation des dommages aux biens et aux personnes

Les dommages les plus significatifs sont basés sur les logements (pertes sur l'immobilier et le mobilier) et les entreprises (pertes matérielles, pertes d'exploitation et dommages au bâti), selon les fonctions de dommages nationales [4]. D'autres enjeux sont cités même si leurs dommages associés ne sont pas significatifs.

Sans utilisation d'une valeur de vie statistique (VVS)

Les dommages aux logements et aux entreprises sont calculés pour les crues de 100 à 33 333 ans, pour l'évacuateur actuel avec une hypothèse de rupture à partir de la crue de 300 ans et pour l'évacuateur projeté avec une hypothèse de rupture pour la crue de 33 333 ans.

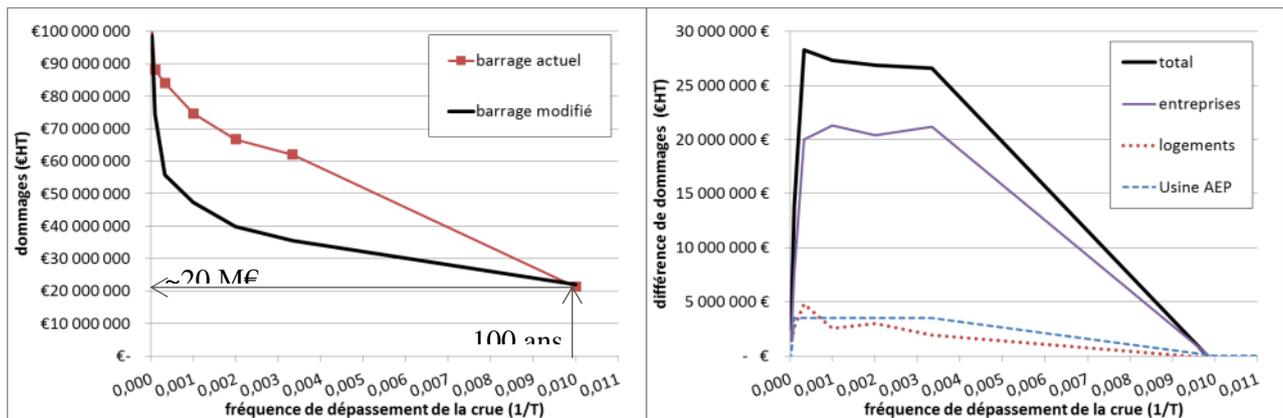


Figure 10 : courbe de distribution des dommages aux biens pour les états de référence et nominal (à gauche) et des différences de dommages entre état de référence et état nominal (à droite)

On remarque sur le graphique de gauche que les crues en état nominal (barrage modifié) engendrent elles-mêmes des dommages propres à la situation des enjeux dans la vallée, avec une influence faible voire nulle du barrage. La courbe noire à gauche montre en effet qu'une crue de 100 ans engendre environ 20 M€ de dommages. L'état de référence (barrage actuel) génère des dommages plus importants du fait de la rupture pour les périodes de retour de 300 à 10 000 ans. En revanche les dommages sont quasi identiques entre l'état de référence et l'état nominal pour les crues de 100 ans et de 33 333 ans car, comme vu plus haut, les lignes d'eau sont quasiment confondues.

La différence de dommages entre l'état de référence et l'état nominal est représentée par le graphique de droite. On constate que l'essentiel des dommages dus au barrage actuel correspond aux entreprises, quatre à cinq fois plus touchées en valeur (environ 20 M€) que les logements ou les infrastructures (moins de 5 M€ chacun). L'intégrale de cette courbe représente le dommage moyen annuel dû au barrage (DMAb) et vaut 169 k€HT/an. En retirant l'entreprise la plus touchée en valeur (10 M€ dus à la rupture entre 300 et 3 000 ans), le DMAb est réduit à 109 k€HT/an. Il apparaît raisonnable de retirer cette valeur extrême de l'échantillon des entreprises et de retenir pour la suite un DMAb de 109 k€HT/an. Ainsi on évite de faire reposer les conclusions de l'analyse coûts-bénéfices sur une seule entreprise.

5.2.2 Avec utilisation d'une valeur de vie statistique (VVS)

En appliquant aux décès (NMAb décès) une valeur de VVS de 3 M€, telle que préconisée par le Commissariat Général à la Stratégie et à la Prospective (CGSP) relevant du premier ministre (France Stratégie), et une valeur de 2 % de la VVS, soit 60 k€, aux blessés (NMAb blessés), le DMAB devient :

	décès (3 M€/décès)	blessés (60 k€/blessé)	biens (rappel)	décès, blessés et biens
NMAb nocturne	0,008	0,12		
NMAb diurne	0,010	0,21		
DMAB nocturne	24 k€/an	7,2 k€/an	109 k€/an	140,2 k€/an
DMAB diurne	30 k€/an	12,6 k€/an	109 k€/an	151,6 k€/an

Tableau 5 : Nombres Moyen Annuel (NMAb) et Dommages Moyen Annuel (DMAB) dus au barrage

5.2.3 Niveaux d'investissements proportionnés

Avec un horizon d'analyse de 50 ans, un taux d'actualisation de 2,5 % jusqu'en 2070 comme préconisé par le CGSP, et en supposant le coût d'entretien annuel de l'ordre de 1 % du montant investi, les coûts proportionnés des mesures à prendre sont calculés à partir des DMAB et sont fournis dans le Tableau 6. Cela revient à mener une analyse coûts-bénéfices (ACB) à l'envers : on calcule le coût d'investissement qui permet d'annuler la valeur actuelle nette (VAN) à 50 ans. Ainsi la mise en sûreté du barrage, qui est exigée par le niveau inacceptable de risque aux personnes, peut être socio économiquement justifiée vis-à-vis des dommages dus aux décès, aux blessés et aux biens si les mesures n'excèdent pas un coût initial de l'ordre de 3 M€HT et des frais d'entretien et de maintenance de 30 k€HT/an.

	décès seuls	blessés seuls	biens seuls	décès, blessés et biens
scénario nocturne	530 k€	159 k€	2 409 k€	3 098 k€
scénario diurne	663 k€	278 k€	2 409 k€	3 350 k€

Tableau 6 : coûts proportionnés des mesures à prendre pour la sûreté du barrage selon les dommages pris en compte

6. CONCLUSION

Des premières évaluations [2] et [3] pour la construction d'un nouveau dalot d'évacuation des crues dans le corps du barrage, dont les performances hydrauliques sont conformes aux exigences du projet d'arrêté cité par [1], ont abouti à des coûts compris entre 1 et 2 M€HT. Ces coûts apparaissent tout à fait proportionnés aux dangers et dommages encourus qui justifient un investissement de l'ordre de 3 M€HT. Ils le seront d'autant plus si on intègre les dommages à l'entreprise la plus touchée, qui a été retirée de l'échantillon d'analyse, les dommages à l'agriculture (personnel, surfaces cultivées, cheptels, bâtiments et équipements agricoles), voire les dommages à l'environnement et au patrimoine culturel.

Une modélisation hydraulique 1D couplée à un traitement SIG adéquat et une cartographie des enjeux humains et matériels à la parcelle permettent de produire des indicateurs très utiles sur le niveau de sûreté du barrage (NMAb blessés, NMAb décès, DMAB) et sur les investissements proportionnés à consentir (à travers le calcul d'une VAN). Toutefois il faut garder à l'esprit que des améliorations sont certainement possibles, notamment en mettant en œuvre des méthodes plus élaborées d'évaluation des risques humains, comme HEC-FIA ou Life Safety Model (voir [7]). Par ailleurs certains paramètres comme les seuils d'acceptabilité du risque aux personnes, l'horizon d'analyse (ici 50 ans) et le taux d'actualisation (ici 2,5 %) restent à consolider au plan national.

REMERCIEMENTS

Les auteurs tiennent à remercier tous les services ayant mis à disposition les données d'entrée indispensables à cette étude de cas, et tout particulièrement la Chambre de Commerce et d'Industrie (CCI du Morbihan), l'Institut d'Aménagement de la Vilaine (IAV) et la DDTM du Morbihan.

RÉFÉRENCES ET CITATIONS

- [1] Aelbrecht et al. (2016). Applicabilité de la méthode des dommages incrémentaux en France pour le dimensionnement des évacuateurs de crue de barrage : proposition d'un cadre méthodologique par le CFBR. Article pour le colloque CFBR de novembre 2016.
- [2] Adeline. ISL ingénierie (2015). Analyse de la pertinence d'un nouvel évacuateur de crue au barrage du Lac au Duc. Eau du Morbihan.
- [3] Tardieu. ISL ingénierie (2013). Programme d'études et de suivi pluri annuel du barrage du Lac au Duc. Diagnostic du barrage. Eau du Morbihan.
- [4] CGDD (2014). Guide méthodologique « Analyse multicritères des projets de prévention des inondations ». Ministère de l'Environnement, de l'Energie et de la Mer.
- [5] DEFRA/Environmental Agency (2006). Flood Risk to people. The flood risk methodology.
- [6] Eddleston (2015). A review of international approaches to risk assessments in dam engineering. Hydropower and dams. Issue Four, 2015.
- [7] S.N. Jonkman (2014). A comparative study on methods for loss of life estimation – applications to case studies in the United States. 6th international conference on flood management, Sao Paulo Brazil.
- [8] P.A. Zielinski et al. Gestion de la sécurité des barrages en exploitation. Appendix B: Decision Making in Dam Safety. Bulletin 154 de la CIGB.
- [9] Froehlich, D. (2008) Embankment dam breach parameters and their uncertainties. J. Hydraul. Eng. 134, 1708–1720
- [10] Von Thun, J. Lawrence, and David R. Gillette, 1990, Guidance on Breach Parameters, U.S. Bureau of Reclamation, Denver, Colorado, March 13, 1990, 17 p. in Tony L. Wahl (1998). Prediction of Embankment Dam Breach Parameters - A Literature Review and Needs Assessment - Dam Safety Office, USBR.
- [11] Rijkswaterstaat VNK Project Office (2015). The National Flood Risk Analysis for the Netherlands, FINAL REPORT, p.52.

EVALUATION ET GESTION DES SCENARI DE DYSFONCTIONNEMENT DES BARRAGES-RÉSERSOIRS EN BELGIQUE

Evaluation and management of dysfunction scenarios on dams in Belgium

DOI : 10.24346/cfbr_colloque2016_c05

Benoît, J., Liégeois

ENGIE, GDF Suez, Directeur de l'entité Awirs/Coo/Hydro

Quai du halage, 47-49, 4400 Flémalle, Belgique

Membre du Comité Belge des Grands Barrages

benoit.liegeois@engie.com

Pr Michel, J.J., Piroton

UNIVERSITE DE LIEGE, HECE (Hydraulique de l'environnement naturel et construit)

Quartier Polytech 1, Allée de la Découverte, 9 (B52/3), 4000 Liège, Belgique

Membre du Comité Belge des Grands Barrages

michel.piroton@ulg.ac.be

Pr Benjamin, J., Dewals

UNIVERSITE DE LIEGE, HECE (Hydraulique de l'environnement naturel et construit)

Quartier Polytech 1, Allée de la Découverte, 9 (B52/3), 4000 Liège, Belgique

b.dewals@ulg.ac.be

Philippe, J., Dierickx

SERVICE PUBLIC DE WALLONIE, Directeur de la Gestion hydrologique intégrée,

Bd du Nord, 8, 5000 Namur (Belgique)

Membre du Comité Belge des Grands Barrages

philippe.dierickx@spw.wallonie.be

Thibaut, L., Mouzelard

SERVICE PUBLIC DE WALLONIE, Directeur de l'Exploitation des Barrages,

Bd du Nord, 8, 5000 Namur (Belgique)

Président du Comité Belge des Grands Barrages

thibaut.mouzelard@spw.wallonie.be

MOTS CLÉS

Risque, sécurité, dysfonctionnement, réglementation, étude d'impact hydraulique, modélisation numérique, rupture d'ouvrage, rupture en cascade, monitoring, auscultation, plan d'urgence.

RÉSUMÉ

La Belgique compte quinze ouvrages de retenue repris dans la liste des grands barrages du Comité International des Grands Barrages. Six ouvrages sont gérés par la société Engie, les neuf autres sont sous la gestion de l'autorité publique régionale wallonne. Le législateur belge n'a jamais édicté de règles spécifiques aux grands barrages. Néanmoins, les gestionnaires se sont toujours préoccupés de cette question. Ils ont développé des procédures et méthodes qui ont fait l'objet d'échange d'expérience, au travers notamment du Comité Belge des Grands Barrages. Dans cette recherche continue de la sécurité, l'impact de scénarii de dysfonctionnements multiples (rupture d'ouvrage, vidange rapide,...) sur les populations et l'environnement en aval des ouvrages constitue un point d'attention particulier. Une étude d'impact hydraulique sur l'aval a été menée pour les principaux ouvrages belges. Cette étude est basée sur une méthode numérique déterministe. La méthodologie, les hypothèses quant au mode de rupture ou de vidange, ainsi que les enseignements tirés de cette campagne sont explicités. Ces résultats constituent une étape importante dans l'évaluation et la gestion des risques spécifiques aux barrages-réservoirs. En effet, depuis peu, des dispositions réglementaires ont été édictées quant à la gestion et la coordination des épisodes de crise pour toute activité susceptible d'impacter gravement la sécurité publique. Ces règles s'appliquent donc aux grands barrages belges. Dans ce cadre, les gestionnaires ont établi un plan interne d'urgence pour chaque ouvrage. La présente communication pose donc un regard transversal sur les questions de l'évaluation et de la gestion des risques de dysfonctionnement liés aux barrages-réservoirs belges, ainsi que des approches et collaborations initiées par les gestionnaires privés et publics.

ABSTRACT

Belgium has fifteen structures included in the list of large dams of the International Committee on Large Dams. Six are managed by Engie Company, the other nine are owned by the Walloon regional public authority. The Belgian legislator has never enacted specific rules for large dams. However, managers have always been concerned with this issue. They developed procedures and methods that were subject to exchanges of experience with their counterparts, in particular through the Belgian Committee on Large Dams. In this ongoing research of security, the impact of multiple failure scenarios (dam break, quick emptying ...) on the people and the environment downstream of dams is a particular focal point. An impact study has been conducted for the main plants. This study is based on a deterministic numerical method. The methodology, the assumptions regarding the failure mode or emptying and the lessons learned from the analyses are presented. These results are an important step in the assessment and the management of risks. Indeed, regulations were recently enacted for the management and the coordination of any activity likely to seriously impact public safety during crisis periods. These rules apply therefore for large dams. In this context, managers have established an emergency plan for each structure. This paper provides a broad overview on the issues of the evaluation and the management of dysfunction risks of Belgian dams, as well as on approaches and collaborations initiated between the private managers and public authority.

1. INTRODUCTION

1.1 Le contexte belge des barrages de retenue

La Belgique compte quinze ouvrages repris dans le Registre Mondial des Barrages établi par le Comité International des Grands Barrages. Ces ouvrages de retenue ont été développés pour répondre à plusieurs besoins de base de l'Etat belge qui étaient, principalement, la production d'eau de distribution et d'électricité, ainsi que le soutien d'étiage pour la navigation fluviale et l'écrêtage de crues. D'autres objectifs ont été assignés aux ouvrages, dès leur conception ou ultérieurement, de sorte qu'ils constituent en grande majorité des ouvrages multi-objectifs.

Les six ouvrages dont la finalité première constitue l'écrêtage de crues ainsi que la production d'hydroélectricité ont été bâtis par la société privée Unerg – désormais devenue Engie, suite à plusieurs opérations de consolidation dans le secteur de l'électricité. Les neuf autres ouvrages, principalement destinés à l'alimentation en eau de distribution et de soutien d'étiage, ainsi qu'à l'écrêtage de crues, ont été bâtis, dès la fin du XIX^{ème} siècle, par le Ministère des Travaux publics de l'Etat belge. Le contexte institutionnel a amené la régionalisation de ces ouvrages [1], de telle sorte qu'ils sont désormais propriété de la Région wallonne, et gérés par le Service Public de Wallonie (SPW). Les caractéristiques principales des ouvrages sont reprises dans le tableau 1.

1.2 Réglementation belge et perspectives sur la gestion du risque lié aux barrages-réservoirs

C'est au milieu du XIX^{ème} siècle que le premier projet d'un ouvrage de grande retenue d'eau se dessine en Belgique. Le barrage de la Gileppe, dans sa première configuration avec une retenue de 13 millions de m³, a été édifié à partir de 1867 pour être mis en service en 1878. Cet ouvrage, comme tous les autres barrages belges, remplit des missions qu'on peut qualifier d'intérêt général.

Le faible nombre d'ouvrages développés sur le territoire belge, combiné à la présence significative des pouvoirs publics dans le développement et la gestion de ces ouvrages, constituent les premières tentatives d'explication quant à l'absence de réglementation spécifique aux ouvrages de grande retenue en Belgique. A ces premiers constats s'ajoute celui de l'absence historique d'accident ayant induit des dégâts significatifs ou des pertes en vies humaines. A ce jour donc, et ce contrairement à ses principaux voisins en termes de grands barrages que sont la France, la Suisse et l'Allemagne, le législateur belge n'a pas édicté de règles, ni sur les aspects liés à l'édification des ouvrages, ni sur les contraintes relatives à la gestion, au suivi et au contrôle des ouvrages.

Cette absence de législation spécifique ne peut toutefois aucunement être considérée comme un désintérêt de la question fondamentale qu'est la sécurité des barrages de retenue. Les gestionnaires ont en effet toujours placé cette question au cœur de leurs préoccupations.

Barrage	Gestionnaire	Mise en service	Type de structure	Hauteur sur fondation (m)	Vol. de retenue (hm ³)	Fonctions					
						Ecrêtement de crue	Production d'eau potable	Soutien d'étiage navigation	Hydro-électricité	Pompage-turbinage	Tourisme nautique / loisir
Vesdre	SPW	1949	Béton poids	66	25,0	V	V		V		
Gileppe	SPW	1878	Enrochements	68	27,0	V	V		V		
Ourthe	SPW	1958	Béton poids	21	3,0		V		V		
Plate-Taille	SPW	1980	Béton poids	70	67,8	V		V		V	V
Eau d'Heure	SPW	1978	Enrochements	35	14,8	V		V	V		V
Falemprise, Féronval, Ry Jaune	SPW	1978	B. poids / Enrochts / Contreforts	16 - 24	0,8 - 1,2			V			V
Ry de Rome	SPW	1974	Enrochements	36	2,2		V				
Butgenbach	Engie	1932	Voûtes multiples	23	10,9	V			V		V
Robertville	Engie	1930	Béton poids	54	8,2	V	V		V		V
La Vierre	Engie	1965	Béton poids	12	1,5	V			V		
Coo bassins sup. 1 & 2	Engie	1972	Enrochements	30	4 - 4,5					V	
Coo bassin inf.	Engie	1972	Enrochements	16 - 29	9					V	

Tableau 1 : Caractéristiques principales des grands barrages belges

D'une part, et de manière similaire aux pays voisins précités, la Belgique s'est dotée d'un Comité national des Grands barrages dès 1929. Le Comité Belge reprend dans ses missions, outre les contacts avec le Comité International, « l'étude et l'examen que le Gouvernement pourrait lui soumettre, en ce qui concerne la construction et l'exploitation des grands barrages, aux points de vue de la navigation, de la production d'énergie, de l'écoulement des eaux de crue, de l'agriculture, de la distribution d'eau, de l'hygiène etc. ». Il agit de manière transversale, par des recommandations aux gestionnaires, tout autant qu'au pouvoir politique. C'est ainsi que, après la mise en service des derniers ouvrages construits en Belgique, début des années 80, et constatant une urbanisation grandissante dans les zones en aval des ouvrages (sur le sujet des analyses de risques relatives à l'occupation du territoire, voir notamment les études [2] et [3]), le Comité belge a entamé des réflexions quant à l'impact hydraulique sur l'aval de rupture ou de vidange rapide d'ouvrage. C'est donc sur proposition du Comité que, en 1990, le Ministre des Travaux publics a acté l'importance de lancer des études détaillées d'impact en aval. Le chapitre 3 explique la méthodologie scientifique utilisée par les gestionnaires pour réaliser ces études d'impact, ainsi que plusieurs résultats significatifs.

Ces résultats constituent une étape importante dans l'évaluation des risques spécifiques aux barrages-réservoirs, et introduisent la question de la gestion de ces risques. Les nouvelles dispositions réglementaires édictées quant à la gestion et la coordination des épisodes de crise pour toute activité susceptible d'impacter gravement la sécurité publique seront abordées dans le chapitre 4.

D'autre part, chaque exploitant a développé des procédures, méthodes et outils qui, bien qu'ils lui soient propres, ont fait l'objet d'échange d'expérience, au travers notamment du Comité Belge des Grands Barrages, dans l'optique d'assurer la sécurité des ouvrages en tout temps. Ceci sera illustré plus en détail au chapitre 2.

La présente communication pose donc un large regard transversal sur les questions de l'évaluation et de la gestion des risques de dysfonctionnement liés aux barrages-réservoirs belges, et des approches et collaborations initiées par les gestionnaires privés et publics.

2. GESTION ACTUELLE DES OUVRAGES BELGES

Les gestionnaires ont toujours développé des méthodes et procédures de maintenance et de surveillance de leurs ouvrages, dans l'objectif continu d'en assurer la sécurité. Même si la législation belge n'impose pas aux gestionnaires la tenue d'un dossier et d'un registre relatifs aux principales informations et procédures liées aux ouvrages, ni des visites techniques approfondies comme c'est le cas en France [4], les gestionnaires belges ont mis en place des procédures similaires dans les faits. Force est de constater par contre, toujours par comparaison à la législation française, et même suisse, qu'aucune obligation n'existe quant à la réalisation d'audit organisé par un spécialiste extérieur et indépendant.

2.1 Gestion hydraulique des ouvrages

2.1.1 Monitoring hydrologique et hydraulique

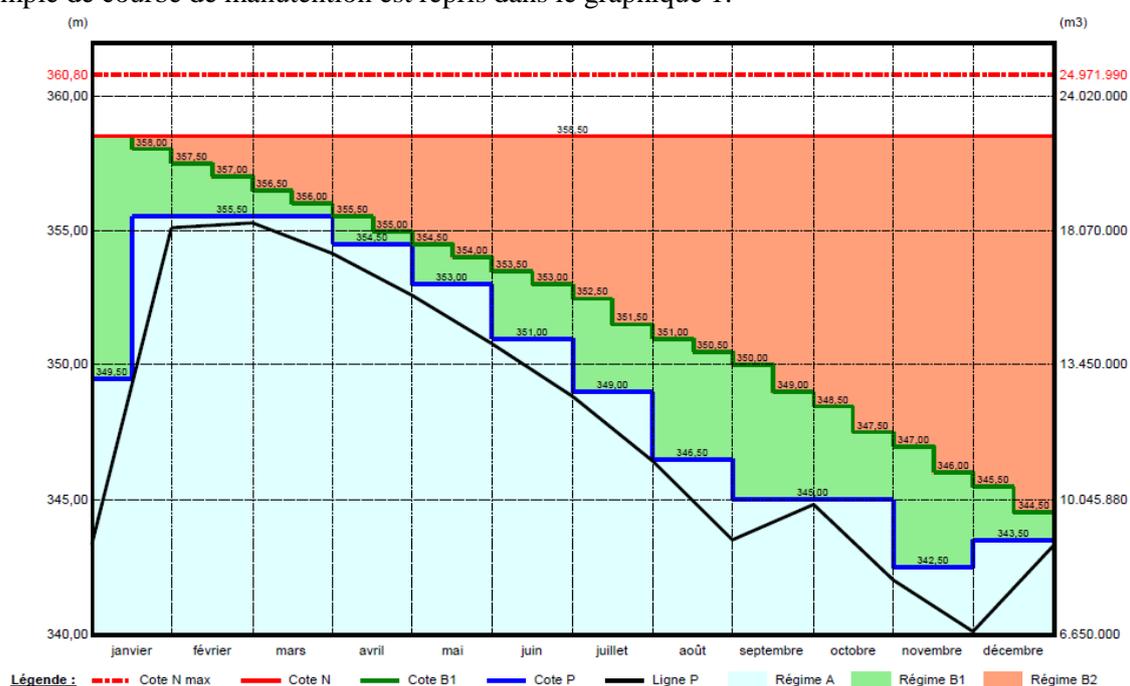
Les paramètres suivants font l'objet d'un suivi dans les principaux ouvrages :

- pluviométrie ;
- débit d'apport dans le lac, via déversoirs-jaugeurs sur les affluents principaux ;
- niveau de la retenue (mesures avec redondance) ;
- température de l'air.

Au niveau hydrologique, les informations sont en outre complétées par les données pluviométriques et hydrologiques fournies par le SPW.

2.1.2 Gestion hydraulique des ouvrages

Les instructions liées à la gestion du niveau des retenues, et des organes de sécurité (vannes de vidange, déversoir de crue) sont reprises dans des « notes de manutention » destinées aux responsables de site (gardes, ingénieurs). Un exemple de courbe de manutention est repris dans le graphique 1.



Graphique 1 : Exemple d'une courbe annuelle de manutention des eaux

L'objectif principal est d'éviter, en toute circonstance, la surverse de l'ouvrage. Les courbes de manutention permettent en outre le respect des missions de base des ouvrages :

- volume d'eau suffisant en période estivale pour la production d'eau potable, le soutien d'étiage et la production d'hydroélectricité ;
- réserve d'empotement suffisante en période hivernale, en cas de crue.

Sur base des données hydrologiques et hydrauliques mesurées sur site, ainsi qu'explicité dans le 2.1.1, et en fonction de la courbe de manutention, le gestionnaire est donc à même d'optimiser tout au long de l'année le volume stocké dans la réserve, et par là-même de maximiser les objectifs astreints à l'ouvrage.

2.2 Préservation de l'intégrité des ouvrages

Au-delà de la gestion quotidienne des aspects hydrologiques et hydrauliques, les ouvrages sont monitorés en permanence, et inspectés à un rythme régulier, de manière à garantir en tout temps leur stabilité et leur intégrité. Un aperçu de ces mesures est explicité ci-après, pour certains ouvrages représentatifs du parc belge.

2.2.1 Monitoring des paramètres de sécurité

Auscultation des barrages de Robertville et Bütgenbach – vallée de la Warche (Engie)

Il faut distinguer les données mesurées automatiquement et transmises en permanence vers la supervision des sites hydrauliques d'Engie et les données relevées manuellement par les rondiers lors de leurs inspections hebdomadaires des ouvrages. Les données automatiques sont pourvues de seuils d'alarme de sorte à alerter l'exploitant si elles s'écartent d'un intervalle étudié comme étant normal. Les mesures manuelles servent à vérifier et recalibrer les mesures automatiques mais aussi à donner des informations supplémentaires sur des paramètres à dynamique plus lente. Aussi bien les relevés automatiques que les relevés manuels, ainsi que les observations particulières de l'exploitant, sont envoyés mensuellement aux experts qui suivent les barrages depuis plusieurs années. Ceux-ci réalisent une analyse trimestrielle de base des données et une analyse annuelle poussée, complétée par une inspection complète des barrages, afin d'émettre des conclusions quant à la tenue des ouvrages et des recommandations sur des actions de maintenance à réaliser sur l'ouvrage et sur les instruments d'auscultation. En plus de ces expertises, les rondiers et ingénieurs d'exploitation visualisent quotidiennement l'ensemble des valeurs télétransmises afin de déceler une éventuelle dérive. A titre d'exemple, les équipements de mesure de sécurité au barrage de Bütgenbach sont les suivants :

- pendule direct ;
- fissuromètres et températures ;
- mesures topographiques ;
- drain des voutes et de pied de barrage ;
- piézomètre de la cuvée rive droite.

Auscultation du barrage de la Plate-Taille (SPW)

Les équipements de mesure de sécurité au barrage de la Plate-Taille sont les suivants :

- pendule direct et inverse ;
- drains de fondation équipés de débitmètre ;
- débitmètre de fuites ;
- cellules piézométriques dans la fondation.

Auscultation du barrage de la Gileppe (SPW)

Les mesures automatiques sont consultables en permanence par le personnel technique (ingénieurs, électromécaniciens et garde-barrage) via un programme de télégestion développé en interne. Les mesures manuelles servent à vérifier et recalibrer les mesures automatiques, mais aussi à donner des informations supplémentaires sur des paramètres à dynamique plus lente. L'ouvrage est monitoré via les équipements suivants :

- pendule direct ;
- drains de fondation équipés de débitmètre ;
- débitmètre de fuites ;
- cellules piézométriques dans la fondation ;
- balance de pression.

2.2.2 Inspection des ouvrages

Les ouvrages sont inspectés selon plusieurs niveaux de fréquence et de spécificité. On distingue principalement :

- Inspection de premier niveau :
Les galeries des ouvrages, les systèmes de drainage et les abords de chaque ouvrage sont inspectés sur base hebdomadaire par le garde ou le rondier. Il consigne ses observations et fait rapport à un ingénieur sur le résultat de ses observations.
- Inspection par plongeurs des organes sous eaux :
L'ensemble des organes sous eau (vannes, batardeaux,...) sont inspectés tous les 5 ans par une équipe de plongeurs, afin de déceler d'éventuelles anomalies.
- Manœuvres préventives des organes de sécurité :
Des manœuvres préventives sont réalisées 2 fois par an sur les différents organes de sécurité de l'ouvrage (vannes, batardeaux) afin de garantir leur bon fonctionnement.
- Mesurestopographiques :
Un nivellement de la crête des ouvrages est effectué deux fois par an. Une mesure de déplacement

amont/aval est également réalisée, selon le même rythme, pour les ouvrages les plus hauts et les plus rigides.

- Mesures bathymétriques :

Les lacs des ouvrages sont sondés selon un rythme propre à la dynamique d'envasement de chaque site (cinq à dix ans). Ceci permet de suivre l'évolution de l'envasement, et de vérifier que celui-ci n'impacte ni la capacité globale, ni la sécurité de l'ouvrage. D'une manière générale, ce phénomène n'est pas significatif sur les ouvrages belges dont la majorité sont équipés de pré-barrages.

Inspection des parements amont au moyen de ROV :

Les inspections des parements amont des grands barrages et des organes de manoeuvres noyés ont toujours présenté de grandes difficultés. En effet, d'une part l'emploi de plongeurs reste complexe vu les profondeurs à affronter et le temps de plongée lié aux importantes superficies à inspecter, et d'autre part, l'abaissement des plans d'eau pour une inspection à sec immobilise trop longtemps les infrastructures vu les faibles débits d'apport nécessaires au remplissage. Fin des années 2000, afin d'éviter ces contraintes, la technologie du ROV (Remote Operated Vehicle) a été déployée sur les ouvrages du SPW (graphique 2). Ce robot, équipé de plusieurs caméras, est télécommandé via un ombilical qui permet une inspection sans contrainte de profondeur et donc de durée de travail. Les experts disposent ainsi des images en temps réel pour une analyse pertinente.



Graphique 2 : ROV utilisé pour l'inspection des parements amont des barrages SPW

Pour la majorité des ouvrages belges, le ROV mis en œuvre était géo positionné grâce à une sonde subaquatique suspendue à un câble en travers de la retenue. Sur base du principe de l'interférométrie acoustique 3D et donc des temps de trajet d'ondes sonars entre la sonde et le ROV, ce dernier peut être positionné en permanence et avec précision. Ainsi, la navigation du ROV est facilitée, notamment afin de couvrir de manière exhaustive le parement ou de se focaliser sur les joints de construction. Surtout, chaque image est donc géoréférencée, offrant la possibilité de localiser les anomalies détectées et de faciliter d'éventuelles interventions ultérieures. Aucune anomalie majeure n'a été relevée dans les ouvrages malgré, pour certains, leur âge. Il est désormais recommandé de procéder à ce type d'inspection à rythme décennal.

3. ETUDES D'IMPACTS HYDRAULIQUES SUR L'AVAL EN CAS DE DYSFONCTIONNEMENT

3.1 Introduction

Au début des années 2000, le Ministère wallon de l'Équipement et des Transports (devenu le SPW), prit la décision d'étudier les impacts hydrauliques en aval de ses différents grands barrages en cas de dysfonctionnement majeur. A l'époque, les méthodes traditionnelles se basaient soit sur des modèles réduits, soit sur des modèles numériques unidimensionnels. Les premiers, outre leurs coûts, présentent d'importantes incertitudes liées aux similitudes et posent le problème de leur taille limitée, sachant qu'un impact de rupture peut, par exemple, se propager des dizaines de kilomètres à l'aval de l'ouvrage. La seconde famille autorise des calculs assez rapides et peu coûteux, mais avec de très grandes inconnues quant aux effets hydrodynamiques bidimensionnels, voire tridimensionnels, ou à la grande simplification de la topographie et de la rugosité.

L'option de recourir à un troisième choix - la modélisation numérique bidimensionnelle - fut rapidement choisie pour trois raisons essentielles :

- validation de codes bidimensionnels sur des cas éprouvés [5], codes permettant en particulier d'appréhender correctement la répartition des débits aux confluences de vallées;
- augmentation des capacités et des vitesses de calcul permettant des simulations hydrauliques sur des centaines de milliers de mailles ;
- existence de données topographiques précises et denses.

Les ondes de crue induites par une rupture de barrage se propagent souvent sur de grandes étendues et leurs interactions avec les structures hydrauliques ou autres, sont souvent complexes (surverse, érosion, destruction, etc.). La modélisation détaillée ou simplifiée de ces effets est exigeante d'un point de vue informatique, tant par la complexité du modèle global à résoudre que par le nombre de simulations requises pour des études de sensibilité. Elle requiert un outil intégré, à la fois capable de résoudre en conditions extrêmes des modèles hydrodynamiques adaptés pour l'analyse d'un large panel de scénarii, et apte à gérer un grand nombre de données et de résultats spatialisés. Il faut ainsi disposer d'outils de pré- et post-traitement pour combiner les multiples sources de données dans une information pertinente pour la modélisation et pour fournir aux décideurs des informations objectives et synthétiques sur les risques induits à l'aval par des dysfonctionnements. La disponibilité d'un code opérationnel, développé au sein du HECE de l'université de Liège, a conduit au choix de la suite logicielle WOLF pour rencontrer ces attentes au niveau des différents barrages belges [6]. Ce code a notamment été abondamment utilisé pour l'établissement de carte d'inondations naturelles sur les rivières wallonnes [7].

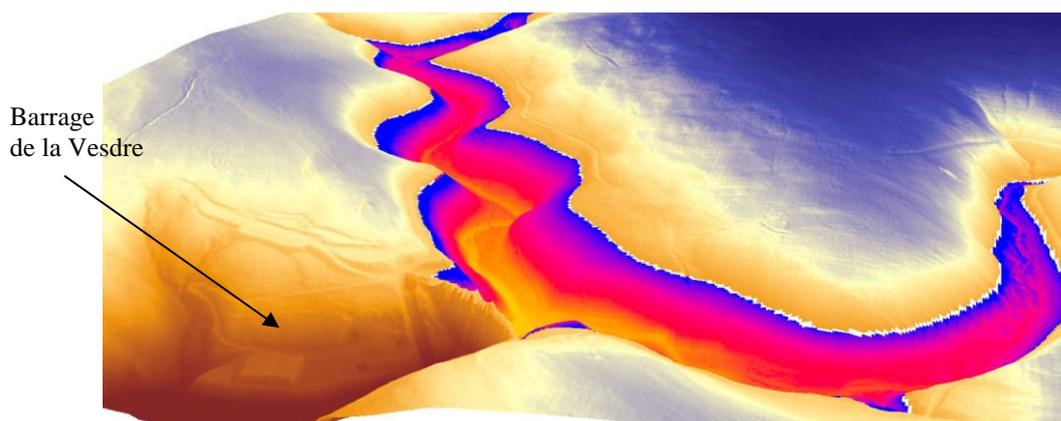
3.2 Données de base

3.2.1 Bathymétrie des retenues

Les lacs de retenue, à leur cote de pleine capacité, ont fait l'objet de campagnes de mesures bathymétriques par le biais d'un sonar multifaisceaux équipé d'un GPS en mode RTK et d'une plateforme inertielle pour tenir compte de ses mouvements. Après traitement, un modèle numérique de terrain (MNT) à haute résolution (mailles de 1 x 1 m) est obtenu sous la surface de l'eau avec une précision finale décimétrique [8]. Ces mesures sont par ailleurs répétées désormais tous les 10 ans environ afin de suivre la sédimentation et de mettre à jour les courbes de capacité des retenues.

3.2.2 Modèle numérique de terrain LIDAR

Dans le cadre d'une simulation d'événements critiques, la mesure sonar n'est pas suffisante. En effet, il convient également de connaître la topographie au-dessus des cotes de pleine capacité. A cette fin, la technique du LIDAR aéroporté a été adoptée afin d'obtenir une densité équivalente au MNT sonar, et une précision de l'ordre de 15 cm en altitude [9]. La technologie utilisée enregistre également les premiers et derniers échos de chaque onde laser afin de différencier essentiellement le sol du sommet de la canopée (cf. graphique 5). L'intégration des données bathymétriques avec le levé LIDAR a requis la mise au point d'une méthodologie adaptée pour supprimer toute discontinuité topographique entre les deux sources ou les combler, sur base d'interpolations de sections transversales. Pour les vallées situées en aval des ouvrages, le LIDAR a également permis de générer des MNT complets tandis que le lit mineur de la rivière, selon le gabarit, a été établi par sonar multifaisceaux ou par des profils en travers avec des techniques traditionnelles. C'est donc l'ensemble du système, réservoir et zone d'évacuation, qui disposait d'une topographie à résolution métrique. Une vue tridimensionnelle d'un exemple de modèle numérique de terrain reconstitué est reprise dans le graphique 3.



Graphique 3 : MNT reconstitué (bathymétrie sonar et LIDAR, second écho), barrage de la Vesdre.

3.2.3 PICC

Cette base de référence cartographique numérique, disponible pour l'ensemble de la Wallonie, reprend selon leurs coordonnées x , y , z , avec une précision de 25 cm [10], tous les éléments identifiables du paysage (éléments naturels (rivières, bois...), constructions civiles (bâtiments, pylônes...), éléments et mobiliers de voirie, éléments aériens et leur support, limites, chemins de fer/méto/tram, bornes repères,...). Cette source a été mise à profit pour compléter ponctuellement l'information topographique et pour procéder à une segmentation automatique des modèles numériques de surface (approche multi-sources) afin de « nettoyer » la topographie brute du second écho laser.

3.2.4 Modèle d'occupation de sol – COSW

La Carte d'Occupation du Sol de Wallonie (COSW), sous un format vectoriel ShapeFile, reflète l'occupation du sol du territoire wallon et est principalement utilisée pour distribuer le coefficient de frottement sur la zone d'intérêt.

3.2.5 Prise en compte de la rugosité

Concernant la rugosité, les cartes d'occupation du sol ont été exploitées tout en conservant sur les MNT les bâtiments; leur présence augmentant numériquement la rugosité en créant des pertes de charge locales. Par contre, ponts et passerelles furent retirés du MNT, considérant qu'ils ne pourraient résister à un niveau d'eau atteignant leur tablier. Afin d'optimiser le temps de calcul, le MNT fut intégré dans un maillage structuré multi-blocs pour WOLF2D avec, selon l'ouvrage considéré, modification de la résolution spatiale.

3.3 Modèles hydrauliques

La complexité des écoulements se propageant sur une large emprise à topographie complexe a suggéré une implémentation de stratégies de modélisations 2D, parfois avec remaillage intermédiaire pour des propagations très longues. Ce choix s'est naturellement imposé au terme d'une première approche couplée pour des propagations d'ondes raides d'une part de modèles numériques 1D en réseaux et d'autres part d'essais expérimentaux avec reproduction de configurations idéalisées de confluences. Cette première approche ne s'est pas avérée totalement satisfaisante comparativement aux possibilités informatiques rapidement croissantes imposant une approche 2D. Par ailleurs, des stratégies couplées 2D-1D-0D ont été conservées pour des analyses plus ponctuelles ou de sensibilité.

3.3.1 Modèle 2D intégré sur la hauteur

Modèle mathématique

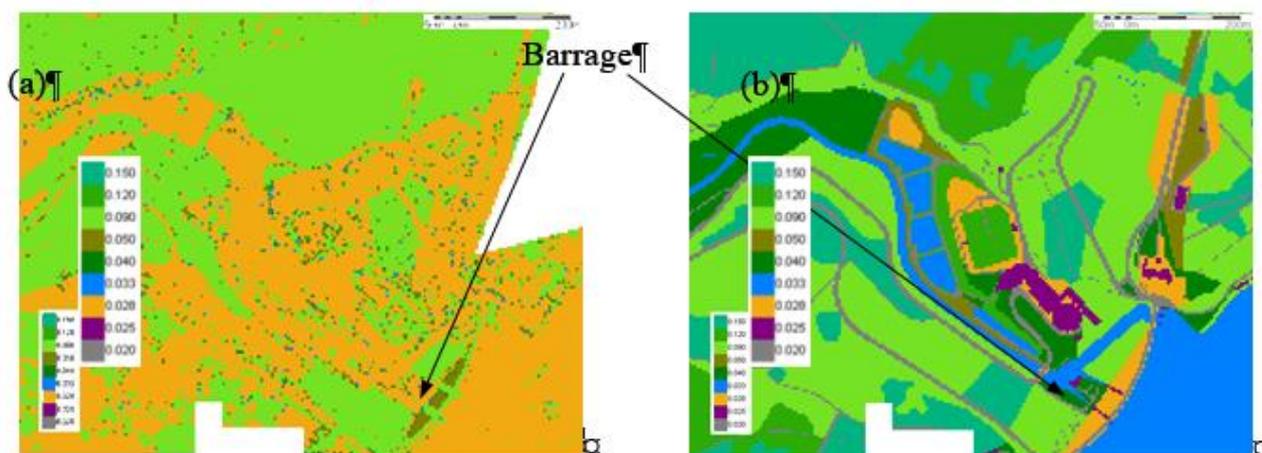
La propagation d'une onde de crue induite par une rupture de barrage est un phénomène essentiellement bidimensionnel à l'échelle de la zone inondée. Le modèle hydraulique utilisé est basé sur les équations intégrées sur la hauteur de la conservation de la masse et de la quantité de mouvement selon les deux axes principaux de discrétisation. La seule hypothèse émise est que le rapport de la vitesse verticale par rapport aux deux autres est faible, ce qui conduit à une distribution hydrostatique de la pression sur la verticale. Dans les cas de fronts consécutifs à la rupture d'un barrage ou à des vidanges rapides, l'effet convectif dominant relativise l'utilité de modèles de turbulence sophistiqués, par ailleurs disponibles dans WOLF. Leur effet est globalement intégré dans un choix adapté des lois et des valeurs distribuées spatialement de frottement.

Les équations intégrées sur la hauteur supposent que l'écoulement se propage à surface libre, ce qui représente la grande majorité des écoulements rencontrés en milieu naturel. Toutefois, lorsque l'onde atteint un orifice (tunnel, pertuis, ...), une variante de résolution du système mathématique peut prendre explicitement en compte une mise en pression de l'écoulement. Le modèle est également en mesure de calculer le transport sédimentaire ainsi que les phénomènes d'érosion et de déposition, ce qui conduit éventuellement à la modélisation totalement couplée de l'interaction entre l'écoulement et les structures hydrauliques érodables. Cette méthode a été utilisée de manière expérimentale pour les études d'impact en aval des barrages de la Vesdre et de l'Eau d'Heure. Néanmoins, l'évolution topographique de zones spécifiques peut aussi être prescrite a priori, par exemple pour reproduire un processus de brèche par un affaissement piloté numériquement d'une digue.

Modèle numérique

Les équations sont résolues par le logiciel WOLF2D. La discrétisation spatiale est assurée par un schéma volumes finis, avec une méthode originale de fractionnement des flux indépendant du régime d'écoulement. Le code est ainsi capable de résoudre tout écoulement stationnaire ou instationnaire en présence de chocs. Une propagation sur plusieurs kilomètres le long de zones habitées pose le défi d'une description suffisamment fine des bâtiments, digues, routes, ponts, etc. et ce malgré la grande emprise potentielle d'inondation. Pour ce faire, le solveur travaille sur des blocs multiples de maillages réguliers, de manière à raffiner localement la discrétisation. De plus, une procédure automatique restreint à chaque pas de temps le domaine de calcul aux mailles mouillées. Enfin, une procédure itérative originale force une parfaite conservativité de volume et de quantité de mouvement lors des phases d'inondation et d'assèchement. Chaque maille du domaine de calcul dispose de données à la fois altimétriques mais également de caractérisation du frottement, dont les valeurs spatialement distribuées résultent d'un traitement pointu des différentes sources reprises ci-après.

3.3.2 Données de frottement



Graphique 4: Distribution du coefficient de frottement au voisinage du barrage par –(a) différence des échos –(b) données d'occupation du sol.

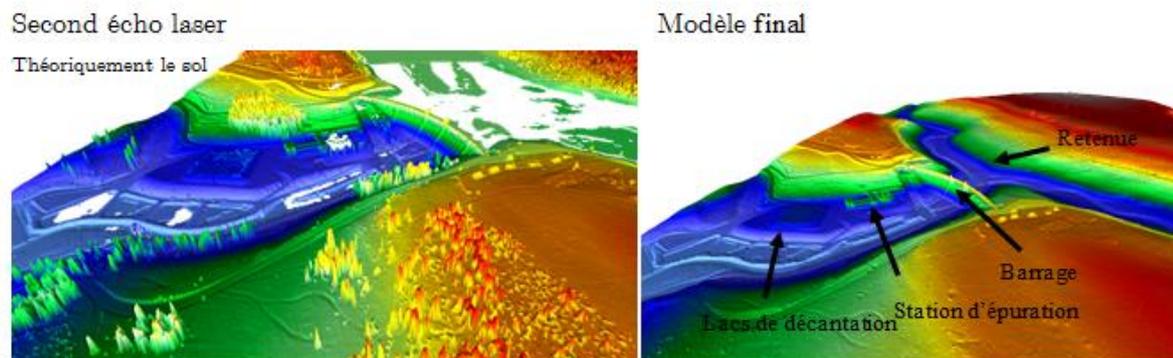
La résistance de l'écoulement induite par l'interaction de l'eau avec le sol est modélisée par la formulation empirique de Manning. Comme mentionné ci-dessus, les simulations de rupture de barrage utilisent généralement cette formule pour intégrer tous les effets de « perte », comme expliqué en 3.3.1. Grâce à la résolution du MNT, la formule de rugosité n'a toutefois pas besoin de rendre compte de la macro-rugosité telle que celle induite par les bâtiments. Les coefficients de frottement de Manning sont distribués sur toute la zone d'intérêt en fonction soit de l'occupation du sol (COSW) soit du différentiel entre les deux échos laser. Ces deux méthodes sont illustrées au graphique 4. L'impact de la source de données et des valeurs de frottement qui en résultent est évoqué au paragraphe 3.5.1.

3.3.3 Données topographiques fixes

Aucune source de données n'est à même de fournir une information exhaustive et pertinente pour un modèle de propagation d'onde de rupture. Elles doivent être analysées, combinées avec un traitement minutieux, complétées et validées par des vérifications sur le terrain. Ainsi, une segmentation efficace des données LIDAR doit conduire à la suppression de toute végétation résiduelle de la topographie sans confusion avec des bâtiments ni autre effet de lissage. Par ailleurs, les données altimétriques brutes ne décrivent pas de façon fiable, certaines caractéristiques, telles les murs de protection, les passages sous les ponts, les conduits et les tunnels de chemin

de fer... Toutes ces voies par lesquelles l'eau peut s'écouler doivent être intégrées à l'image de la résolution spatiale du modèle.

Le graphique 5 illustre ces phases de traitement et d'assemblage. Au départ du dernier écho laser, une suppression automatique de la végétation résiduelle, tout en conservant les bâtiments reconnus sur base du PICC est réalisée. Ensuite, la bathymétrie des retenues et rivières y est superposée.



Graphique 5 : Résultat du traitement

3.3.4 Données topographiques évolutives

Dans le modèle hydraulique, le MNT peut évoluer au cours de la simulation afin de reproduire une dynamique de ruine des ouvrages, par interaction forte ou non avec l'écoulement. Dans le cas d'une rupture progressive, par surverse d'un ouvrage érodable ou par défaillance structurelle d'un ouvrage rigide, une évolution temporelle du MNT est prescrite, déclenchée sur base d'un critère hydrodynamique testé à chaque pas.

Dans la vallée en aval, le MNT peut également évoluer en raison des répercussions de l'onde de rupture sur les bâtiments. Leur effet obstructif influence la propagation, leur destruction par l'écoulement modifie à son tour l'hydrodynamique. C'est pourquoi il est opportun de refléter ce possible effondrement lors de la modélisation de la propagation de l'onde sur une zone urbaine dense.

Dans les simulations menées à titre de recherche, la destruction des bâtiments a été initiée sur la base de valeurs combinées de seuils de hauteur d'eau, vitesse d'écoulement et débit spécifique. A chaque pas de temps, si la valeur seuil d'effondrement est atteinte pour un bâtiment, le MNT est modifié dans une zone urbaine de manière à prendre en compte l'effondrement local de la structure.

Enfin, le MNT peut aussi évoluer en raison des processus d'érosion et de dépôt, optionnellement modélisés par un modèle de transport de sédiments entièrement couplé avec le modèle hydraulique.

3.4 Scénarii

La définition du risque implique toutes les défaillances, des moins dommageables mais plus probables, comme celles affectant des conduites forcées ou des vannes, aux pires scénarii impliquant une destruction totale. En fonction de la configuration des lieux, du type des structures impliquées, une réflexion globale de définition de ces scénarii aboutit le plus souvent à une détermination de conditions limites amont ainsi qu'à des dynamiques de topographies évolutives par zones. Selon l'ouvrage considéré, différents scénarii de dysfonctionnement furent ainsi simulés:

- vidange rapide par l'évacuateur de crue (si vannage) et vanne(s) de fond ;
- rupture de conduite(s) forcée(s) ;
- effacement progressif (ouvrages en empierrement) ou instantané (ouvrages poids) du barrage.
-

En cas de retenues multiples sur un même cours d'eau, l'impact du dysfonctionnement de l'ouvrage amont a été étudié sur l'ouvrage aval, en condition de propagation sur fond sec. Le domaine de simulation a été étendu jusqu'au point où les niveaux simulés étaient similaires à ceux d'une inondation naturelle de période de retour de cent ans, pour la majorité des cas étudiés.

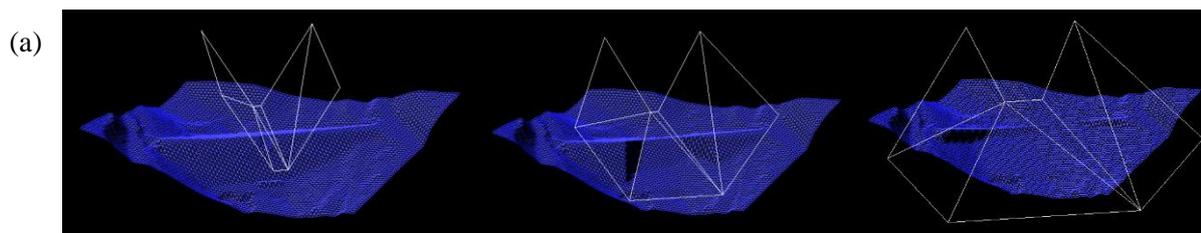
La chronologie suivante reprend quelques cas de scénarii extrêmes envisagés sur les ouvrages belges.

3.4.1 Rupture différée de structures

Dans le cas de réseaux de vallées abritant chacune des ouvrages de retenue, se pose la question de la combinaison de dysfonctionnements. En fonction du type de structures et de la configuration des lieux, des ouvrages se trouvant à l'aval de la première structure défaillante peuvent être effacés, soit en lien direct avec l'écoulement dans les vallées latérales, soit par recherche d'un phasage et d'une dynamique de ruptures maximisant les effets générés en aval.

3.4.2 Rupture progressive d'une structure

La rupture d'un barrage rigide étant pratiquement instantanée, la condition initiale d'un mur d'eau vertical libre de se propager est évidente. Par contre, pour l'effondrement de barrages en enrochement, l'hypothèse d'une rupture instantanée est trop conservatrice. La dynamique de rupture progressive est toutefois affectée par de nombreuses incertitudes sur les processus d'initiation et de progression. Lorsque les incertitudes liées aux hétérogénéités et globalement aux matériaux rendent illusoire un calcul couplé structure-écoulement, un modèle empirique peut utilement être choisi [11]. Ce modèle décrit alors l'évolution de la forme de la brèche sur la base des caractéristiques de la structure et de la retenue [12]. La dynamique d'évolution d'une brèche (graphique 6) dans WOLF se caractérise sur un ensemble de points qui définissent trois plans. L'évolution des points en aval est fixée par les vitesses verticales et latérales alors que l'évolution des points en amont est limitée par les pentes critiques des trois plans. Le modèle de brèche est utilisé pour éroder le MNT jusqu'à atteindre le fond non-érodable. Les incertitudes affectant ce type de scénario justifient traditionnellement une analyse de sensibilité.



Graphique 6 : Modélisation de la brèche appliquée au MNT du barrage du Ry de Rome; (a) Etat initial de la brèche, (b-c) visualisation de la brèche durant le processus.

3.4.3 Effondrement brutal de structures par surverse

Dans le cas de vallées présentant des ouvrages en travers tout au long du filaire de la rivière, l'onde induite par la rupture d'un barrage est susceptible d'endommager d'autres ouvrages situés en aval. Lorsqu'une onde atteint une structure, l'impact hydrodynamique de l'onde est évalué afin de déterminer si la structure est susceptible de se rompre ou non. La simulation peut donc tirer profit de la création éventuelle d'une nouvelle section de contrôle qui découple/sépare les écoulements amont et aval. Même dans le cas de ruptures brutales en chaîne, la question de la définition du scénario déterminant devient encore plus complexe lorsque des hypothèses sont faites sur leur mode de défaillance.

3.4.4 Effondrement progressif de structures par surverse

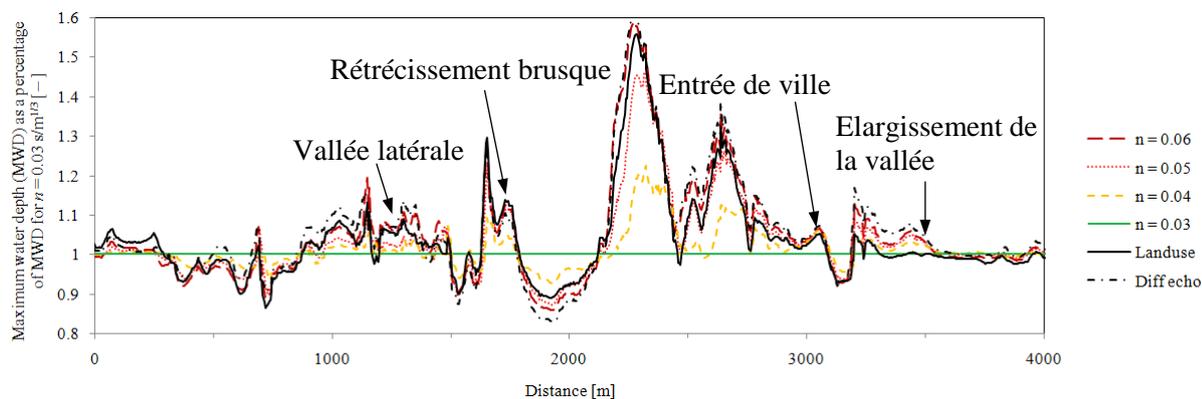
Dans les scénarii de rupture en chaîne, le type de structure et la destination première des ouvrages se trouvant à l'aval de la première structure défaillante (barrages fixes ou mobiles, digues, ponts, talus de chemin de fer, ...) permettent de sélectionner le type de simulation. Ainsi, soit une interaction forte avec l'écoulement est envisagée, soit des analyses structurales spécifiques fixent les critères d'initiation de ruine testés à chaque pas de la modélisation afin de faire évoluer, le cas échéant, le MNT.

3.5 Quelques exemples sur des barrages belges

3.5.1 Rupture différée du barrage de la Gileppe

Premier grand barrage édifié en Belgique, le barrage poids en enrochements de la Gileppe est établi sur un affluent de la Vesdre, à près de deux kilomètres de sa confluence. Il est donc susceptible d'interagir avec le barrage de la Vesdre situé à 10 km en amont de cette même confluence. Si la problématique de rupture de

barrage a été étudiée individuellement pour ces deux barrages, des scénarii maximisant ont été envisagés, combinant des ruptures simultanées ou adéquatement différées.

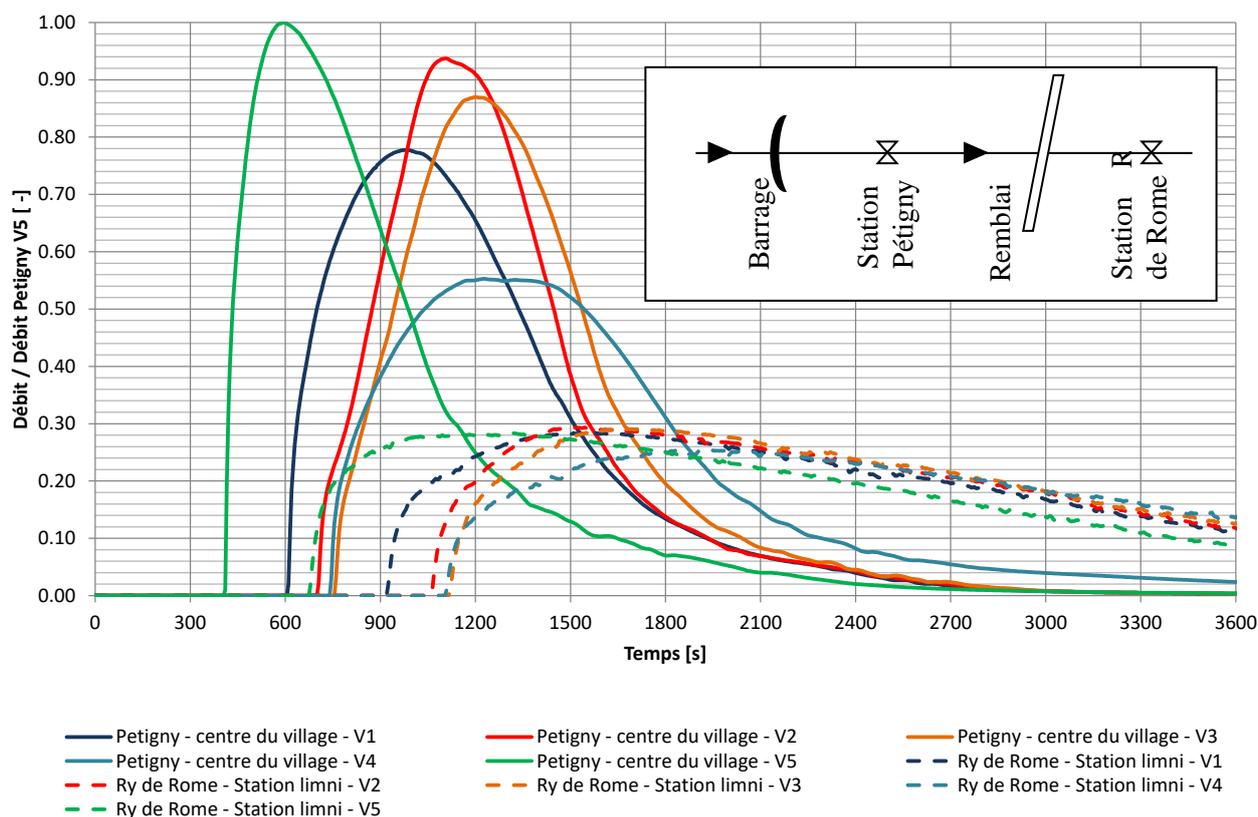


Graphique 7: Hauteur d'eau maximale (MWD) atteinte au centre de la rivière et en aval du barrage, exprimée en fraction de la hauteur d'eau maximale locale pour un coefficient de frottement $n = 0.03$.

Au cours de ces études, réalisées sur un maillage de 4 m de côté, une analyse du coefficient de frottement [13] été également entreprise. Outre les distributions uniformes du coefficient de frottement, deux approches spécifiques de distribution spatiale du frottement ont été menées, déduites soit de la carte d'occupation du sol (*Landuse*) soit de la différence d'échos (*Diffecho*). A des fins de comparaison, quatre valeurs uniformes de coefficients de Manning ont été choisies ($n=0.03, 0.04, 0.05$ and 0.06) au vu des différentes couvertures terrestres possibles. Le graphique 7 illustre l'évolution de la distribution spatiale de la hauteur d'eau adimensionnelle en fonction de la méthode d'imposition du coefficient de frottement suite à la rupture totale et instantanée de l'ouvrage. Deux tendances opposées sont visibles sur ce graphique. D'une part, plus le coefficient de friction est élevé, plus la charge nécessaire pour propager le front d'onde est importante et donc, plus la hauteur d'eau stockée en amont d'un obstacle ou rétrécissement dans la vallée est grande, ce qui conduit à des hauteurs d'eau plus élevées. D'autre part, ce stockage provoque un amortissement de l'hydrogramme qui peut à son tour conduire à une diminution des hauteurs d'eau en aval. Le choix d'un coefficient de frottement spatialement distribué selon les couvertures de sol, combiné à l'utilisation d'une topographie préservant le bâti, permet d'appréhender au mieux l'hydraulique de l'écoulement sans devoir constituer l'hypothèse nécessairement arbitraire d'un coefficient globalisant.

3.5.2 Rupture progressive du barrage du Ry de Rome

Le barrage du Ry de Rome est un barrage poids en enrochements situé à plus de 3 kilomètres en amont de la ville de Couvin. Les modèles topographiques générés dans le cadre de l'étude s'étendent jusqu'à la frontière française (~ 45 km de rivières) avec un maillage régulier de 4 mètres de côté. Pour un barrage poids en enrochements, l'hypothèse d'une rupture par développement d'une brèche consécutive à une défaillance structurale ponctuelle de l'ouvrage ou du déversoir a été retenue. La profondeur de la brèche initiale a été choisie à une valeur de 50 cm sous le niveau normal du lac et cinq variantes de brèche (nommées V1 à V5) ont été modélisées dans le but de réaliser une étude de sensibilité. Les variantes V1 à V3 admettent un temps d'effacement de 30 min pour une brèche initiale positionnée respectivement au centre, en rive droite et en rive gauche du barrage. La variante 4 admet une dynamique de formation de la brèche, initialement au centre, deux fois plus lente tandis que la variante 5 implique une mobilisation de l'ensemble de la largeur de l'ouvrage pour un temps d'effacement de 30 min. Une autre particularité de cette étude est l'intégration d'ouvrages en phase d'édification pour le contournement routier de Couvin, essentiellement des remblais situés juste à l'amont de la ville. Les pertuis qui traversent le remblai principal (haut de 46 m) sur une longueur de plus de 260 m ont été explicitement discrétisés de manière à correctement refléter leurs modes de fonctionnement possibles en fonction des scénarii. Compte tenu de la faible durée de mise en charge, et du fait qu'il n'y a pas de surverse, le remblai a été réputé résistant à l'onde de rupture.

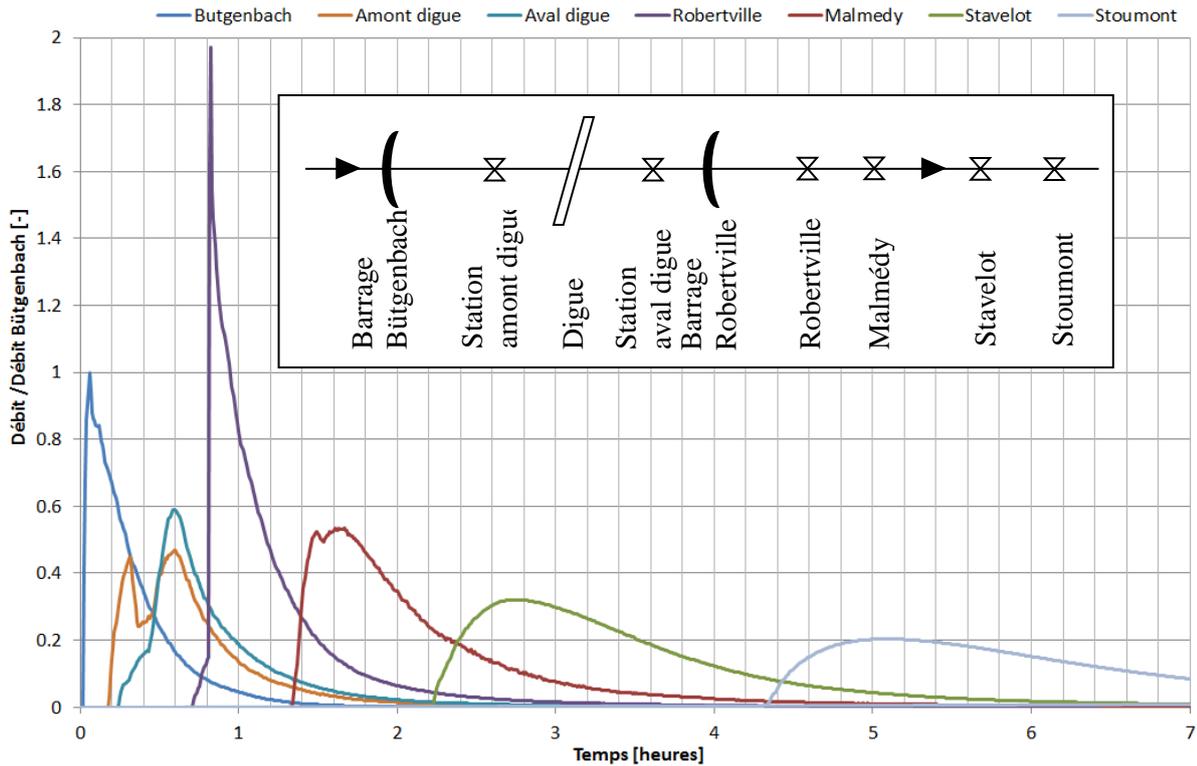


Graphique 8 : Hydrogramme à Petigny et en aval du remblai pour différents scénarii de rupture

Le graphique 8 illustre les hydrogrammes obtenus pour les 5 variantes à Péigny (première section de contrôle en aval du barrage) et en aval du pertuis du remblai de contournement. L'étude de sensibilité du processus de rupture montre que le pic de débit à Péigny est très sensible à la variante envisagée. Même pour un temps total d'effacement identique, la position initiale de la brèche fournit des extrema de débit dans un intervalle de 20 %. Par contre, les valeurs de débit maximum à la station limnigraphique du Ry de Rome (aval du remblai) confirment un amortissement considérable de l'onde et un regroupement général des valeurs dans un intervalle sous les 5 %. Il s'agit là d'un effet favorable du remblai, avec un pertuis de section relativement faible au regard des débits caractéristiques d'une onde de rupture de barrage, même graduelle. Compte tenu de la vulnérabilité à son amont, le choix du scénario de rupture peut ainsi être relaxé pour l'établissement de la carte des zones sinistrées.

3.5.3 Rupture en cascade, avec rupture brutale du barrage de Robertville par surverse

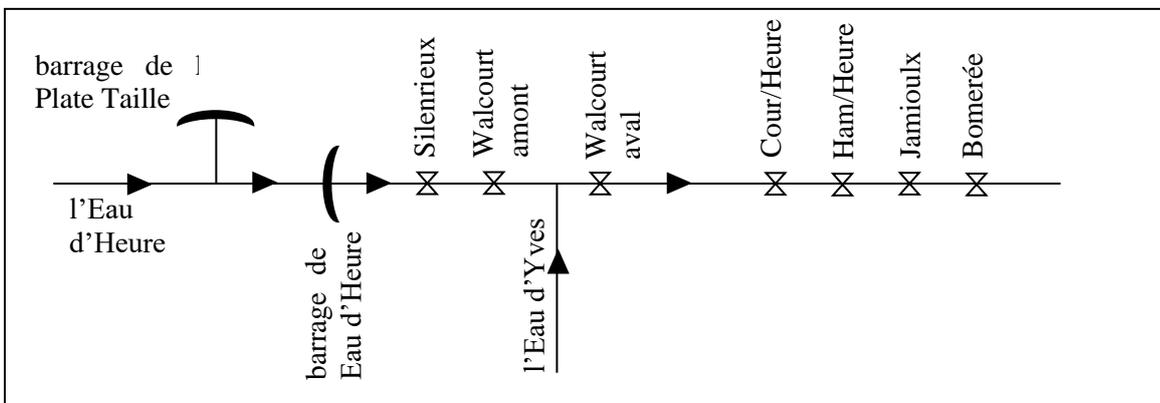
Affluent de l'Amblève puis de l'Ourthe, la Warche prend source dans les Hautes Fagnes à environ 650 m d'altitude et parcourt sa vallée, étroite, sinueuse et pentue, pour traverser la première localité, Malmedy, à 330 m d'altitude. Dans ce premier tronçon, deux barrages ont été construits : le barrage à voûtes multiples de Bütgenbach en amont et le barrage poids en béton de Robertville, 10 km en aval. La combinaison d'incidents en chaîne sur les deux ouvrages implique des modèles topographiques s'étendant jusqu'à la confluence avec l'Amblève puis l'Ourthe, soit sur environ 83 km, avec un maillage régulier de 4 mètres. Dans le cas d'un dysfonctionnement au barrage de Bütgenbach, l'onde arrivant dans la retenue du barrage de Robertville impose de considérer la stabilité de ce dernier. Une étude structurale menée par Coyne et Bellier a fixé la cote de surverse induisant la ruine de l'ouvrage. Dans le seul scénario d'une rupture totale et instantanée du barrage de Bütgenbach, cette cote seuil est atteinte au droit du barrage de Robertville. Le graphique 9 illustre les hydrogrammes en diverses sections de contrôle pour ce scénario de ruptures instantanées en chaîne. Outre la section de contrôle à Robertville, illustrant la rupture instantanée du barrage, une particularité de ce graphique est l'amortissement généré par un remblai de chemin de fer entre les deux barrages qui engendre un empotement (stockage) temporaire. Compte tenu de sa vocation première et de sa surverse pour ce scénario, les résultats présentés supposent son érosion totale progressive en 30 minutes.



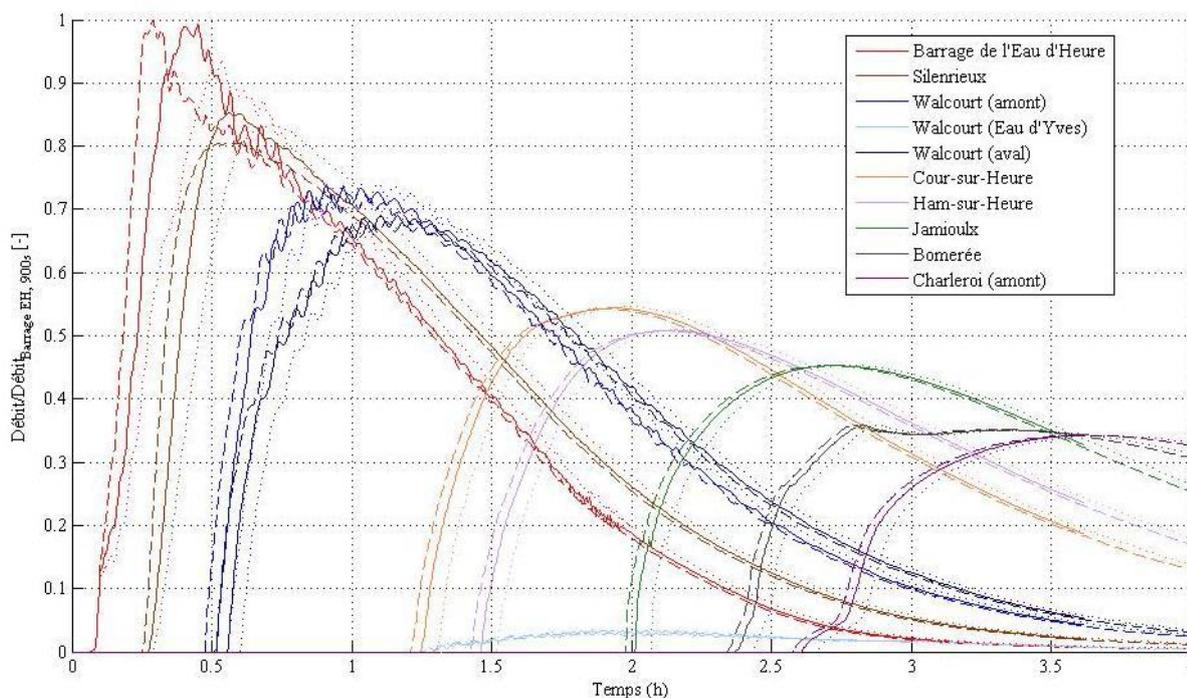
Graphique 9 : Rupture en cascade des Barrages de Bütgenbach et Robertville

3.5.4 Rupture en cascade, avec rupture progressive du barrage de l'Eau d'Heure

L'Eau d'Heure est la rivière à partir de laquelle la réserve du barrage de la Plate Taille (le plus grand ouvrage belge) est alimentée par pompage. En aval de la jonction avec cet ouvrage d'accumulation se trouve le barrage de l'Eau d'Heure. Ces ouvrages constituent un complexe de pompage-turbinage (voir graphique 10). Une étude combinant de multiples scénarii de dysfonctionnements a été menée sur 90 km de rivières pour un maillage de 8 m de côté. Certains cas de rupture en cascade, initiés par une rupture instantanée du barrage amont en béton, impliquent de considérer en détail la ruine du barrage en enrochement de l'Eau d'Heure, plus sophistiquée au niveau numérique. Compte tenu des incertitudes sur sa composition assez hétérogène, avec des matériaux peu cohésifs, une analyse des recommandations internationales et des ruptures recensées pour des ouvrages similaires ont amené à tester différentes dynamiques [14]. Globalement, il s'agit d'érosions régressives du parement aval avec rotation simultanée de celui-ci autour d'un pivot mobile, migrant progressivement vers le côté amont de la structure.



Graphique 10 : Schéma de principe des installations du complexe de l'Eau d'Heure



Graphique 11 : Hydrogramme représentant les débits dans la vallée aval, suite à la rupture en cascade des barrages de la Plate Taille et de l'Eau d'Heure en 900s (trait interrompu), 1800s (trait continu) et 3600s (trait pointillé).

Le graphique 11 illustre les hydrogrammes calculés en dix points répartis dans la vallée pour trois durées de rupture graduelle du barrage de l'Eau d'Heure (900s, 1800s et 3600 s), consécutive à la rupture du barrage de la Plate Taille. Les écarts, initialement faibles, entre les différents débits de pointe s'amenuisent significativement en aval. En effet, ces décalages, de l'ordre de 5 à 10 % en aval du barrage, sont inférieurs à 1 % à 10 km en aval et à 0.2 % au-delà de 15 km en aval. Par ailleurs, les différences entre les temps d'arrivée de ce débit maximum initialement de l'ordre de 10 minutes au barrage, se réduisent d'un facteur deux rapidement pour ensuite demeurer inchangées (3-5 min) tout au long de la suite de la propagation. Une analyse adimensionnelle a montré pour ce complexe que le débit maximum est essentiellement tributaire du volume total d'eau libéré.

3.6 Post-traitement

3.6.1 Introduction

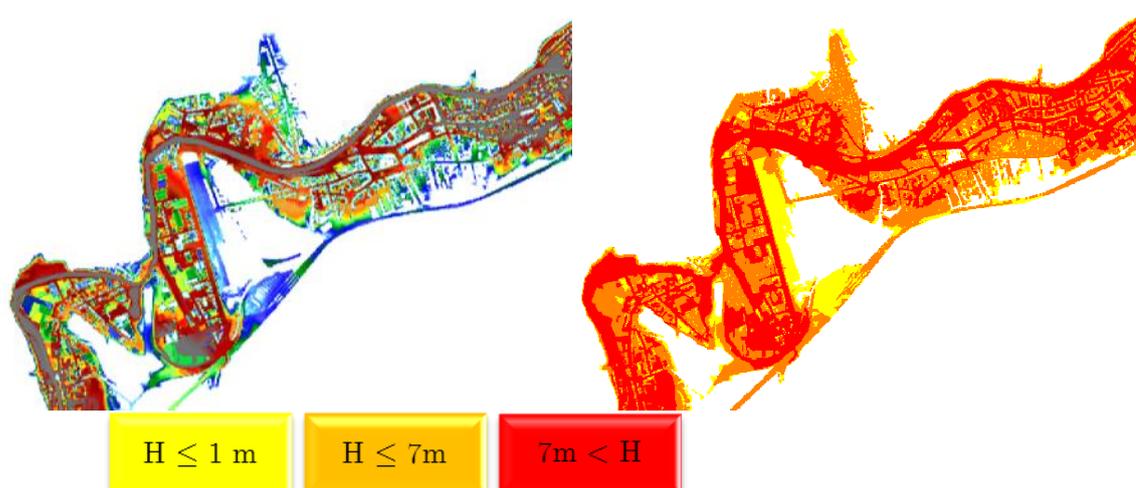
Compte tenu de la quantité des résultats générés, une interface graphique performante est essentielle pour l'analyse et la communication. Les vues 1D, 2D ou 3D et les animations de l'écoulement aident à comprendre les phénomènes, à identifier des zones sensibles, à comparer des scénarii, d'où la nécessité d'un outil efficace et intégré. Cependant, le but ultime est de fournir aux décideurs des informations pertinentes et synthétiques sous forme de cartes pour la mise en place de gestion de crise appropriée (système d'alerte, planification des secours) et des politiques d'urbanisme.

Or, les résultats obtenus présentent encore de grandes incertitudes dont les plus conséquentes sont la redistribution topographique et le transport solide. En effet, en cas d'ondes brutales, il a été prouvé que l'effet sédimentologique pouvait modifier radicalement le profil de la vallée. En général, se présentent des dépôts latéraux obstruant partiellement les vallées latérales et convergeant le flux vers un nouveau lit. Les niveaux et débits spécifiques sont ainsi redistribués. Le transport solide se constitue en partie de cette sédimentologie mais aussi et surtout, de la débâcle d'objets naturels (arbres...) ou anthropogènes (débris d'immeubles, véhicules...) particulièrement nombreux et totalement impossibles à simuler. Ces objets encombrant le front et le lit d'expansion de l'onde et créent de nouvelles zones provisoires de rétention ou de rupture.

3.6.2 Carte de risque

Le modèle génère une série de cartes de risque brutes comprenant les hauteurs d'eau maximales, les débits maximaux, les vitesses maximales et les temps de préavis

Ces cartes sont créées au cours de la simulation numérique : en chaque point du maillage, les valeurs maximales sont stockées, et le cas échéant mises à jour, au fur et à mesure de la progression de la modélisation de l'écoulement transitoire. Toutefois, elles peuvent également être créées par un post-traitement des résultats. Dans les deux cas, ces cartes sont des données brutes qui doivent être traitées afin de prendre en compte l'incertitude. Celle qui affecte les résultats n'est pas restreinte aux incertitudes sur les paramètres du modèle présentés précédemment mais doit également inclure les incertitudes relatives à la topographie et au modèle d'écoulement [15].



Graphique 12 : Exemple de carte brute et finalisée des hauteurs maximales atteintes

A l'heure actuelle, la puissance de calcul ainsi que les questions méthodologiques rendent une approche probabiliste irréaliste pour chaque application. L'incertitude est donc prise en compte au travers de l'introduction de coefficients pondérateurs sur les hauteurs maximales et les temps de préavis. Une méthodologie complète a été mise au point pour adapter en conséquence l'étendue spatiale de la zone affectée par l'onde, pour traiter les zones isolées, enfin pour seuiliser les résultats afin de rendre une carte exploitable par les centres de crise. Leur forme finale est en cours de discussion, l'exemple donné au graphique 12 n'étant, à ce stade, qu'illustratif sur un cas réel belge.

4. DÉVELOPPEMENT DES PLANS INTERNES D'URGENCE

L'ensemble des mesures opérationnelles liées au contrôle de la sécurité, présentées au point 2.2, pas plus que les études d'impact en aval des ouvrages présentées au point 3, ne sont soumis à une législation spécifique aux ouvrages de retenue en Belgique. Par contre, le législateur a édicté, en 2006, une réglementation de portée plus générale sur les plans d'urgence et d'intervention [16]. Cet arrêté impose notamment la réalisation de plans internes d'urgence au sein de chaque entreprise ou institution, de manière à « limiter les conséquences néfastes d'une situation d'urgence par la mise au point de mesures matérielles et organisationnelles d'urgence adaptées ».

En 2010, le Gouvernement wallon a confié au Centre régional de crise et à la Direction générale de la Mobilité et des Voies hydrauliques la préparation des plans d'urgence des barrages réservoirs gérés par le SPW. Un canevas a été fixé, et les plans sont en cours de finalisation pour les 9 ouvrages concernés. Les plans sont établis de manière à atteindre les objectifs suivants :

- compilation unique des informations pertinentes sur l'ouvrage et son environnement ;
- description des mesures internes prises en vue d'assurer le bon fonctionnement de l'ouvrage ;
- identifier l'ensemble des risques, qu'ils soient naturels, technologiques, structurels et humains, auxquels le barrage est soumis, et décrire les mesures et procédures pour atténuer l'impact de ces risques ;
- élaborer les schémas de communication interne.

Le gestionnaire privé Engie a décidé d'utiliser le même canevas que celui établi pour les ouvrages publics. Cette démarche volontaire s'inscrit dans un souci d'efficacité générale vis-à-vis des intervenants externes appelés, le cas échéant, à intervenir en situation d'urgence sur un des grands barrages belges.

L'ensemble des plans d'urgence liés aux barrages-réservoirs est en cours de finalisation. Ceci constitue une première étape dans la prise en compte, au niveau institutionnel belge, de l'aspect préventif dans la gestion des risques spécifiques liés aux grands barrages. De plus, les résultats des études d'impact exposées au paragraphe 2 vont également être intégrés dans des plans d'urgence plus larges, sous l'égide des Gouverneurs de provinces. Ces plans généraux d'urgence et d'intervention serviront directement les services de secours, pour faire face aux risques spécifiques liés aux grands barrages belges.

5. CONCLUSIONS

La présente communication rassemble un état des lieux sur les questions de l'évaluation et de la gestion des risques de dysfonctionnement liés aux barrages-réservoirs belges, et des approches et collaborations initiées par les gestionnaires privés et publics. Même s'il faut constater une absence de règles spécifiques aux ouvrages de retenue en Belgique, il a été montré comment les gestionnaires ont toujours assumé pleinement leurs responsabilités face aux risques liés à ces ouvrages. Sous l'impulsion du Comité Belge des Grands Barrages, les gestionnaires ont en quelque sorte anticipé l'évolution de la législation sur les situations d'urgence, en initiant les études d'impact sur l'aval des ouvrages, études basées sur une approche scientifique de pointe et reconnue.

D'autre part, les méthodes de gestion et de surveillance des ouvrages ont également évolué de manière continue depuis la mise en service des ouvrages. Les services gestionnaires ont professionnalisé leurs démarches, et spécialisé les approches dans un contexte fortement pluridisciplinaire : hydrologie, maintenance électromécanique, génie civil.

La question de la sécurité a toujours été, et demeure, une question fondamentale et d'un intérêt supérieur pour les gestionnaires. A ce titre, le renforcement de législations belges d'une portée transversale sur les questions de sécurité et de risque constitue donc une opportunité, pour les gestionnaires de grands barrages, de formaliser au niveau institutionnel leur préoccupation pour des ouvrages en tout temps suivis et maîtrisés.

NOMENCLATURE

MNT : Modèle Numérique de Terrain
LIDAR : Light Detection And Ranging
PICC : Programme Intégré de Cartographie Continue
ROV : Remote Operated Vehicule
SPW : Service Public de Wallonie

REMERCIEMENTS

Les auteurs remercient Mrs Marc Locht (Engie, Responsable Exploitation Coo-Hydro), Christophe Grifgnée (SPW, District des Barrages de l'Est), Christophe Lapôte (SPW, District des Barrages de l'Ouest), pour leur contribution à la rédaction de cet article.

BARRAGE-RÉSERVOIR DE LOM PANGAR : UN CAS CONCRET D'APPLICATION DE LA POLITIQUE DE LA BANQUE MONDIALE EN MATIÈRE DE SÉCURITÉ

Lom Pangar Dam : a concrete application of the World Bank policy regarding dam's safety

DOI : 10.24346/cfbr_colloque2016_c06

Thomas ADELIN
consultant pour ISL, France
adeline@taconseils.fr

Michel LINO
ISL ingénierie, France
lino@isl.fr

Adrien TOWA
EDC, Yaoundé, Cameroun
atowa@edc-cameroon.org

MOTS CLÉS

Plan d'urgence, BCR, onde de rupture, HEC-RAS, sirènes, schéma de communication

RÉSUMÉ

La construction du barrage-réservoir de Lom Pangar au Cameroun, qui doit s'achever en 2016, représente un investissement total de 492 M\$ dont 132 M\$ sont prêtés par la Banque Mondiale. Dans sa politique en matière de sécurité des grands barrages neufs, la Banque exige, outre les qualifications des entreprises et des experts chargés de la supervision technique, un plan de préparation aux situations d'urgence. Le barrage de Lom Pangar vise principalement à palier les déficits hydriques de la Sanaga en saison sèche et à garantir ainsi un débit minimum de turbinage aux usines hydroélectriques en aval (les usines d'Edéa et Song Loulou représentent 74 % de la production électrique nationale). Un remplissage partiel fin 2015 a visé à la fois à générer les premiers bénéfices en terme de productible et à observer le comportement de l'ouvrage sous ses premières sollicitations. L'élaboration du plan d'urgence du barrage a été confiée à ISL ingénierie, membre du groupement COB/ISL pour la maîtrise d'œuvre complète. L'article montre l'application concrète des exigences de la Banque Mondiale en tenant compte du contexte réglementaire et d'organisation du territoire local. En particulier ont été élaborés : un schéma de communication d'urgence distinguant clairement les acteurs (populations et infrastructures cibles, autorités, gestionnaire), une cartographie des zones impactées par l'onde de rupture et un manuel d'alerte opérationnel pour l'évacuation des personnes, la gestion des circulations et la sauvegarde des personnels des équipements stratégiques (usines hydroélectriques, voie ferrée, ...).

ABSTRACT

The construction of Lom Pangar dam in Cameroon, to be achieved in 2016, represents a total investment of \$492 M among which \$132 M are lent by the World Bank. In its politics regarding safety of big dams, the Bank requires, besides the qualifications of companies and experts in charge of supervision, a plan of preparation for emergency situations. The dam of Lom Pangar aims mainly at offsetting the hydric deficits of Sanaga in dry season and to guarantee so a minimum flow of turbinage to hydroelectric stations (Edéa and Song Loulou plants on Sanaga indeed represent 74 % of the national electric production). A partial filling at the end of 2015 aimed at generating the first profits in term of producible and at observing the behavior of the work under its first loads. EDC (Electricity Development Corporation), owner of Lom Pangar dam, entrusted to ISL engineering, as a member of the "Coyné et Bellier-Tractebel engineering/ISL ingénierie" consortium, the elaboration of the emergency plan. The article aims at showing how the requirements of the World Bank were concretely applied to the Cameroonian case, taking into account the statutory context and the organization of the local territory. In particular were developed: a plan of communication distinguishing clearly the different actors (owner of the dam, national authorities and the human and strategic stakes to be protected), a mapping of flooded area by the wave, and an operational manual of alert for the evacuation of the people, the management of road-traffic and the saving of the staffs of the strategic equipments (hydroelectric power plants, railroad, ...)

1.1 LE BARRAGE DE LOM PANGAR : UN RÉSERVOIR NATIONAL STRATÉGIQUE POUR LE CAMEROUN

1.1 Les avantages liés au stockage de 6 km³ d'eau à Lom Pangar

Le barrage réservoir de Lom Pangar, avec une capacité de stockage sous retenue normale (RN) de 6 km³, vient compléter le système hydroélectrique du bassin versant de la Sanaga et ses trois autres réservoirs de Mapé (3,2 km³), Mbakaou (2,6 km³) et Bamendjin (1,9 km³) construits entre 1969 et 1988. Il permet à lui seul le soutien des débits d'étiage de la Sanaga et assure un débit garanti (débit sous RN de 584 m³/s en pleine restitution) aux usines hydroélectriques en aval.



Figure 13 : les quatre barrages-réservoirs dans le bassin versant de la Sanaga

Les usines hydroélectriques actuelles d'Edéa (260 MW) et Song Loulou (396 MW), l'usine en cours de réalisation à Nachtigal (420 MW) et les projets à plus long terme bénéficieront tous à terme de ce soutien d'étiage pour un productible garanti. Les enjeux sont nationaux et le simple remplissage partiel de la retenue à mi-hauteur fin 2015 a permis de générer de l'ordre de 42 M€ de bénéfice par rapport au recours aux usines à combustible fossile.

1.2 Une nécessaire maîtrise des risques

L'ouvrage haut de 55 m sur ses fondations et long de 1 322 m est constitué d'une partie centrale en béton compacté au rouleau (BCR) de 180 ml, de deux digues en remblais ainsi que d'une digue de col permettant de fermer la retenue. Cette hauteur est relativement faible vis-à-vis de la surface de la retenue (532 km²) et de son volume (6,28 km³). L'évacuation des crues est assurée par un déversoir dimensionné pour la crue de 10 000 ans en mode dégradé (une passe non fonctionnelle sur les 4).

Les soins particuliers apportés aux phases de conception, de réalisation, de gestion et de surveillance n'excluent pas d'envisager une situation d'urgence où l'intégrité de l'ouvrage est remise en question et où les personnes à l'aval sont susceptibles de recevoir une montée des eaux brusque et anormalement haute. C'est pourquoi un plan de mesures d'urgence (PMU), ou plan d'urgence, a été élaboré.

1.3 Le cadre réglementaire camerounais

Le cadre législatif et réglementaire du Cameroun prévoit l'organisation des services en charge de la protection civile (loi 86/016), la mise en œuvre des plans d'urgence et de secours en cas de catastrophe ou de risque majeur (décret 98/031). Par ailleurs les établissements classés sont soumis à des plans d'urgence au titre de leur caractère dangereux (loi 98/015). Toutefois le cas spécifique des barrages n'est pas détaillé.

1.4 Les exigences propres de la Banque Mondiale en matière de sécurité des grands barrages

Pour les grands barrages (>15 m de hauteur) objets d'un financement de la Banque Mondiale, il est prévu l'application de la politique opérationnelle OP 43.7 portant sur la sécurité des barrages et de sa procédure BP 4.37 annexe A précisant le contenu et le phasage des « Dam Safety Reports » dont le « Emergency preparedness plan ». Ainsi il est exigé pour le barrage de Lom Pangar « *la préparation et l'application de plans détaillés : un plan de supervision de la construction et d'assurance-qualité, un plan de mise en œuvre instrumentale, un plan de fonctionnement et de maintenance ainsi qu'un plan de préparation aux situations d'urgence* ».

La mise en eau partielle de 2015 visait la cote 665,5 mNGC, soit 9 m sous les PHEE (plus hautes eaux exceptionnelles). Cette mise en eau allait créer une situation objective où 3 milliards de m³ allaient être stockés autour des mois de novembre et décembre, soit pendant la saison sèche où les risques de crues sont extrêmement réduits. Toutefois il a été décidé de mettre en place un plan d'urgence provisoire pour cette période, en anticipation du plan définitif dimensionné pour un barrage exploité à sa cote de retenue normale.

Figure 14 : vues amont et aval du barrage en construction (septembre 2015)



2. L'ÉTUDE DE L'ONDE DE RUPTURE THÉORIQUE ET DE SES IMPACTS

2.1 Modélisation hydraulique de l'onde de rupture

2.1.1 Présentation du modèle

Un modèle HEC-RAS 1D a été construit entre le barrage et la mer, soit une longueur totale modélisée de 600 km. Les principaux ouvrages hydrauliques ont été pris en compte comme les usines hydroélectriques de Nachtigal (projet en cours), Song LouLou et Edéa ainsi que les ponts. Ces derniers sont toutefois supposés très rapidement objet de surverses qui génèrent leur ruine. On suppose donc que les ponts sont transparents à l'écoulement de l'onde de rupture.

La charge solide (terre, végétaux, débris) n'est pas prise en compte dans la viscosité : cette hypothèse est prudente car elle a tendance à favoriser la propagation de l'onde de rupture et donc à en augmenter les impacts. Le plan d'urgence rappelle toutefois que la charge solide est un facteur aggravant sur le danger aux personnes et aux biens. Enfin l'hydrologie des apports intermédiaires est basée sur les débits moyens d'octobre du Lom et de la Sanaga, soit l'équivalent d'un niveau de crue courante de plein-bord. Cela permet de mesurer les impacts propres d'une onde de rupture, hors effets additionnels d'une éventuelle crue concomitante des affluents. Le niveau aval du modèle est imposé par une cote marine de 0 mNGC¹⁹.

¹⁹ NGC : nivellement général du Cameroun

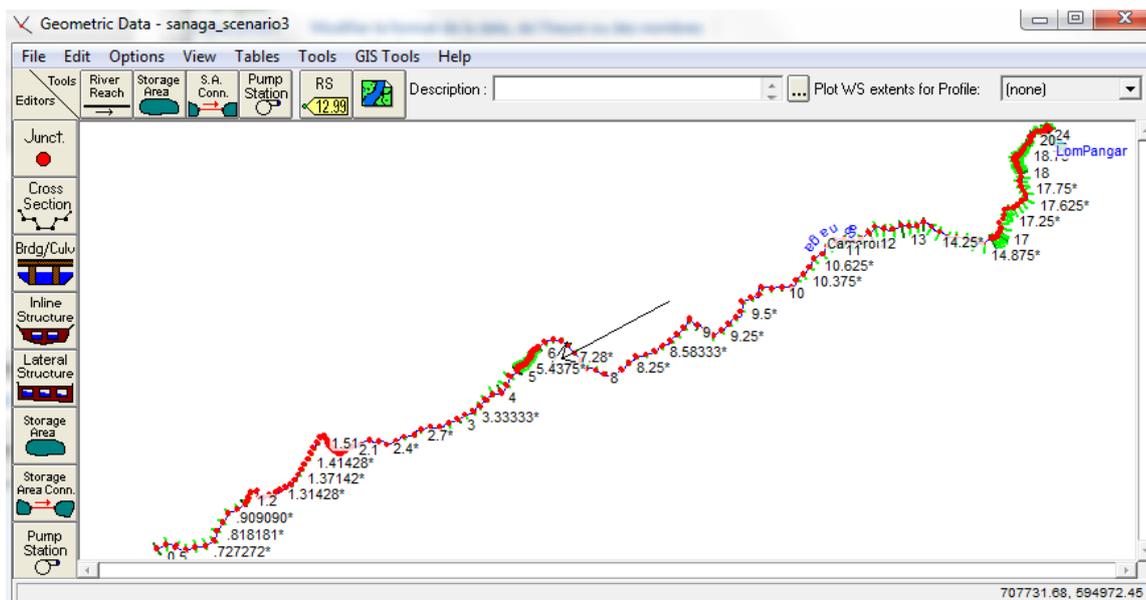


Figure 15 : copie d'écran du modèle HEC-RAS de la Sanaga du barrage jusqu'à la mer

2.1.2 Hypothèses de rupture du barrage

Les parties de l'aménagement de Lom Pangar susceptibles de rompre sont le barrage poids central BCR (180 ml) par rupture quasi instantanée, les digues en remblai rives gauche et droite (585 ml et 513 ml) et la digue de col en remblai (435 ml) par rupture progressive. La rupture de la partie centrale du barrage principal peut entraîner une brèche dont la cote de fond peut atteindre le lit mineur du Lom, soit environ 635 m NGC. La totalité de la retenue est alors susceptible d'être libérée, soit jusqu'à 7 km³ pour une rupture à la cote des PHEE (674,5 mNGC). La rupture de la digue de col entraînerait la libération de volumes plus faibles et n'est donc pas retenue pour dimensionner le plan d'urgence.

La rupture de la partie centrale en BCR et des digues latérales en remblais peut être très rapide, entre une sublimation d'un barrage-voûte et une ouverture plus progressive d'une digue en remblai. Elle pourrait être provoquée par un basculement des plots ou une rupture de la fondation de la partie en BCR, suivi d'une érosion rapide des digues en remblais (rive gauche, rive droite). Le scénario retenu pour le calcul est une rupture en 1 heure par renardage : la brèche s'ouvre par le bas puis se propage à la partie haute de l'ouvrage. La brèche modélisée commence par un trou infiniment petit situé à la cote 635 m au centre de l'actuel lit de la rivière. Elle se développe linéairement pour atteindre en une heure sa forme finale: sa largeur en pied est de 100 m, avec une pente latérale de 3H/1V. La rupture démarre avec une retenue à la cote des PHEE, soit une situation de crue de 10 000 ans conjuguée au dysfonctionnement d'une vanne de l'évacuateur. L'hydrogramme de rupture est calculé par le modèle HEC-RAS par ouverture progressive de la brèche dans le corps du barrage par pas de temps de 1 minute. À chaque pas de temps les conditions amont (cote dans la retenue) et aval (cote de la Lom aval) sont prises en compte pour le calcul du débit sortant. Enfin le passage de l'onde de rupture du barrage de Lom Pangar est susceptible d'engendrer des ruptures secondaires d'ouvrages hydrauliques en aval qui sont intégrées au calcul (barrages au fil de l'eau et ponts).

2.1.3 Les résultats de modélisation

L'onde de rupture du barrage est haute de 32 mètres en sortie du barrage, s'établit ensuite autour de 15 mètres de haut puis se maintient entre 5 et 15 mètres jusqu'à l'entrée de la zone estuarienne. Elle se propage en un peu plus de 3 jours jusqu'à l'estuaire de la Sanaga et les débits reprennent des valeurs de crues usuelles après environ 8 jours dans l'estuaire. Les débits s'amortissent d'abord assez fortement sur les 200 premiers km : le pic arrive en 2 jours, le débit de pointe passe d'environ 77 000 m³/s à 32 000 m³/s et la durée de dépassement des débits des crues usuelles est plus que doublée. Ensuite l'onde se propage sans transformation dans le tronçon à plus forte pente jusqu'à l'estuaire, après avoir reçu certains apports naturels significatifs. À noter que les ruptures locales d'ouvrages hydrauliques s'amortissent rapidement vers l'aval, sans provoquer d'augmentation supplémentaire significative des débits.

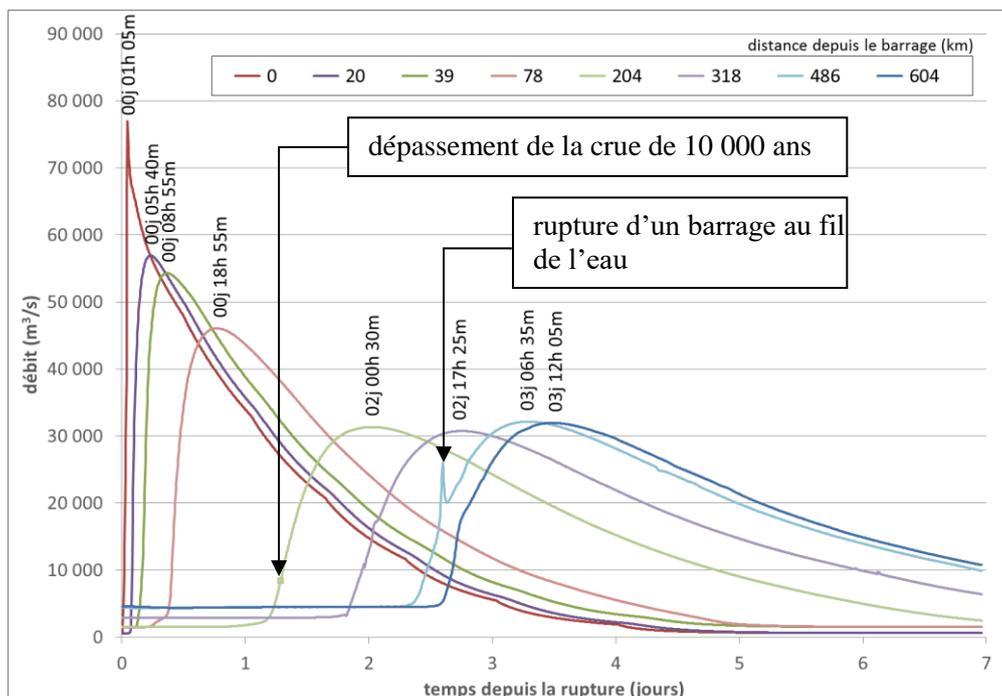


Figure 16 : hydrogrammes de rupture du barrage à la mer

Les valeurs de débit de pointe dépassent largement les estimations faites des crues de 10 000 ans. L'onde de rupture ne retrouve pas des valeurs de débits de crue naturelles, même dans la zone estuarienne. La zone d'inondation spécifique du barrage s'étend donc jusqu'à la mer.

2.1.4 Les tests de sensibilité

S'agissant de calculs soumis à un important corpus d'hypothèses sur l'hydrologie, les conditions de la rupture et de la propagation, des tests de sensibilité ont été menés sur trois principaux paramètres que sont la durée de formation de la brèche et les frottements en lit mineur et lit majeur, selon le tableau suivant :

Scénario	durée de formation de la brèche	frottement en lit mineur	frottement en lit majeur
Scénario central (a)	1 heure	Ks=25	Ks=10
Test pour une durée de formation de brèche allongée (b)	6 heures	Ks=25	Ks=10
Test pour un frottement du lit mineur moindre (c)	1 heure	Ks=33	Ks=10
Test pour un frottement du lit majeur augmenté (d)	1 heure	Ks=25	Ks=5

Tableau 7 : paramétrage des tests de sensibilité

Le test (b), qui consiste à allonger la durée de formation de la brèche, en la portant de 1 heure à 6 heures, aboutit à un décalage de l'onde de rupture de 5 heures, sans variation réellement significative des débits de pointe et hauteurs maximales atteintes. La diminution du frottement en lit mineur (c) augmente logiquement les vitesses et donc les débits, jusqu'à 10 000 m³/s supplémentaires (+33 %). Toutefois l'effet sur les cotes atteintes reste limité entre 1 et 3 mètres par rapport au scénario central, soit un ordre de grandeur raisonnable vis-à-vis de l'ensemble des incertitudes. L'augmentation du frottement en lit majeur (d), qui peut traduire l'effet des débris et autres charges solides, réduit les débits jusqu'à 10 000 m³/s (-20 %). Là aussi les effets sur les cotes atteintes restent raisonnables par rapport à l'ensemble des incertitudes (+/- 1 à 2 mètres).

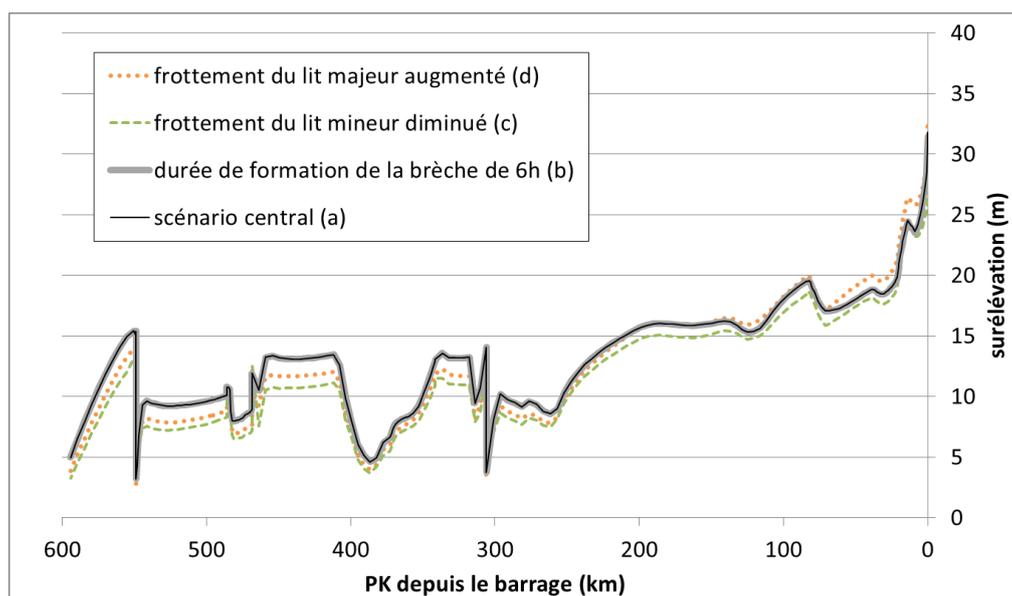


Figure 17 : tests de sensibilité sur les surélévations d'eau maximales (par rapport à un niveau moyen d'octobre)

2.2 Cartographie des paramètres de submersion par l'onde de rupture

L'enveloppe de la zone inondable est approchée sur fond de carte INC (Institut National Cartographique) à l'échelle de 1/200.000 et selon les données topographiques au sol et les données SRTM²⁰ pour les zones non boisées. Tous les 5 à 10 km, les caractéristiques essentielles du phénomène sont rappelées : distance au barrage (km), hauteur d'eau maximale par rapport au module d'octobre, temps d'arrivée du début d'onde (20 % du débit de pointe) et temps d'arrivée du pic.

La cartographie produite donne aux autorités et acteurs du territoire une évaluation suffisante de l'ampleur du phénomène, notamment sur les localités les plus impactées : l'atlas cartographique suffit à organiser les secours et les mises à l'abri avec une marge suffisante pour s'affranchir des incertitudes liées à la modélisation et à la planimétrie.

3. UN MANUEL D'ALERTE OPÉRATIONNEL POUR LA MISE EN ŒUVRE DES MESURES D'URGENCE

3.1 Définition de 3 zones d'alerte

Pour tenir compte des spécificités du territoire et de l'onde de rupture, trois zones d'alerte ont été définies : une zone de proximité immédiate (ou « zone des 4 premières heures ») où l'onde arrive en moins de 4 h, une zone dite « des 24 heures » où l'onde arrive en moins de 24 h puis la zone aval jusqu'à la mer. La zone de proximité immédiate se situe sur les 80 km en aval du barrage, la zone des 24 heures s'étend jusqu'au kilomètre 200 et la zone aval couvre le reste de la Sanaga jusqu'à la mer.

Ces trois zones permettent de décliner un plan d'urgence selon les capacités d'intervention : aucun déploiement d'agents ou de moyens mobiles n'est envisageable dans la zone de proximité immédiate où l'alerte doit être donnée immédiatement par voie sonore, la zone des 24 heures et la zone aval sont ensuite prévenues avec des délais de réaction plus longs.

²⁰ SRTM : Shuttle Radar Topography Mission, fichiers topographiques fournis par la NASA et la NGA (ex-NIMA), selon une mission par la navette spatiale Endeavour (STS-99) en 2000 utilisant l'interférométrie radar

3.2 Définition d'un schéma de communication d'urgence adapté

La communication d'urgence est orientée en priorité vers les enjeux à protéger. La transmission rapide et fiable des messages d'alerte aux personnes ad hoc est à la base de la réussite de tout plan d'urgence. Elle permet de sauver de nombreuses vies en donnant au maximum de personnes la possibilité de se mettre à l'abri, hors des zones inondables révélées par la cartographie issue des études hydrauliques. Un travail spécifique sur le schéma de communication pour le barrage de Lom Pangar a consisté à donner a priorité aux enjeux à protéger et à clarifier les 3 catégories d'acteurs : gestionnaire, autorités, cibles à protéger.

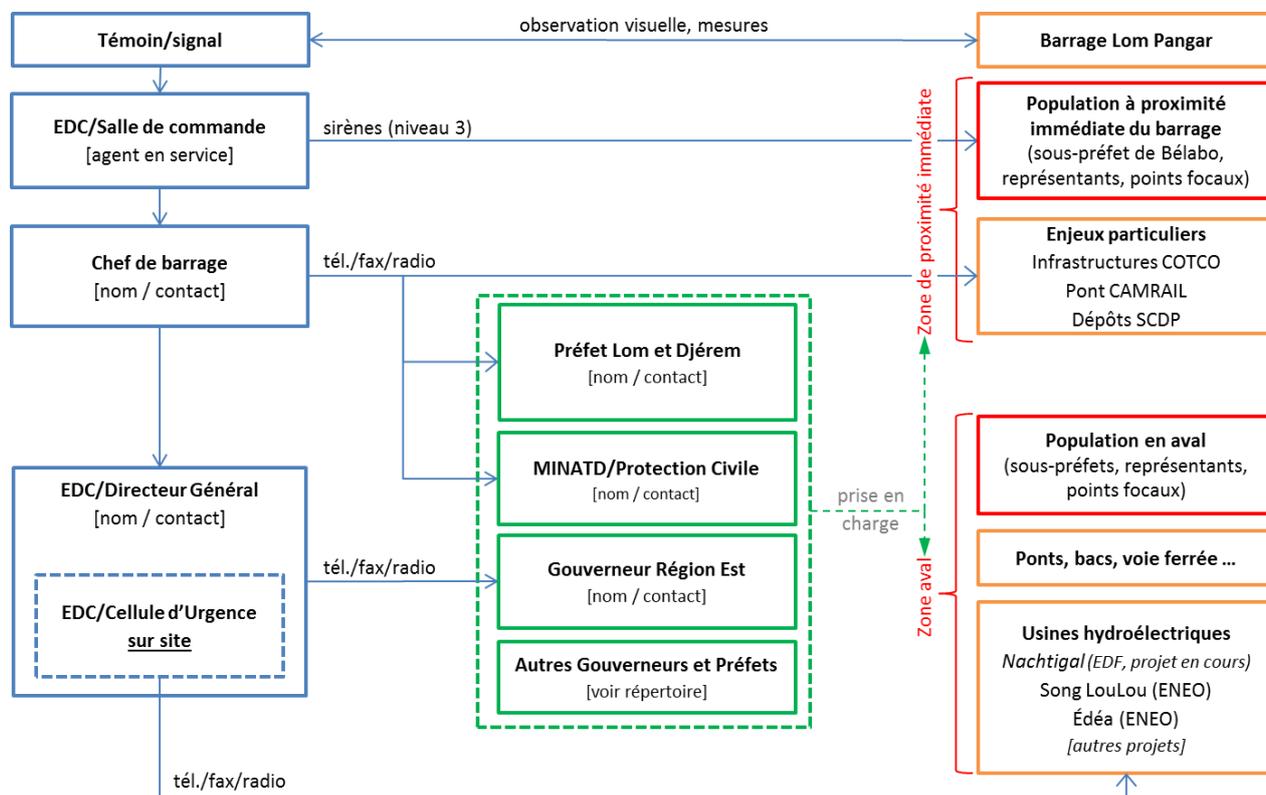


Figure 18 : schéma de communication du plan d'urgence

De plus le schéma a été élaboré dans un contexte de mutation de la maîtrise d'ouvrage dans le secteur national de l'énergie, la gestion des réservoirs revenant à EDC et la production électrique restant dans le giron d'ENEO (ex-SONEL, ancienne société publique). Ainsi les derniers ajustements dans l'organisation interne d'EDC ont été pris en compte dans le circuit de transmission des informations d'urgence. En outre, ce schéma présente volontairement le rôle des autorités de façon globale, dans le souci de respecter les prérogatives propres au MINATD (Ministère de l'Administration Territoriale et de la Décentralisation) et à sa Direction de la Protection Civile.

Enfin le schéma de communication est adossé à un répertoire d'acteurs qui donne les noms, fonctions, localisation et coordonnées des personnes à contacter selon les niveaux d'urgence. Des investigations approfondies ont été entreprises à l'initiative d'EDC auprès des localités concernées, et en particulier auprès des villages les plus modestes, pour identifier des personnes ressources utiles en cas d'urgence. C'est ainsi que des points focaux sont ajoutés au répertoire d'acteurs, augmentant les chances d'informer les riverains de façon satisfaisante.

3.3 Un réseau de sirènes mobiles dès le remplissage partiel

La mise en eau partielle de 2015 a consisté en un remplissage à mi-hauteur de la retenue afin d'observer le comportement de l'aménagement sous ses premières sollicitations mais aussi de générer les premiers bénéfices en terme de productible à l'aval. Cette mise en eau partielle a créé une situation dont les risques devaient être maîtrisés, puisque le volume retenu en fin de remplissage devait être de 3 milliards de m³.

EDC, en accord avec le panel d'experts et la Banque Mondiale, a donc procédé à une mise en œuvre anticipée du plan d'urgence. Outre des actions de sensibilisation auprès des riverains, EDC a mis en place un réseau de sirènes mobiles permettant le déclenchement de l'alerte dans la zone de proximité immédiate, soit entre le barrage à la sous-préfecture de Bélabo, 80 km plus en aval où l'onde de rupture arriverait en 4 heures.



Figure 19: prémontage des sirènes en atelier AE&T (à gauche) et mise en service d'une sirène sur véhicule 4x4 au barrage (à droite) (photos © AE&T et ISL ingénierie)

Douze sirènes mobiles de type T130 de marque AE&T ont été acquises et déployées à l'aval du barrage (8 sirènes) mais aussi à l'amont (4 sirènes) dans le cadre du plan de remplissage. Les quatre sirènes amont ont en effet permis l'avertissement sonore des riverains deux jours avant le début du remplissage. Chaque sirène est composée de 3 pavillons T130 de puissance nominale 130 dB à 1m. Le son choisi pour les sirènes aval est un son de fréquence croissante 500-1200 Hz par cycles de 3,5 secondes, soit un son adapté pour augmenter la portée en zone fortement boisée. Les pavillons sont montés sur un mini-mât équipé d'une armoire de commande manuelle (une protection auditive spécifique des opérateurs est indispensable dans ces conditions). Chaque ensemble peut alors être monté sur un véhicule et être alimenté par batterie (voir photo) ou sur un bateau avec une alimentation par groupe électrogène. Les pavillons acquis pour la phase de mise en eau partielle de 2015 pourront être réemployés dans un réseau pérenne de sirènes durant toute l'exploitation du barrage.

3.4 Niveaux d'alerte, messages-types et fiches réflexes

Au-delà du niveau de veille normale en l'absence de tout risque avéré de rupture, trois niveaux d'alerte ont été définis comme sur le figure suivante : alerte 1 « danger potentiel », alerte 2 « risque de rupture avéré » et alerte 3 « rupture imminente ou en cours ».

	désignation	description
niveau 0	« veille »	aucun risque avéré de rupture
alerte 1	« danger potentiel »	dès qu'un danger potentiel pour le barrage est identifié
alerte 2	« risque de rupture avéré »	lorsque les mesures normales de gestion des dangers ne suffisent plus mais qu'il reste une marge de manœuvre pour d'autres mesures
alerte 3	« rupture imminente ou en cours »	lorsqu'aucune mesure ne peut plus permettre d'éviter la rupture, ou lorsque la rupture est en cours

Figure 20: définition des niveaux d'alerte du plan d'urgence

Ces niveaux d'alerte permettent à chaque autorité ou gestionnaire d'infrastructure de préparer ses propres moyens de sauvegarde et de secours de façon graduée. A chaque niveau sont associés des messages-types transmis conformément au plan de communication présenté plus haut. Ces messages précisent la situation en cours, ainsi que son évolution prévisible et le moment prévu pour un prochain message.

Message émis par	EDC / Direction de la Protection Civile
Le	[DATE] à [HEURE]
Objet	risque de montée des eaux sur le Lom et la Sanaga
Niveau d'alerte	niveau 2 « risque de rupture avéré »
Message	<p>L'événement en cours se poursuit et les mesures normales de gestion des dangers ne suffisent plus. Une montée anormale des eaux sur le Lom et la Sanaga est probable.</p> <p>Dans la zone de proximité immédiate, il convient d'évacuer les bords du Lom et de la Sanaga, les sites habités vulnérables et de rejoindre les points de rassemblement en suivant les itinéraires d'évacuation, selon les indications des forces de l'ordre.</p> <p>Il est interdit de faire demi-tour.</p> <p>Les responsables de sites sont invités à appliquer sans délai les dispositions du manuel d'alerte pour les sites les concernant (fiches de sites, fiches réflexes) et à rester joignables par leurs moyens de communication ad hoc.</p>
Évolution possible	passage en état d'alerte 3 / passage en niveau 1 / passage en niveau 0 [CHOISIR]
Prochain message	prévu le [DATE] à [HEURE]

Figure 21: exemple de message-type à transmettre pour l'alerte de niveau 2

La réception des messages-types par les acteurs du plan d'urgence doit déclencher la mise en œuvre d'actions qui sont décrites dans des fiches-réflexes. Ces fiches n'ont pas vocation à se substituer aux plans internes d'urgence des sites particuliers, comme par exemple les usines hydroélectriques en aval, la société de chemin de fer ou les autres sites industriels. Elles mettent l'accent sur les principaux points propres au risque de montée rapide des eaux. Un exemple de fiche-réflexe destinée à un sous-préfet est donné sur la figure suivante.

Fonction		
Sous-Préfet de XXXX (Région/Département) responsable des localités de XXXXX, XXXXX, XXXXX, XXXXX, XXXXX		
NOM, Prénom	XXXXX	
Coordonnées	XXXXX	
Localisation	XXXXX	
Niveau alerte	Communication	action
Alerte niveau 1	Accuse réception du message reçu d'EDC et/ou de la DPC	<ul style="list-style-type: none"> • Vérifie le matériel d'alerte (véhicules, haut-parleurs, batteries de téléphones portables) • Vérifie les accès vers les zones de rassemblement : collines au Sud des villages • Limite la traversée de la Sanaga en pirogue
Alerte niveau 2	Accuse réception du message reçu d'EDC et/ou de la DPC	<ul style="list-style-type: none"> • Ordonne la diffusion de l'alerte aux populations • Ordonne l'évacuation des populations sur les sites de rassemblement • Interdit la traversée de la Sanaga en pirogue
Alerte niveau 3	Accuse réception du message reçu d'EDC et/ou de la DPC	<ul style="list-style-type: none"> • Vérifie que les logements en zone inondable sont évacués • Assure la prise en charge sur les sites de rassemblement
Alerte niveau 0 – retour à la normale	Accuse réception du message reçu d'EDC et/ou de la DPC	<ul style="list-style-type: none"> • Organise la prise en charge des habitants dont les logements ont été détruits

Figure 22: exemple de fiche-réflexe

Enfin un répertoire des intervenants permet de récapituler les noms, localisations et coordonnées des personnes citées au schéma de communication ou dans les fiches-réflexes. Ce répertoire fera l'objet d'une actualisation annuelle minutieuse et vérifiée par EDC et les autorités.

3.5 Mise en œuvre opérationnelle du manuel d'alerte : dialogue avec les autorités et les gestionnaires d'infrastructures particulièrement sensibles

Dès le mois de mai 2015, EDC établissait le dialogue avec la direction de la protection civile au MINATD. Des échanges nourris se sont alors instaurés entre les deux structures, conduisant notamment à un premier exercice fictif « sur table » le 16 juillet 2015 à Yaoundé.

Cet exercice a permis de parcourir le manuel d'alerte en balayant les niveaux d'alerte graduellement, selon un scénario élémentaire de montée en charge progressive du plan d'urgence. Il en est ressorti des améliorations sur la connaissance de quelques enjeux particuliers (notamment sur l'évolution récente des infrastructures routières) mais surtout sur le schéma de communication où les relations avec les gouverneurs, préfets et sous-préfets ont été clarifiées.

4. CONCLUSION

Le cadre réglementaire national et les exigences des bailleurs de fonds – dont la Banque Mondiale – permettent la mise en œuvre concrète d'outils de prévention des risques autour du projet de Lom Pangar au Cameroun. La phase de conception du plan d'urgence du barrage est l'occasion d'un rapprochement entre le gestionnaire et les autorités en charge de la protection civile. Une culture du risque se développe ainsi et la mise en eau complète du barrage en 2016 marquera l'enclenchement d'un processus à long terme de mise à jour et d'amélioration continue des conditions de sûreté de l'ouvrage.

Dans cette optique, les améliorations futures possibles dans la modélisation hydraulique ou la cartographie de l'onde de rupture doivent être évaluées selon leur influence réelle sur les mesures de sauvegarde du plan d'urgence. Autrement dit, en quoi un modèle plus fin ou une cartographie à une échelle plus réduite peuvent-ils modifier les plans d'évacuation et les rendre plus efficaces ? La connaissance et la veille des enjeux humains et matériels en aval du barrage constituent certainement des priorités du plan d'urgence pour l'avenir.

REMERCIEMENTS

Les auteurs tiennent à remercier les services du MINATD et en particulier la Direction de la Protection Civile, dont Mme YAP qui a contribué à rendre le plan d'urgence du barrage de Lom Pangar conforme aux attentes nationales.

RÉFÉRENCES ET CITATIONS

- [1] Banque Mondiale (2013). OP 4.37. Politique de la Banque Mondiale en matière de sécurité des barrages.
- [2] ISL/Oreade-Brèche/Sogreah (2005). Étude environnementale du barrage de Lom-Pangar. Thème 13: Rupture de barrage. ARSEL, République du Cameroun, Ministère de l'Eau et de l'Énergie.

L'ANALYSE DE RISQUES DES SYSTÈMES D'ENDIGUEMENT : COMPARAISON DE DIFFÉRENTES PRATIQUES INTERNATIONALES

The risk analysis of levee systems: a comparison of international best practices

DOI : 10.24346/cfbr_colloque2016_c07

Rémy Tourment, Bruno Beullac
Iristea, Aix en Provence, France
remy.tourment@irstea.fr, bruno.beullac@irstea.fr

Annemargreet de Leeuw, Ferdinand Diermanse

Deltares, Delft, The Netherlands

annemargreet.deLeeuw@deltares.nl, ferdinand.diermanse@deltares.nl

Ben Gouldby, Michael Wallis
HR Wallingford, Wallingford, United Kingdom
b.gouldby@hrwallingford.com, m.wallis@hrwallingford.com

MOTS CLÉS

Analyse de risques ; Systèmes d'endiguement ; Diagnostic de digues ; Analyse des conséquences ; Attribution du risque

RÉSUMÉ

L'analyse de risques d'un système d'endiguement permet d'estimer le niveau général du risque d'inondation associé à ce système d'endiguement en fonction d'une série d'événements de sollicitation, de la performance des digues et de la vulnérabilité des enjeux face aux inondations dans la zone protégée. Ce processus, qui nécessite d'identifier et d'examiner toutes les composantes du risque d'inondation associé à un système, comporte différentes étapes. Parmi celles-ci, les étapes « estimation de la probabilité de défaillance du système d'endiguement », « estimation des conséquences » et « attribution du risque » ont particulièrement tiré profit de progrès accomplis lors de récents projets de recherche. Cet article propose une analyse critique des toutes dernières méthodes élaborées pour exécuter les opérations d'estimation de la probabilité de défaillance du système d'endiguement, d'estimation des conséquences et d'attribution du risque. Il explique en quoi ces méthodes peuvent contribuer à accroître l'efficacité du processus d'analyse des risques et, par conséquent, la conception et la gestion des systèmes d'endiguement.

ABSTRACT

A risk analysis of a levee system estimates the overall level of flood risk associated with the levee system, according to a series of loading conditions, the levee performance and the vulnerability to flooding of assets in the protected area. This process, which requires the identification and examination of all the components that determine the risk of flooding in a system, includes different steps. Among these steps, 'levee system failure analysis', 'flood consequences analysis' and 'risk attribution' have benefitted from the most important advances of recent research projects. This paper presents a critical analysis of the latest methods to conduct levee system failure analysis, flood consequences analysis and risk attribution. It shows how these methods can contribute to improving the efficiency of the risk analysis process and therefore the design and management of levee systems.

1. INTRODUCTION

Diverses méthodes d'analyse et plusieurs outils d'aide à la décision sont désormais disponibles pour aider les gestionnaires de systèmes d'endiguement à prendre leurs décisions. S'ils diffèrent souvent d'un pays à l'autre, voire d'un organisme à l'autre, ils reposent néanmoins tous sur des principes généraux d'analyse des risques et sont adaptés au niveau élevé de complexité et de variabilité structurelle des systèmes d'endiguement [1, 2].

Ces outils et techniques favorisent le développement de stratégies d'investissement optimales, améliorent la compréhension du rôle joué par une digue donnée au sein d'un système d'endiguement et de l'impact de l'incertitude sur le risque estimé, et permettent d'affiner l'analyse de façon progressive.

L'analyse de risques d'un système d'endiguement estime le niveau de risque associé à ce système en fonction d'une série d'événements de sollicitation, de la performance des digues et de la vulnérabilité des enjeux face aux inondations dans la zone protégée. Cette analyse nécessite d'identifier et d'examiner toutes les composantes qui déterminent le risque d'inondation associé à une zone protégée. Ce processus, défini il y a peu [1], comporte différentes étapes (Figure 1) :

- « identification du risque » : identification des facteurs déterminants ayant un impact sur le risque d'inondation associé aux défaillances des systèmes d'endiguement ;
- « estimation de la probabilité de l'évènement de sollicitation » : estimation de la probabilité des événements de sollicitation potentiels (crues, tempêtes, ...) ;
- « estimation de la probabilité de défaillance du système d'endiguement » : identification des éventuels scénarios de défaillance du système et estimation de leur probabilité ;
- « modélisation des inondations » : identification et caractérisation de la propagation des inondations (hauteurs d'eau, vitesse d'écoulement, temps de propagation, ...) ;
- « estimation des conséquences » : analyse et estimation des impacts potentiels des inondations sur les enjeux présents dans la zone protégée ;
- « efficacité des contrôles existants » : évaluation des mesures de contrôle existantes visant à limiter la possibilité de survenue d'une inondation, ou à en limiter les conséquences ;
- « estimation du risque » : estimation de la probabilité et des conséquences potentielles des scénarios d'inondation associés aux scénarios de défaillance du système d'endiguement étudiés lors des étapes précédentes ;
- « estimation des lacunes dans les connaissances » : identification des lacunes qui subsistent dans les données ou les méthodes utilisées lors de l'analyse de risques, pour estimer l'incertitude des résultats et les améliorations qui s'imposent pour la réduire ;
- « attribution du risque » : attribution, à chaque tronçon du système d'endiguement, du risque résiduel d'inondation (de la zone protégée) associé ;
- « évaluation du risque » : détermination de l'ampleur du risque d'inondation pour la société afin de permettre aux décideurs de définir ou non de nouvelles mesures de réduction du risque. (Il ne s'agit pas à proprement parler d'une étape de l'analyse des risques, mais d'un résultat nécessaire du processus pour amorcer la première étape de la prise de décisions).

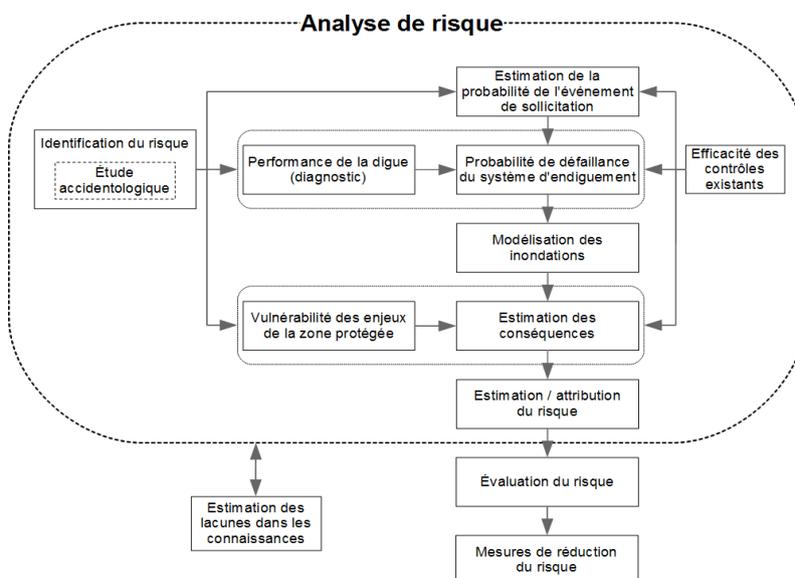


Figure 1 : Différentes étapes du processus d'analyse des risques associés aux digues (sur la base de [1])

Le processus d'analyse de risques d'un système d'endiguement peut se dérouler suivant une approche en plusieurs phases. Chaque étape du processus peut recourir à divers types de données, outils d'évaluation et méthodologies.

Parmi ces différentes étapes, l'« estimation de la probabilité de l'évènement de sollicitation» et la « modélisation des inondations» sont des sujets d'études techniques et de recherche classiques assortis d'outils et de méthodologies actualisés et principalement adaptés aux disciplines de l'hydrologie et de l'hydraulique. L'« estimation du risque» est une étape purement technique du processus d'analyse de risques. Cette méthode est bien connue et pas spécifiquement dédiée à l'étude des systèmes d'endiguement. Toutefois, dans la mesure où l'analyse de risques des systèmes d'endiguement est une activité relativement nouvelle et que les étapes d'« estimation de la probabilité de défaillance du système d'endiguement », d'« estimation des conséquences» et d'« attribution du risque» sont des aspects importants de ce processus, elles présentent des difficultés non négligeables en termes de conception de méthodologies. Puisque des méthodes s'imposent pour la réalisation de ces trois étapes, l'analyse de risques des systèmes d'endiguement constitue aujourd'hui un sujet important en matière de recherche et de prise de décisions. En outre, de récents projets de recherche ont permis d'accomplir des progrès conséquents dans le développement de telles méthodes.

Cet article propose (sur la base du cadre général présenté dans l'International Levee Handbook [1]) une analyse critique de méthodes d'analyse de risques récemment élaborées en France, au Pays-Bas et au Royaume-Uni, pour réaliser «l' estimation de la probabilité de défaillance du système d'endiguement», «l' estimation des conséquences» et «l'attribution du risque». Il vise à identifier les avantages et les limites de chaque méthode et explique en quoi elles peuvent contribuer à améliorer la conception d'un processus pratique et cohérent d'analyse de risques et de gestion des systèmes d'endiguement.

2. ESTIMATION DE LA PROBABILITÉ DE DÉFAILLANCE DU SYSTÈME D'ENDIGUEMENT

2.1 Principes et méthodes

Une défaillance désigne l'incapacité d'un système à atteindre un seuil de performance défini pour une fonction donnée [1, 3]. Un système d'endiguement a pour fonction principale la protection contre les inondations. L'« estimation de la probabilité de défaillance du système d'endiguement » est un processus de traitement et d'association de données visant à estimer comment, quand et avec quelle probabilité un système d'endiguement risque de défaillir et ainsi cesser d'assurer une protection contre les inondations. La défaillance peut concerner un système de protection dans son ensemble, un ou plusieurs tronçons de digue à l'intérieur de ce système de protection, ou encore un ou plusieurs composants des tronçons de digue et leur(s) fonction(s) associée(s). Ainsi, l'analyse des défaillances peut être conduite à différentes échelles selon les problèmes à considérer.

La défaillance de la fonction de protection contre les inondations d'un système d'endiguement peut être définie comme l'inondation involontaire de sa zone protégée. Elle peut être provoquée par une venue d'eau survenant avant que le niveau de protection prévu²¹ soit atteint, ou par une brèche dans un tronçon de digue. Comme l'a officialisé le projet ILH [1], le premier cas peut correspondre à une « défaillance hydraulique » et le deuxième cas au résultat d'un scénario de « défaillance structurelle ». Ces deux cas, explicités dans [5], ne sont pas nécessairement dissociés. Ils peuvent se produire de manière isolée ou entraîner la survenue de l'autre (Figure 2).

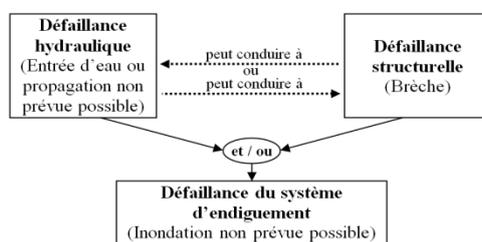


Figure 2 : Défaillance du système d'endiguement [1, 4]

Dans la mesure où les systèmes d'endiguement sont rarement uniformes en termes de matériaux, de méthodes de construction, de géométrie ou de fiabilité, le processus d'analyse des défaillances débute généralement par

²¹Le « niveau de protection » correspond au niveau de sollicitation hydraulique maximal au-delà duquel le système d'endiguement n'empêche plus l'eau de pénétrer dans la zone protégée.

une analyse fonctionnelle. Cette première étape identifie les composants du système d'endiguement, les fonctions de ces composants (hydraulique ou structurelle) ainsi que les tronçons fonctionnellement homogènes de la digue [1]. Le processus se poursuit avec l'analyse des modes de défaillance. Cette deuxième étape vise à identifier les scénarios de défaillance des systèmes d'endiguement pour faciliter l'analyse de la sécurité des systèmes d'endiguement et de la propagation des inondations [1]. Enfin, l'estimation de la probabilité de survenue des scénarios de défaillance identifiés est conduite, pour un ou plusieurs événements de sollicitation. En fonction d'une combinaison de données, cette troisième étape est exécutée au moyen de méthodes quantitatives reposant sur : des jugements d'experts, des méthodes à base d'indices ou des modèles mathématiques à base d'équations physiques ou empiriques [1].

2.2 Une méthodologie française d'analyse des défaillances et d'évaluation de la performance des systèmes d'endiguement

L'institut de recherche français Irstea a élaboré des méthodes d'analyse fonctionnelle et d'analyse des modes de défaillance des systèmes d'endiguement [4, 5], toutes deux fondées sur le modèle de défaillance structurelle/hydraulique décrit dans le projet ILH [1] et présenté ci-dessus. Ces méthodes peuvent être utilisées conjointement pour analyser, identifier et représenter les scénarios de défaillance en vue de sélectionner les plus représentatifs, d'estimer la performance des systèmes d'endiguement et le risque d'inondation associé de manière efficace et structurée. Irstea a également développé une méthode quantitative à base d'indices pour estimer la probabilité de défaillance des digues. Cette méthode produit des modèles fonctionnels permettant de définir des indicateurs de performance pour les tronçons de digue [6, 7, 8].

2.2.1 Méthode d'analyse fonctionnelle

La méthode d'analyse fonctionnelle proposée par Irstea est menée à trois échelles différentes (Figure 3) [5].

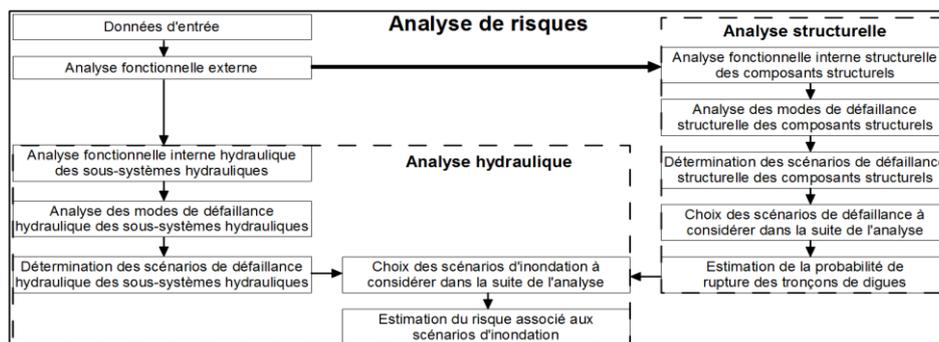


Figure 3 : La démarche d'analyse fonctionnelle et d'analyse des modes de défaillance [5]

À l'échelle 1 (analyse externe), le système d'endiguement est étudié et analysé dans son ensemble afin de déterminer et de caractériser ses fonctions principales (par exemple, protéger contre les inondations) et ses fonctions contraintes (par exemple, résister aux sollicitations hydrauliques, rester en place, respecter les réglementations nationales). Les fonctions principales définissent les principaux objectifs du système d'endiguement, et les fonctions contraintes définissent les contraintes imposées au système dans la réalisation de ses fonctions principales. Les fonctions principales et contraintes définissent le cadre dans lequel les analyses ultérieures devront être entreprises aux échelles 2 et 3 pour déterminer les fonctions techniques.

À l'échelle 2 (analyse interne hydraulique), les sous-systèmes qui forment le système d'endiguement (par exemple les digues, déversoirs, espaces de stockage de l'eau), sont étudiés et analysés afin d'en déterminer et caractériser les fonctions techniques hydrauliques (par exemple : empêcher l'eau de pénétrer dans la zone protégée, contrôler la pénétration d'eau dans la zone protégée, stocker l'eau).

À l'échelle 3 (analyse interne structurelle), les composants structurels des sous-systèmes et des sections en travers (par exemple : la protection contre l'érosion, les corps de digue, les filtres, les drains) qui forment les tronçons structurellement homogènes des digues sont étudiés et analysés afin d'en déterminer et caractériser les fonctions techniques structurelles (par exemple, assurer une protection contre l'érosion, stabiliser, filtrer, drainer, etc.).

2.2.2 Méthode d'analyse des modes de défaillance

La méthode proposée par Irstea pour réaliser l'analyse des défaillances des systèmes d'endiguement repose sur le principe d' «analyse des modes de défaillance et de leurs effets» (AMDE) qui s'adapte bien à l'étude des ouvrages hydrauliques [9, 10]. Elle permet d'identifier les modes de défaillance des fonctions du système ainsi que leurs causes et leurs effets. Cette méthode permet également d'identifier les scénarios de défaillance par l'analyse des défaillances fonctionnelles qui entraînent d'autres défaillances fonctionnelles.

Comme l'indique [5], cette méthode repose sur les résultats de la méthode d'analyse fonctionnelle présentée plus haut. Cette analyse est réalisée à l'échelle 2 (défaillances des fonctions hydrauliques) et à l'échelle 3 (défaillances des fonctions structurelles) (Figure 3), en vue d'identifier :

- les scénarios de défaillance hydraulique : succession d'événements et de défaillances de fonctions hydrauliques qui entraîne une inondation indésirable ou imprévue de la zone protégée et prend fin lorsque plus aucune défaillance hydraulique ne se produit et que le système d'endiguement revient à un nouvel état stabilisé (Figure 4.a) ;
- les scénarios de défaillance structurelle : processus qui impliquent des phénomènes à la fois physiques et fonctionnels et provoquent des scénarios de brèche (Figure 4.b). Ces scénarios peuvent s'arrêter lorsque les sollicitations ou actions extérieures prennent fin. La digue est alors dans un état détérioré (ce qui signifie que les fonctions de certains de ses composants sont dégradées ou défaillantes) mais pas nécessairement ruinée (impliquant la présence d'une brèche). Le scénario peut reprendre lorsqu'une nouvelle sollicitation survient.

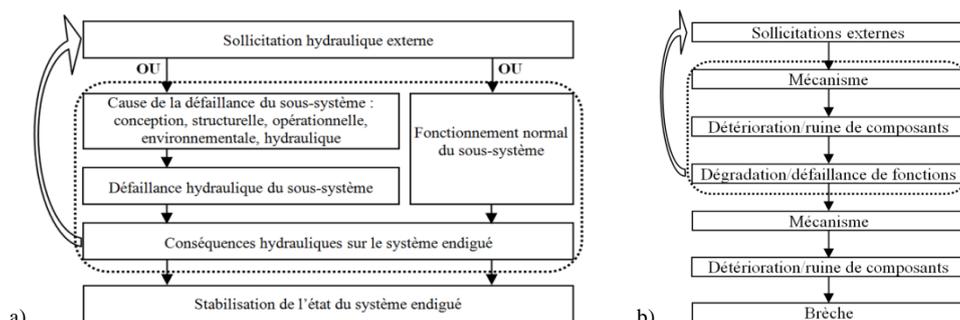


Figure 4 : Principe des scénarios de défaillance hydraulique (a) et structurelle (b) [5]

2.2.3 Méthode de diagnostic des digues

La méthode développée par Irstea pour estimer la probabilité de défaillance structurelle des digues définit 3 groupes de variables afin de modéliser les scénarios de défaillance structurelle des digues (Figure 5) [8] :

- indicateurs d'état : il s'agit d'éléments fondamentaux qui exposent en détail les informations à prendre en considération pour déterminer chaque critère fonctionnel. Ils sont interprétés ou déduits à partir de données telles que les mesures, les observations, les calculs ou l'état matériel : données visuelles, données historiques, essais géotechniques, modélisation, etc. ;
- critères fonctionnels : il s'agit d'éléments d'aide à la décision utilisés pour évaluer la performance des composants des digues. Ils permettent de déterminer la qualité d'exécution des fonctions des composants des digues. Un certain nombre d'indicateurs d'état doivent être passés en revue pour pouvoir déterminer un critère fonctionnel ;
- indicateurs de performance : ces indicateurs déterminent la performance des digues vis-à-vis de leurs scénarios de défaillance en combinant plusieurs critères fonctionnels.

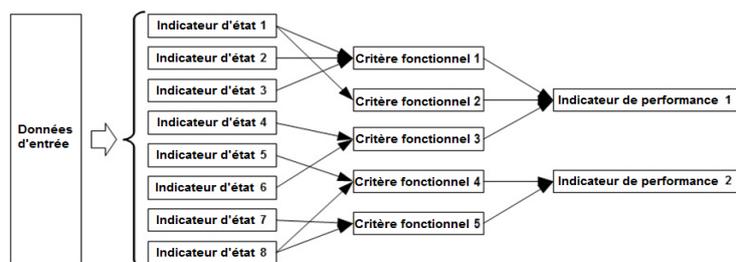


Figure 5 : Structure générique et variables du modèle d'évaluation [8]

À partir de ces variables, le modèle fonctionnel fournit une représentation des scénarios de défaillance structurelle sous forme de séquences de défaillances successives des fonctions au regard de critères fonctionnels et de leurs indicateurs d'état connexes [6, 7, 8]. En tenant compte de l'incertitude des données, cette méthode estime la performance des digues au moyen d'une approche probabiliste qui produit des distributions probabilistes des indicateurs de performance des digues [8].

2.3 Les approches britanniques MDSF2 et RELIABLE d'évaluation des digues

L'approche mise en œuvre au sein du système d'aide à la décision de modélisation des risques d'inondation (MDSF2) de l'Environment Agency s'appuie sur les mêmes concepts et principes que ceux de la méthodologie française. Toutefois, il existe quelques variations de mise en œuvre. Au sein d'un système, les tronçons de digue sont définis en fonction de leur géométrie et de leur état. Pour chaque tronçon de digue, une loi de probabilité, subordonnée à la sollicitation hydraulique (à savoir une courbe de fragilité) est définie. Les courbes de fragilité ont été utilisées pour la première fois dans ce contexte par l'USACE (1996) [11]. En Angleterre, des courbes de fragilité ont été définies pour un ensemble générique de structures de défense contre les inondations, notamment des remblais rocheux blindés, des parois verticales et des grèves. Chaque structure de défense comporte un ensemble de cinq niveaux d'état différents, avec des courbes différentes pour chaque niveau d'état.

Si ces courbes génériques sont disponibles à des fins d'analyse nationale, il apparaît cependant judicieux, dans le cas d'analyses régionales ou propres à un site, d'entreprendre une analyse de fiabilité plus ciblée à l'instar des grandes études régionales (estuaires de la Tamise et de l'Humber, par exemple). Dans cette optique, une analyse de fiabilité ciblée sur le système d'endiguement et plus détaillée a été entreprise au moyen d'un système logiciel créé dans le cadre du projet FLOODsite et intitulé RELIABLE. RELIABLE nécessite au préalable la mise en place d'un arbre de défaillances ainsi que de lois de probabilité afin de définir les propriétés des ouvrages étudiés (géométrie, propriétés du sol, etc.). Une approche de Monte-Carlo de niveau III est ensuite utilisée pour intégrer ces lois de probabilité aux équations d'état-limite associées aux mécanismes de défaillance de chaque structure. Cette intégration est entreprise à une certaine plage de sollicitations hydrauliques et une courbe de fragilité est tirée de cette intégration.

2.4 Une Méthode néerlandaise d'évaluation de la sécurité des systèmes d'endiguement

L'approche mise en œuvre par l'institut de recherche Deltares et l'institut gouvernemental Rijkswaterstaat pour assurer l'évaluation de la sécurité des systèmes néerlandais de défense contre les inondations s'appuie également sur les mêmes principes que ceux de l'approche française et, là encore, la mise en œuvre diffère. Les systèmes néerlandais de défense contre les inondations font régulièrement l'objet de tests par comparaison avec les normes légales de sécurité. Ils ont donné lieu à de nouvelles normes de gestion des risques d'inondation qui devraient entrer en vigueur en 2017 [12]. Les normes actualisées sont exprimées sous la forme d'une probabilité maximale de défaillance autorisée pour la zone protégée. Un ensemble d'outils et de logiciels sera également mis en place. Là où les outils d'évaluation existants génèrent des informations de type « approuvé », « désapprouvé » ou « sans jugement », les nouveaux outils d'évaluation probabiliste généreront une probabilité de défaillance qui pourra être utilisée dans le processus de priorisation et de planification de la gestion des ouvrages. Des outils et directives de conception seront élaborés selon les mêmes principes que ceux prévus pour l'évaluation.

À l'instar de l'approche française, des arbres de défaillance peuvent être établis pour les digues néerlandaises.

Pour chaque (combinaison de) mécanisme(s) de défaillance, on considère que la défaillance se produit lorsque la sollicitation hydraulique est plus importante que la résistance du tronçon de digue en question pour le mécanisme de défaillance concerné. On utilise des fonctions d'état-limite pour modéliser ce mécanisme [13] :

$$P_f = P(R - S < 0) = P(Z < 0) \quad (1)$$

Lorsque P_f correspond à la probabilité de défaillance, S désigne la sollicitation hydraulique et R la résistance du système de défense contre les inondations.

Une approche probabiliste complète nécessite des connaissances et une expérience spécialisées et implique un temps de calcul long. Pour permettre aux gestionnaires d'évaluer eux-mêmes leurs ouvrages à des coûts raisonnables, les outils proposent une approche semi-probabiliste plus rapide ainsi qu'une approche probabiliste complète. L'approche semi-probabiliste rapide et plus facile à appliquer repose sur des hypothèses conservatrices selon lesquelles un modèle de mécanisme de défaillance est alimenté par des valeurs uniques et suffisamment sûres (par exemple, les valeurs de conception). Si l'approche semi-probabiliste ne se révèle pas satisfaisante, une évaluation probabiliste complète reste une option. Des évaluations de sécurité seront exécutées à différents niveaux afin de permettre une série de travaux efficace, en centrant les efforts sur les systèmes de défense contre les inondations nécessitant des évaluations précises.

Les niveaux suivants sont proposés :

1. Évaluation de la pertinence et/ou évaluation simple par tronçon de digue. L'évaluation repose sur des règles de décision géométrique ou sur de simples règles ou modèles.

2. Évaluation détaillée :

- a1. Évaluation semi-probabiliste par tronçon de digue. L'évaluation repose sur des modèles détaillés de mécanismes de défaillance dont les facteurs de sécurité sont fondés sur une approche probabiliste complète;
- a2. Évaluation probabiliste par tronçon de digue. L'évaluation repose sur le calcul probabiliste des probabilités de défaillance réalisé à l'aide des mêmes modèles détaillés de mécanismes de défaillance que dans le niveau d'évaluation 2a1;
- b. Évaluation probabiliste complète par tronçon de digue. L'évaluation repose sur des calculs probabilistes similaires à ceux du niveau d'évaluation 2a2. En outre, les résultats des différents mécanismes de défaillance et tronçons de digue sont combinés afin d'en déduire une probabilité de défaillance du linéaire de digues complet.

3. Évaluation avancée par tronçon de digue. Cette évaluation sera réalisée pour les tronçons non conformes aux normes selon les niveaux 1 et 2, alors même que l'on espère qu'une approche sur mesure et perfectionnée permette d'améliorer le résultat de l'évaluation. Cette évaluation avancée améliore la qualité technique de l'évaluation de ces tronçons, par exemple en exécutant des mesures complémentaires ou en utilisant des modèles plus avancés ou plus précis.

Ces trois niveaux d'évaluation de la sécurité sont établis de sorte que les systèmes de défense qui satisfont cette exigence de sécurité à un niveau donné ne soient jamais rejetés aux niveaux ultérieurs. Par conséquent, les premiers niveaux d'évaluation sont plus conservateurs et stricts, tandis que les niveaux ultérieurs sont plus précis et généralement plus chronophages.

2.5 Analyse et discussion

En principe, les méthodes d'analyse fonctionnelle et d'analyse des modes de défaillance permettent une identification analytique et systématique de tous les scénarios de défaillance structurelle des tronçons de digue ainsi que de tous les scénarios d'inondation associés aux systèmes d'endiguement. Cependant, il est à noter que la simulation de différents événements de période de retour et de plusieurs scénarios de défaillance de digue peut donner lieu à des délais de calcul irréalisables. Si des efforts ont été déployés pour surmonter ces difficultés, ce domaine nécessite des recherches complémentaires. Toutefois, les méthodes d'analyse fonctionnelle et d'analyse des modes de défaillance permettent d'identifier et de sélectionner les scénarios de défaillance les plus pertinents à prendre en considération lors de l'estimation des risques. Elles facilitent également l'estimation de la probabilité de défaillance des systèmes de protection contre les inondations.

En raison de la complexité des systèmes d'endiguement et des mécanismes structurels et événements hydrauliques y afférents, le processus d'analyse de la défaillance peut produire un très grand nombre de scénarios. Afin d'en simplifier l'identification et l'analyse, il serait intéressant d'envisager le développement d'un outil de traitement de données fondé sur les principes d'analyse fonctionnelle et d'analyse des défaillances, capable de générer et de classer les scénarios de défaillance pour aider les experts à choisir les scénarios de défaillance à évaluer en termes de probabilité. En outre, en raison de la complexité et de la diversité des mécanismes de défaillance impliqués dans les scénarios de défaillance structurelle des digues, les ingénieurs ne

disposent pas toujours des modèles numériques à base physique nécessaires pour les évaluer. Les modèles empiriques se révèlent souvent la seule solution et il arrive que les ingénieurs soient contraints de se fier uniquement à des jugements d'experts. Une méthode capable de combiner tous les types de modèles est probablement plus facile à adapter aux différents contextes d'évaluation.

L'approche semi-quantitative, qui allie avis d'expert, simple calcul et évaluations plus complexes (utilisée dans la méthode française fondée sur un indice et l'approche néerlandaise décrite précédemment), est bien adaptée pour construire ce type de méthode combinée. Les méthodes d'évaluation peuvent améliorer l'estimation de la performance des digues et des incertitudes associées. Ainsi, elles peuvent aider les gestionnaires de digue à estimer le risque d'inondation et à prioriser les actions menées sur les tronçons de digue. Ces actions peuvent comprendre des investigations supplémentaires (recherche et contrôle) requises pour diminuer les incertitudes. Pourtant, ces méthodes, qui reposent sur des principes communs mais ont été élaborées de manière indépendante, pourraient probablement faire l'objet d'une analyse plus détaillée, être comparées et combinées pour développer une « méta-méthode » intégrant tous leurs atouts.

3 ANALYSE DES CONSÉQUENCES DES INONDATIONS

3.1 Principes et méthodes

Les conséquences d'une inondation se manifestent lorsque des personnes ou biens vulnérables sont réellement exposés à une inondation et subissent de réels préjudices. Les conséquences peuvent découler directement d'une inondation (par exemple, des bâtiments et/ou contenus endommagés) ou indirectement (par exemple, manque à gagner causé par le temps de retour à l'état initial) [15, 16, 17, 18]. L'estimation des conséquences d'une inondation dans une zone protégée est issue d'une combinaison des résultats de la modélisation hydraulique de l'inondation et de la vulnérabilité estimée (une fonction qui caractérise le dommage en fonction des caractéristiques hydrauliques de l'inondation) des différents enjeux situés dans la zone protégée. Une zone protégée peut contenir de nombreux types d'enjeux différents, notamment : personnes, bâtiments, espaces naturels/non anthropisés, agriculture, entreprises, transports, services publics, réseaux de communication, etc.

La vulnérabilité de ces différents types d'enjeux peut être approchée de différentes manières, par exemple : nombre de victimes ou de décès [19], conséquences sociales, économiques et environnementales [20], et conséquences pour le patrimoine. Certaines difficultés résident dans le fait que la vulnérabilité d'un type d'enjeu peut souvent être étudiée de plusieurs manières et à différentes échelles. Par exemple, les conséquences d'une inondation pour une usine peuvent être envisagées en termes de pertes financières, mais également en termes de difficultés sociales pour les employés, voire en termes d'impact sur l'environnement, à l'échelle du propriétaire et des ouvriers, ou à l'échelle de l'économie régionale dans son ensemble.

3.2 Pratique française actuelle

Actuellement, l'analyse réglementaire française des risques pour les systèmes d'endiguement requiert uniquement une estimation des conséquences en ce qui concerne les victimes humaines : estimation du nombre de personnes inondées et/ou à risque en raison des inondations probables. Les caractéristiques d'inondation généralement utilisées pour effectuer cette estimation sont principalement la hauteur d'eau et les vitesses d'écoulement (horizontales et verticales). Toutefois, le temps de propagation de l'inondation et la durée de l'inondation peuvent également être pris en compte. Les scénarios d'inondation et leurs conséquences sont ainsi bien détaillés.

Des analyses coûts-bénéfices doivent être produites afin de justifier le financement public et le développement de nouveaux systèmes de protection contre les inondations. À l'avenir, des analyses multicritère (AMC) seront nécessaires pour produire une analyse plus détaillée des conséquences et intégrer les différents types de conséquences des inondations (vie humaine, pertes financières, conséquences sur l'environnement, etc.). Toutefois, l'utilisation de ce type d'outil n'est pas répandue et les méthodes et outils d'AMC doivent être développés plus avant [30].

L'approche française actuelle de l'analyse des conséquences consiste à calculer les conséquences de quelques scénarios d'inondation différents (entre 4 et 10 scénarios en moyenne), dont le niveau de risque est estimé pendant le processus d'analyse des risques, puis comparé lors de l'évaluation des risques (Figure 1). Toutefois,

cette approche ne permet pas de produire une intégration spatiale du risque annuel. Un tel résultat pour l'analyse des risques serait un élément très utile pour l'évaluation des systèmes d'endiguement.

3.3 Le modèle britannique MDSF2

Le modèle MDSF2 de l'Environment Agency considère les performances de chaque tronçon de digue d'un système d'endiguement comme indépendantes les unes des autres (en d'autres termes, si un tronçon est défaillant, cela ne signifie pas que tous les tronçons le sont). Pour les différents événements de sollicitation hydraulique susceptibles de se produire sur un système d'endiguement, plusieurs combinaisons de défaillances des tronçons de digues sont possibles. En ce qui concerne l'analyse des risques, il est en principe nécessaire de simuler la propagation des inondations et leurs conséquences avec chaque combinaison de défaillances possible. Cependant, les moyens informatiques actuels rendent difficile la mise en pratique. C'est pourquoi une procédure de tirage de Monte-Carlo est utilisée avec un modèle de propagation rapide des inondations reposant sur le volume. Par conséquent, la simulation des risques implique une série d'événements de périodes de retour différentes, associée à plusieurs états de défaillance des systèmes d'endiguement.

La simulation de la propagation des volumes permet d'établir la hauteur des inondations, et donc les dommages économiques, pour chaque événement simulé. Ces résultats sont alors regroupés pour déterminer la distribution spatiale des risques (Dommages annuels prévus) dans la plaine inondable. Aux fins d'identifier les priorités d'intervention (capital et travaux de maintenance), les risques dans la plaine inondable sont réattribués à chaque tronçon de digue. Cette opération est possible grâce au modèle d'inondation. Pour chaque simulation d'événement d'inondation, le volume d'eau déversé à travers ou par-dessus chaque digue est enregistré. Il est ensuite stocké et suivi via chaque cellule d'inondation à mesure que l'eau se propage dans la plaine inondable. À l'issue de la simulation hydraulique, le volume d'eau dans chaque cellule est connu et, de manière significative, la proportion d'eau est associée à chaque tronçon de digue ayant contribué à inonder la cellule. Les dommages causés dans chaque cellule sont alors réattribués à chaque digue, en tenant compte comme il se doit de la contribution relative de chaque digue à ces dommages.

3.4 L'approche néerlandaise

Aux Pays-Bas, où 60 % de la surface du territoire est protégée par un système de défense contre les inondations, la surface est divisée en sous-systèmes de défense contre les inondations. La même approche que celle appliquée au Royaume-Uni est utilisée ici, avec des événements extrêmes à l'origine des défaillances de digue. Un modèle de brèche détermine ensuite l'ampleur des inondations de l'arrière-pays, et s'ensuit le calcul des dommages économiques et du nombre de victimes [21].

Pour chaque sous-système de défense, un ensemble de scénarios d'inondation peut être calculé. Le logiciel Sobek 1D-2D a été utilisé à cette fin. Les scénarios d'inondation élaborés pour le projet VNK [22] ont été largement utilisés. Sur plus de 1000 scénarios d'inondation disponibles, environ 300 ont été utilisés dans cette analyse. Pour chaque scénario d'inondation, les dommages économiques et le nombre de victimes ont été calculés. Les méthodes utilisées sont décrites en détail au point [23]. En bref, le risque économique est calculé en confrontant les caractéristiques de l'inondation (la hauteur d'eau est le facteur le plus important aux Pays-Bas, mais la durée de l'inondation et la vitesse d'écoulement peuvent également entrer en ligne de compte) avec les caractéristiques structurelles des enjeux (résistance des structures et des bâtiments, qui se traduit dans les fonctions de dommage, et dommages maximums subis par les enjeux). Il en résulte une valeur de dommages économiques, multipliée par la probabilité de l'inondation ou la probabilité du scénario. Enfin, la contribution de tous les scénarios est ajoutée pour obtenir le risque économique total de la zone protégée par un sous-système de défense.

Le calcul du nombre de victimes est plus complexe. La méthode appliquée a permis de calculer la probabilité de décès sur un site donné suite à une inondation sans évacuation, mais également en tenant compte de la possibilité d'une évacuation en cas d'inondation imminente. Le risque mortel a été calculé au regard des caractéristiques de l'inondation, des caractéristiques de la zone, de la fraction d'évacuation, de la fraction de fuite/protection et du comportement de la population. Ensuite, le risque individuel local sur un site donné a été calculé en multipliant la probabilité du scénario par la fraction du nombre d'habitants présents dans la zone inondée et le taux de mortalité par inondation de ces personnes pour chaque scénario d'inondation. Le calcul de la valeur totale pour tous les scénarios a ensuite été calculée [23, 24].

Afin de donner un aperçu du risque sociétal et de la perturbation sociale, une simulation de Monte Carlo a été développée pour étudier les scénarios à brèches multiples [25].

3.5 Analyse et discussion

Les diverses approches de l'analyse des conséquences des inondations exposées précédemment diffèrent largement en termes de méthodes, d'objectifs et de résultats.

Tout d'abord, l'approche française s'intéresse principalement aux enjeux humains tandis que l'approche britannique se penche uniquement sur les dommages économiques. L'approche néerlandaise analyse à la fois les victimes et les dommages économiques. En outre, les caractéristiques des inondations utilisées pour réaliser une analyse des conséquences peuvent être simples, et ne concerner que le niveau d'eau comme dans la méthode britannique, ou plus complexes et impliquer des combinaisons de plusieurs facteurs (tels que le niveau d'eau, les vitesses d'écoulement, le temps de propagation de l'inondation et la durée de l'inondation), ainsi que le décrivent les approches française et néerlandaise. Ces différences d'objectifs nécessitent de recourir à des méthodes spécifiques pour évaluer chaque sorte de dommages subis par les enjeux et produire des fonctions de dommage (notamment en termes de caractéristiques d'inondation, de caractéristiques des zones protégées, d'évacuation, de fuite/protection de la population, de résistance des structures et des bâtiments, etc.). La complexité de ces méthodes spécifiques augmente avec le nombre de facteurs utilisés dans la définition des caractéristiques d'inondation.

Les méthodes divergent également dans leur manière d'intégrer les scénarios d'inondation afin de calculer les conséquences, et dans le type de résultats qu'elles produisent. L'approche française évalue les conséquences d'un nombre restreint mais bien détaillé de scénarios d'inondation, en fonction desquelles elle peut comparer les niveaux de risque à l'issue de l'analyse des risques. La méthode néerlandaise évalue les conséquences de nombreux scénarios d'inondation différents afin de calculer une valeur totale de conséquences concernant plusieurs scénarios d'inondation dans une même zone protégée. La méthode britannique intègre les conséquences de tous les scénarios d'inondation (mais moins détaillés) pour chaque cellule de zone protégée et entraîne l'intégration spatiale du risque annuel.

On constate que, bien que la nécessité d'une telle évaluation soit admise dans de nombreux pays, il n'existe actuellement aucune méthode commune d'analyse des conséquences des inondations et que les méthodes existantes présentent chacune des avantages et inconvénients qui leurs sont propres (plus elles sont détaillées, moins elles peuvent être appliquées à l'échelle mondiale). Pourtant, en raison de leurs divergences d'approches et d'objectifs, il semble difficile d'utiliser les atouts de ces différentes méthodes pour élaborer une méthode d'AMC commune. Il apparaît plus réaliste d'utiliser et de combiner les différents types de méthodes en cohérence avec la complexité de l'analyse des conséquences. En réalité, le caractère approprié du recours à une méthode de calcul des conséquences d'une inondation dépend de la nature des conditions physiques (fleuve, lac, zone de rivière à marées ou littoral), de la topographie (région vallonnée ou surfaces planes des deltas) et des facteurs hydrauliques (précipitations, déversements fluviaux, tempêtes, etc.).

4 ATTRIBUTION DU RISQUE

4.1 Principes et méthodes

Au sein d'un système de protection contre les inondations, les différents tronçons de digues n'ont pas tous la même contribution à la protection de la zone protégée. Des méthodes d'analyse de risques peuvent favoriser la priorisation des activités de maintenance en identifiant les digues qui contribuent le plus au risque résiduel. Un concept parfois plus connu sous l'appellation « risk buy-down » peut alors être mis en œuvre et permettre l'orientation des décisions d'investissement de maintenance sur les tronçons de digues les plus faibles ou les plus bas et qui protègent le plus d'enjeux. En d'autres termes, les stratégies de maintenance peuvent être optimisées en termes d'avantage économique de la réduction des risques par rapport aux coûts des interventions de maintenance. Une étude récente s'est intéressée à l'application d'algorithmes d'optimisation automatisés et associés aux modèles d'analyse de risques pour appuyer ce type de décisions [26].

Certaines digues sont plus ou moins fiables que d'autres, certaines peuvent par exemple présenter des niveaux de crête variables ou se révéler structurellement plus faibles que d'autres. La défaillance de différentes parties du système d'endiguement peut provoquer différentes inondations de la zone protégée (en termes de zone inondée, de niveaux d'eau, de durée, de vitesses V et H , etc.).

L'attribution des risques, fondée sur les résultats de l'estimation des risques, vise à attribuer le risque résiduel dans la plaine inondable aux différents tronçons de digue et à étayer la priorisation des mesures d'intervention pour réduire davantage les risques. En réalité, il n'est pas possible d'assurer une protection contre tous les événements d'inondation et, par conséquent, tous les systèmes de défense contre les inondations restent exposés à un risque résiduel d'inondation.

L'attribution des risques peut être effectuée [27] pour chaque scénario d'inondation (pour chaque partie du linéaire de digue) et donner lieu à leur classification relative en fonction du risque attribuable à chacun. Elle peut également être intégrée à l'ensemble de la zone protégée et permettre l'estimation du risque d'inondation global attribué à l'ensemble du système d'endiguement. Il est par ailleurs à noter qu'aucune méthode française n'est aujourd'hui formalisée.

4.2 Approche britannique

La méthodologie d'attribution du risque résiduel aux tronçons de digues nécessite d'établir une relation entre la quantité d'eau déversée à travers chaque tronçon et les conséquences économiques des événements d'inondation. Le vecteur comportant les états du système de protection peut être divisé en sous-ensembles de groupes de digues. Les tronçons de digues d'un groupe, quel qu'il soit, déversent tous l'eau des inondations dans la même cellule d'inondation adjacente.

Les hauteurs des inondations, quel que soit le scénario d'inondation simulé, sont fonction du système d'endiguement et fonction des volumes d'inondation déversés à travers chacune des digues. Comme expliqué au 3.3, pour chaque simulation d'inondation, les dommages causés dans chaque cellule d'inondation sont attribués à chaque tronçon de digue en fonction de leur contribution relative à ces dommages.

Ce processus permet d'attribuer le risque résiduel à chaque tronçon de digues. Des décisions relatives au ciblage optimal des investissements, en termes de réduction des risques, peuvent alors être prises avec justificatifs à l'appui. La Figure 6 illustre les résultats produits par le modèle MDSF2 de l'Environment Agency, qui attribuent le risque pour la zone protégée à chacun des tronçons de digues incluses dans le système d'endiguement : sur le graphique du haut sont représentés en orange le risque en livres sterling par mètre de digues et par an (échelle logarithmique); sur celui du bas, sont respectivement représentées en vert et bleu les contributions à ce risque (également en livres sterling par mètre de digues et par an mais avec une échelle non logarithmique) des phénomènes de surverse (en fonction des cotes de crête des tronçons de digues) et de brèche (en fonction de la performance structurelle des tronçons).

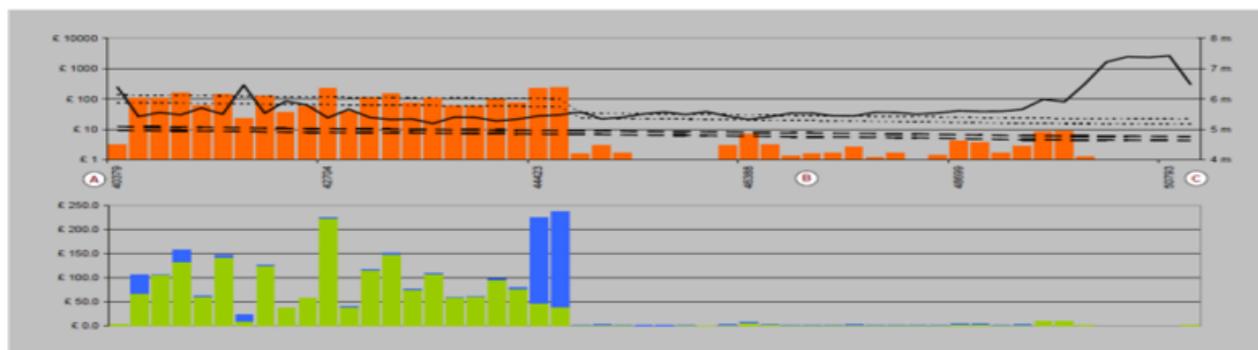


Figure 6 : Exemple d'histogramme illustrant les risques attribués aux systèmes de défense placés sur l'Humber, au Royaume-Uni (documents fournis par l'Environment Agency, Royaume-Uni)

Dans la mesure où l'état du système de défense est connu pour chaque scénario d'inondation, il est possible de désagréger cette information afin de déterminer le risque résultant d'événements d'inondation associés à un déversement ou à une brèche.

4.3 Approche néerlandaise

Aux Pays-Bas, l'évaluation de la sécurité des systèmes de défense contre les inondations suit une procédure en deux étapes : (1) quantification des normes de sécurité optimales et (2) évaluation des systèmes de protection contre les inondations estimés non suffisants au regard de ces normes de sécurité. L'étape (1) repose sur une

approche du risque qui tient compte des probabilités d'inondation et des conséquences (dommages et victimes). L'étape (2) consiste essentiellement à réaliser une analyse de risques qui s'intéresse uniquement à la probabilité d'inondation et qui la compare aux normes de sécurité en place.

Une autre différence importante distingue l'approche britannique de l'approche néerlandaise : dans l'analyse néerlandaise, le risque n'est pas attribué aux tronçons de digue en recherchant la source après la réalisation des calculs. Le système néerlandais privilégie une approche basée sur les scénarios, dans laquelle les effets d'une brèche de digue sont représentatifs d'un tronçon de digue.

À cette fin, le système de défense contre les inondations est divisé en plusieurs parties, en fonction du critère imposant des conséquences d'inondation très similaires pour les brèches présentes n'importe où sur un même tronçon. Dans le programme Delta [28], qui a permis de mettre en place des normes de sécurité, les indicateurs de risque suivants ont été calculés : risque individuel local, risque sociétal et dommages économiques.

Les risques calculés ont alimenté le débat politique sur l'acceptabilité du risque. Dans une perspective égalitaire, il a été décidé que le risque individuel local ne devait pas être supérieur à une valeur de 10^{-5} par an, quelle que soit la situation géographique. Dans les cas où le risque de perturbation sociale est élevé (quantifié par le calcul du risque sociétal et accru par une analyse qualitative de la défaillance des infrastructures essentielles telles que l'alimentation en électricité) ou lorsque l'amélioration du système de défense contre les inondations est rentable [29], les normes de défense contre les inondations ont été renforcées. La figure 7 illustre quelques résultats (fournis par le programme Delta).

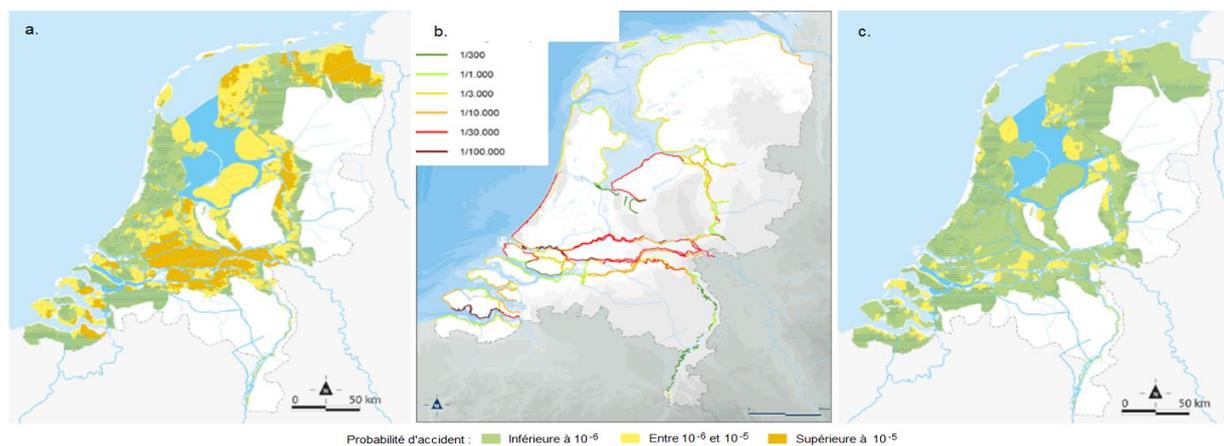


Figure 7 : Risque individuel local (probabilité d'accident provoqué par une inondation, par an et par personne), avant (a.) et après (c.) l'application des nouvelles normes de protection (b.) et l'amélioration du système de protection

4.4 Analyse et discussion

Les études d'attribution des risques peuvent générer un large éventail d'informations utiles. Par exemple, au Royaume-Uni, l'Environment Agency a de plus en plus souvent recours à ce type d'informations fondées sur les risques dans son processus de prise de décisions. Toutefois, certaines difficultés doivent être surmontées en matière de communication des informations et des méthodes utilisées pour les obtenir. En ce qui concerne les méthodes elles-mêmes, elles sont confrontées à deux limites principales. Il s'agit pour l'une du manque de disponibilité à grande échelle des informations géotechniques requises pour entreprendre l'analyse de fiabilité de chaque tronçon de digues. Pour l'autre, il s'agit du nombre de scénarios de défaillance potentiels nécessitant une modélisation. Les restrictions de calcul rendent actuellement difficile la simulation de l'intégralité du processus physique dans les simulations d'inondation, d'où les modèles peu complexes souvent utilisés à la place. Ils incluent donc nécessairement des simplifications. Cependant, il serait possible d'adapter cette approche pour combiner modèles complexes et modèles simples en vue d'adapter, au cas par cas et en fonction de leurs complexités, le niveau d'approfondissement des questions qui se posent lors de l'analyse de risque des systèmes d'endiguement.

5 CONCLUSIONS

Les méthodes actuelles d'analyse des risques d'inondation, qui intègrent l'analyse des défaillances des digues, l'analyse des conséquences et l'attribution des risques, peuvent fournir un large éventail d'informations destinées à étayer les décisions. Au Royaume-Uni, ces méthodes ont été appliquées à l'Évaluation des risques d'inondation à l'échelle nationale ainsi qu'à de grandes études régionales portant sur les estuaires de l'Humber et de la Tamise.

Au Pays-Bas, elles ont été appliquées à l'échelle régionale et utilisées dans le cadre de l'Évaluation des risques d'inondation à l'échelle nationale afin de définir de nouvelles normes applicables aux risques d'inondation. En France, elles sont désormais souvent utilisées pour réaliser les études de dangers des systèmes d'endiguement.

Ces méthodes se sont révélées aptes à générer un éventail d'informations susceptibles d'appuyer les décisions de gestion des risques d'inondation. Les difficultés actuelles et les domaines à développer plus avant se rapportent à la communication des résultats des modèles et des aspects techniques des méthodologies, aux données des digues en quantité suffisante pour appuyer l'analyse de fiabilité, ainsi qu'aux simplifications inhérentes aux méthodes de modélisation des inondations utilisées en pratique.

En outre, bien que certains principes des méthodes actuelles soient identiques, celles-ci présentent des différences bénéfiques ou pénalisantes, selon la complexité des systèmes d'endiguement, pour réaliser pleinement les objectifs des analyses de risques. Ces différentes méthodes pourraient probablement faire l'objet d'une analyse plus détaillée, être comparées et combinées en vue de développer une « méta-méthode » internationale, source d'inspiration et définissant le cadre général de l'analyse des défaillances des systèmes d'endiguement, de l'analyse des conséquences et de l'attribution des risques. Ce cadre pourrait alors être adapté de façon à combiner les méthodes complexes mais plus spécifiques et les méthodes simplifiées mais plus globales, en exploitant leurs atouts pour traiter les questions spécifiques très complexes.

RÉFÉRENCES ET CITATIONS

- [1] CIRIA, MEDE (Ministère de l'Écologie du Développement durable et de l'Énergie), USACE (US Army Corps of Engineers). (2013) *The International Levee Handbook*. CIRIA, London.
- [2] Tourment R., Wallis M., Beullac B., Kortenhaus A., Schaaf D., Schelfhout H. (2014) — *The risk analysis of levee systems*. 3rd IAHR Europe Congress, Book of Proceedings, 2014, Porto - Portugal
- [3] Morris, M. (2008) *Failure mechanisms for flood defence structures*, Fact sheet T04-08-07, Floodsite.
- [4] Tourment R., Beullac B., Deniaud Y., Simm J., Wallis M., Sharp M., Pohl R., van Hemert H., (2013). « De l'EDD des digues en France aux travaux de l'ILH sur les mécanismes élémentaires et les scénarios de défaillance » (From the hazard studies of levees in France to the work of the ILH on basic mechanisms and failure scenarios). 2e colloque national – Dignes2013, MEDDTL / CFBR / Irstea, Dignes Maritimes et Fluviales de Protection contre les Submersions, Aix-en-Provence, 288-297.
- [5] Tourment R., Beullac B., Degoutte G. (2015) - *Études de dangers des systèmes de protection contre les inondations : une méthode d'analyse de la défaillance* – *La Houille Blanche*, n°1, 41-55, 15p. DOI 10.1051/lhb/2015006.
- [6] Serre, D., Peyras, L., Curt, C., Boissier, D., Diab, Y. (2007) *Evaluation of Hydraulic Works in Civil Genius*. *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 44, 2007, 1298-1313.
- [7] Serre, D., Peyras, L., Tourment, R., Diab, Y. (2008) *Levee Performance Assessment Methods Integrated in a GIS to Support Planning Maintenance Actions*. *Journal of Infrastructure Systems – ASCE*, Vol. 14, N° 3, 201-213.
- [8] Vuillet, M., Peyras, L., Serre, D., Diab, Y. (2012) *Decision Making Method for Assessing Performance of Large Levee Alignment*. *Journal Decision System*. DOI:10.1080/12460125.2012.680354.

- [9] Modarres, M. (1993). What every engineer should know about reliability and risk analysis. Marcel Dekker Publisher, Inc., New York.
- [10] Peyras, L., Royet, P., Boissier, D. (2006) Dam Ageing Diagnosis and Risk Analysis: Development of Methods to Support Expert Judgment. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 43, 2006, 169-186.
- [11] USACE (1996) Risk-based Analysis for Flood Damage Reduction studies Engineer Manual EM 1110-2-1619
- [12] Den Heijer, F et F.L.M. Diermanse, 2012 : Towards risk-based assessment of flood defences in the Netherlands: an operational framework, compte-rendu de la conférence FloodRisk2012 à Rotterdam, novembre 2012
- [13] Kanning, W, Huber, M., Vander Krogt, M., Teixeira, A., Schweckendiek, T. (2015) « Derivation for the semi-probabilistic safety assessment for inner slope stability », WTI 2017 Cluster C., Pays-Bas
- [14] Van Der Meij R., Tourment R., Maurel P., Morris M. (2012). « Combining information for urban levee assessment ». FloodProBE Report Number: WP03-01-12-24, 47 p.
- [15] Smith, K and Ward, R (1998) Floods: physical processes and human impacts, Wiley-Blackwell, Chichester (ISBN: 978-0-47195-248-0)
- [16] Parker, D J, Green, C H and Thompson, P M (1987) Urban flood protection benefits: a project appraisal guide (The Red Manual), Avebury Technical, UK (ISBN: 978-0-29139-707-2)
- [17] Penning-Rowsell, E, Johnson, C, Tunstall, S, Tapsell, S, Morris, J, Chatterton, J, Coker, A and Green, C (2003) The benefits of flood and coastal defence: techniques and data for 2003, Flood Hazard Research Centre, Middlesex University (épuisé)
- [18] Messner, F and Meyer, V (2005) « Part 4 Vulnerability and flood damages. Flood damage, vulnerability and risk perception. Challenges for flood damage research ». Dans : Flood risk management. Hazards, vulnerability and mitigation measures, J Schanze, E Zemen and J Marsalek (eds), NATO Science Series, IV earth and environmental sciences, vol 67, Ostrov, Czech Republic, 2004 (ISBN: 978-1-40204-597-4)
- [19] Jonkman, S N, Vrijling, J K and Vrouwenvelder, A C W M (2008). « Methods for the estimation of loss of life due to floods: A literature review and a proposal for a new method » Natural Hazards, 46, 3, Springer Link, UK, pp 355–389
- [20] Tapsell, S (2008) Socio-economic and ecological evaluation and modelling methodologies, Floodsite Report T10_07_13, FLOODsite Consortium.
- [21] Van der Most, H, Tanczos, I, de Bruijn, K.M. and Wagenaar, D. (2014) New Risk based standards for flood protection in the Netherlands. ICFM 6, Brésil
- [22] Jongejan, R.B., H. Stefess, N. Roode, W. ter Horst & B. Maaskant (2011) The VNK2-project: a detailed large scale quantitative flood risk analysis for The Netherlands. 5e Conférence internationale sur la gestion des inondations (ICFM5), 27-29 septembre 2011, Tokyo-Japon
- [23] De Bruijn, K. M., F. Klijn, B. van de Pas et C. T. J. Slager (2015): Flood fatality hazard and flood damage hazard: combining multiple hazard characteristics into meaningful maps for spatial planning. Nat. Hazards Earth Syst. Sci., 15, 1297–1309, 2015. doi:10.5194/nhess-15-1297-2015
- [24] Di Mauro, M., De Bruijn, K., Meloni, M., (2012) « Quantitative methods for estimating flood fatalities: towards the introduction of loss-of-life estimation in the assessment of flood risk », Natural Hazards, DOI 10.1007/s11069-012-0207-4, Springer Science and Business Media
- [25] De Bruijn, K.M., Diermanse, F.L.M., Beckers, J.V.L., 2014: An advanced method for flood risk analysis in river deltas, applied to societal flood fatality risks in the Netherlands, Nat. Hazards Earth Syst. Sci., 14, 2767–2781, 2014

- [26] Woodward, M, Gouldby B, Kapelan Z, Hames D (2014) « Multi objective optimisation for improved management of flood risk », ASCE J. Water Resour. Plann. Manage, 140(2), 201–215
- [27] Gouldby, B P, Sayers, P, Mulet-Marti, J, Hassan, M and Benwell, D (2008) « A methodology for regional scale flood risk assessment ». Dans : Proceedings of the ICE – Water Management, vol 161, 3, Institute of Civil Engineers, UK
- [28] Alberts, F, Most, H. van der, Hoogbergen, F. (2014) Deltaprogramma Veiligheid, Synthesedocument Veiligheid, (in Dutch) Pays-Bas
- [29] Kind, J.M. (2014). Economically efficient flood protection standards for the Netherlands, Journal of Flood Risk Management 7; doi/10.1111/jfr3.12026 103-117
- [30] Christin, N., Peinturier, C., Magnier, C., (2014), Analyse multicritères des projets de prévention des inondations Guide méthodologique, Collection « RéférenceS » du Commissariat Général au Développement Durable (CGDD), ISBN : 978-2-11-128740-2

Thème D

Risque en exploitation et en phase travaux, sécurité du public autour et en aval des barrages en service



Barrage de Luzech
© EDF – Sophie BINDER

EVALUATION DE LA CRITICITE DES SITES A L'AVAL DES AMENAGEMENTS HYDROELECTRIQUES ET MISE EN ŒUVRE DE PARADES – METHODE ET RETOUR D'EXPERIENCE

Assessing public safety downstream hydroelectric plants and risk mitigation implementation - Methodology and feedbacks

DOI : 10.24346/cfbr_colloque2016_d01

Arnaud, Belleville

EDF DTG, Service Développement Mesures Méthodes, 21, avenue de l'Europe 38040 GRENOBLE Cedex9
arnaud.belleville@edf.fr

Benjamin, Blanchard

EDF DPIH, Département Maîtrise des Risques Opérationnels, 1, place Pleyel 93282 SAINT DENIS
benjamin.blanchard@edf.fr

MOTS CLÉS

Risques liés à l'exploitation, variations de débit, parades.

RÉSUMÉ

L'exploitation des aménagements hydroélectriques en conditions « normales » (hors crue et hors défaillance d'organes ou d'équipements) peut engendrer des risques pour les usagers de la rivière du fait des variations de débit engendrées. Dès lors, EDF s'est dotée de méthodes, d'une organisation, de moyens humains et techniques afin de maîtriser les risques liés à l'exploitation. Cette maîtrise des risques s'appuie sur la qualité de réalisation des activités quotidiennes pour limiter les effets des variations de débit, ainsi que sur un recensement des sites sensibles et une évaluation de leur criticité. Pour ce faire, une méthode de cotation de la criticité a été développée et son usage a été généralisé à l'ensemble des aménagements hydroélectriques. L'évaluation de la criticité permet dans un premier temps d'identifier les sites pour lesquels des actions préventives doivent être prioritairement mises en œuvre. Dans un second temps, la réévaluation périodique de la criticité permet de mesurer l'efficacité des parades mises en œuvre, et d'identifier les évolutions (environnementales, sociétales et d'exploitation) ayant un impact sur la sûreté hydraulique. Les parades peuvent concerner les modes d'exploitation des aménagements, mais aussi la prise en compte des facteurs humains, à travers notamment des actions de sensibilisation et d'information des usagers en impliquant les partenaires locaux (associations, pouvoirs publics...).

ABSTRACT

Due to water level or water flow variations (exclusive of structures or equipment failures, and of variations during natural floods), normal operations of hydro facilities may generate risks for public activities in river. In this context, EDF established a methodology to assess risks relative to facilities downstream areas (from dams, water intakes, HPP...). EDF's Public Safety Management is based on the professionalism in our core business, quality and strictness in the daily operation acts, requiring a good knowledge of the structures and equipment. It requires, in addition, a good knowledge of normal operations effects on the environment and public interaction with the facilities. This risk assessment of downstream areas leads to identify hazardous places and has been conducted widely. It enables to take adequate measures to reduce the number of very high and high hazard downstream areas. Experience enables to reassess the risk regularly and ensure that mitigation measures are still relevant and efficient (operational procedures adaptation, public information like awareness campaign, signage..., access restrictions, reduction of attractiveness of hazardous sites ...) with a need in some cases for cooperation between EDF operators, EDF Engineering Units and stakeholders (including public authorities) to find innovative solutions.

1. INTRODUCTION

EDF définit la notion de sûreté hydraulique comme l'« ensemble des dispositions prises lors de la conception et de la gestion des aménagements hydroélectriques pour assurer la protection des personnes et des biens contre

les dangers liés à l'eau et dus à la présence ou au fonctionnement des ouvrages ». Les risques liés à l'exploitation d'ouvrages hydrauliques, générés en particulier dans les rivières, font l'objet d'une attention soutenue. Elle se base en premier lieu sur la culture historique des exploitants des ouvrages hydrauliques et de leur observation des usages de l'eau. Un ensemble de parades, directement à la main des exploitants, ont été déployées, comme l'établissement de « lâchers d'alerte » pour diminuer l'amplitude des variations de débit. Pour autant, face notamment à l'évolution des usages de l'eau, des pratiques, l'augmentation des fréquentations des cours d'eau sur les dernières décennies, des actions durables pour la production hydraulique ont été engagées par EDF : le recensement et l'analyse de la criticité des sites à l'aval des ouvrages, la mise en œuvre généralisée d'une démarche qualité ISO 9001 sur la sûreté (1996), la création de la Politique Sûreté Hydraulique (1999), des indicateurs de sûreté, la création d'un suivi des précurseurs et la création du poste d'Inspecteur Sûreté Hydraulique (2002). Il est rapidement apparu que l'évaluation de la sensibilité des sites et tronçons de rivières situés à l'aval des ouvrages hydrauliques était une démarche complexe, nécessitant une approche rigoureuse. Ceci a conduit EDF à développer des méthodes spécifiques.

La méthode faisant référence en la matière à EDF est détaillée dans la partie 2. Un cas d'application de la méthode est ensuite exposé partie 3.1, en insistant sur la capacité de la méthode à mesurer l'effet des parades mises en œuvre. Dans cet exemple, il s'agit de parades liées au mode d'exploitation. La prise en compte de certains facteurs socio-organisationnels et humains fait également partie intégrante du catalogue de parades. De nombreuses actions d'information et de sensibilisation sont menées auprès des usagers de la rivière. La fréquentation et la signalétique sont contrôlées chaque année, plus de 150 Hydroguides assurent chaque été près de 6 000 jours de présence sur le terrain, et le budget spécifique de communication autour de cette dimension s'élève à près d'un million et demi d'euros par an. Dans quelques cas très spécifiques et atypiques, des études sociologiques ont permis de compléter les résultats de cette méthode et d'identifier des leviers ou mesures de maîtrise des risques innovantes, comme présenté partie 3.2.

2. METHODOLOGIE : PRÉSENTATION DE LA MÉTHODE DE RÉFÉRENCE 2004

Une des premières mesures qui ont été prises à la suite de l'accident du Drac de 1995 a été de réaliser un inventaire exhaustif des sites présentant potentiellement le plus de risque (encadré par les circulaires interministérielles de 1996 [1] puis 1999 [2]). Ainsi, les exploitants de chaque aménagement hydroélectrique ont parcouru les rivières influencées par les usines, en les segmentant en sites représentatifs. Le critère de cotation était relativement simple : il s'agissait d'évaluer, sur une échelle à 5 niveaux, le degré de dangerosité du site en tenant compte de la fréquentation de la rivière (type d'usagers et occurrence) et du type de lâcher généré par l'aménagement. Plus de 1 500 sites ont ainsi été inventoriés et analysés selon ce principe, et une centaine de sites ont été identifiés comme particulièrement sensibles. Des parades immédiates ont été mises en œuvre sur ces sites. Cette première approche « méthodique » a cependant mis en évidence les limites de la méthode de cotation : critère parfois subjectif, cotation difficilement comparable d'un site à l'autre. Des méthodes spécifiques ont donc été développées dans les années qui ont suivies : Guide de l'analyse des risques en rivière et d'élaboration des parades (1997), Guide de lecture en rivière (1999), Guide d'analyse quantitative des risques en rivière lors des lâchers d'eau (2000) et enfin Guide méthodologique pour la détermination de la criticité des sites à risque à proximité des ouvrages hydroélectriques, Mesure de l'efficacité des parades (2004). Cette dernière méthode est détaillée dans la suite.

2.1 Concepts de base

Une situation dangereuse en rivière est générée par la concomitance de trois facteurs :

Le lâcher d'eau : il s'agit de l'événement générateur de la situation dangereuse. Il est caractérisé par son amplitude (valeur de débit) et sa dynamique (gradient).

La morphologie de la rivière : elle détermine les effets du lâcher en chacun de ses points. Ils sont caractérisés par la variation du niveau d'eau et de la vitesse du courant, ainsi que leurs gradients.

Certaines caractéristiques de la morphologie peuvent être pénalisantes vis-à-vis du risque (ex : des îlots présentant un risque d'isolement).

La présence de tiers en rivière : la fréquentation est qualifiée en termes d'occurrence de présence, de nombre d'usagers et de vulnérabilité d'usagers.

La genèse d'une situation dangereuse peut être schématisée par la figure 1 représentant l'interaction entre ces trois facteurs.

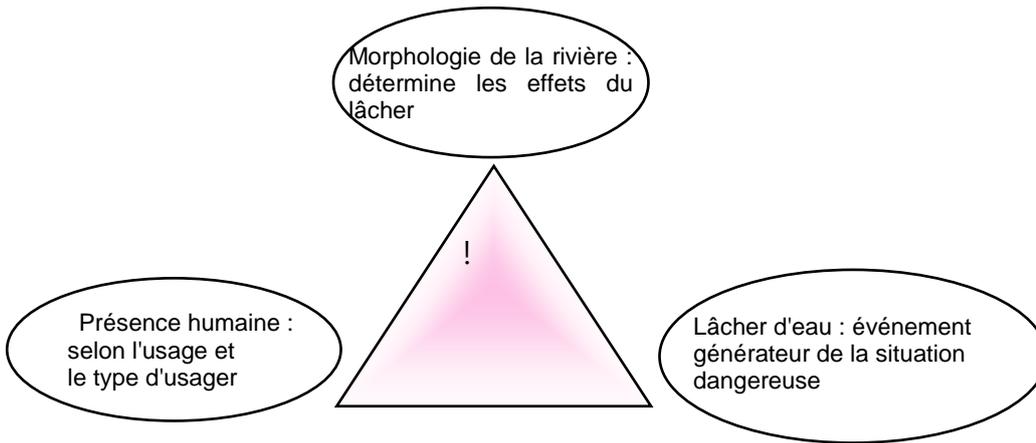


Figure 1 : Représentation d'une situation dangereuse en rivière.

2.2 La notion de criticité

L'évaluation formelle d'une situation dangereuse s'appelle la criticité. Elle s'exprime par le produit de ses quatre composantes : la Gravité G (qui est la mesure de l'effet), la probabilité d'Occurrence du lâcher O_L , la probabilité d'Occurrence O_F d'une présence humaine sur le site (fréquentation) et la probabilité D de ne pas pouvoir se mettre en sécurité (défectuosité, possibilité de dégagement, repli...).

La fonction de criticité s'écrit :

$$C = G \times O_L \times O_F \times D \quad (1)$$

La méthode permet de déterminer, de façon systémique, la criticité d'un site à partir des données suivantes : caractérisation de la fréquentation et du fonctionnement de l'aménagement, morphologie du site, dynamique du lâcher. La criticité est définie sur une échelle à cinq niveaux : de très faible à très fort.

Le calcul mathématique de la criticité C en tout point de la rivière et en toute circonstance est impraticable, car il nécessite la prise en compte de tous les types de lâchers, tous les types d'usages et tous les types d'utilisateurs. Ce calcul nous aurait donné une **mesure absolue de la criticité** exprimant un risque en « accidents par an ». Nous retenons en conséquence **une approche de criticité relative** dont l'objectif est d'identifier, de manière objective, les sites à traiter en priorité, et les paramètres sur lesquels les parades auront un effet significatif.

La figure 2 permet de visualiser la logique de la méthode et les relations entre les différentes données. On détaille dans la suite les étapes principales du calcul.

2.3 Calcul de la Gravité

La gravité G mesure les conséquences sur les personnes de l'effet du lâcher. Elle intègre : la gravité des conséquences d'un accident suite à une déstabilisation ou un entraînement, la probabilité pour qu'une personne debout dans l'eau soit déstabilisée et que, si elle est emportée, elle ne puisse pas se récupérer en aval. Dans l'analyse des risques en rivière, on ne sait pas évaluer *a priori* l'importance des conséquences et on fait le choix de retenir systématiquement les conséquences maximales.

La gravité est déterminée à partir des données suivantes : gradient significatif, pénétrabilité de la rivière et vulnérabilité des usages.

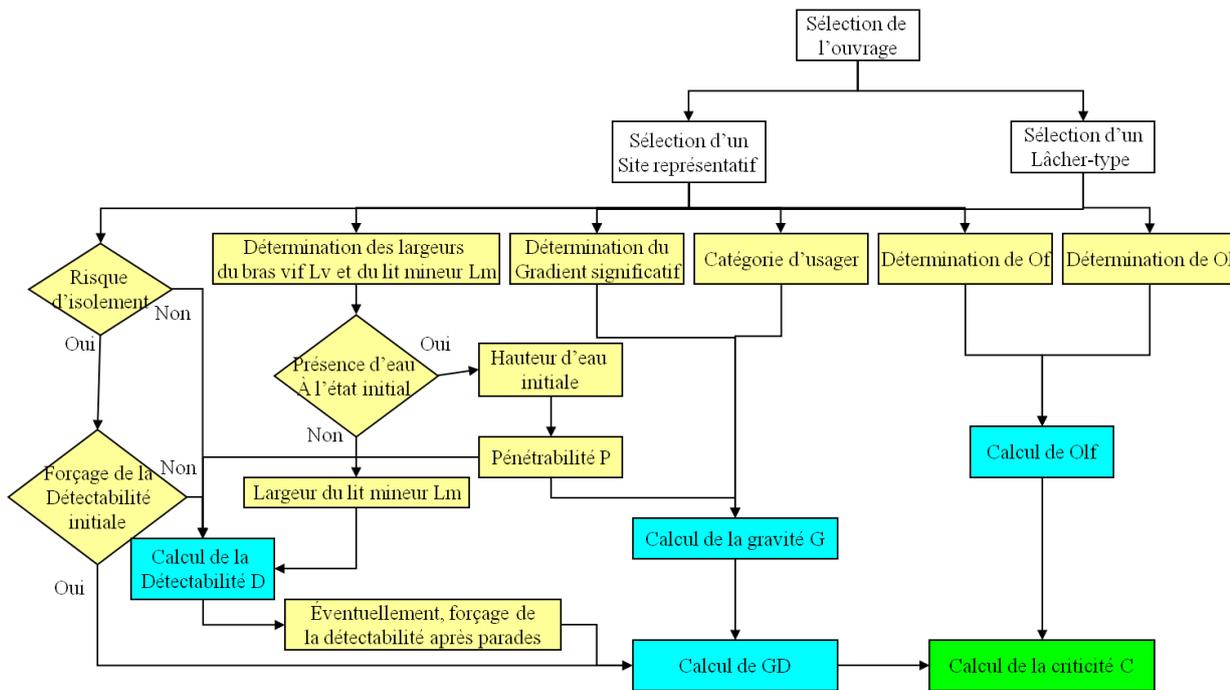


Figure 2 : Représentation schématique de la méthode de calcul de la criticité (en jaune : données d'entrée ; en bleu : variables intermédiaires de calcul ; en vert : calcul de la criticité)

Le **gradient significatif** est un critère qui caractérise la dynamique du lâcher et ses effets sur la variation du niveau d'eau sur le site d'étude. Il dépend des caractéristiques du lâcher lui-même (amplitude et vitesse d'établissement du débit), ainsi que de la morphologie de la rivière. Dans le processus de détermination de la criticité, la notion de gradient de montée de l'eau apparaît comme essentielle. Ce gradient est calculé (en cm/min) à partir du limnigramme enregistré au cours d'essais de lâchers en conditions réelles, tel que représenté figure 3, et qualifié sur une échelle à quatre niveaux, de « faible » à « très fort », en fonction de sa valeur :

- Gradient inférieur à 1 cm/min : gradient « faible »,
- Gradient compris entre 1 et 5 cm/min : gradient « modéré »,
- Gradient compris entre 5 et 10 cm/min : gradient « fort »,
- Gradient supérieur à 10 cm/min : gradient « très fort ».

La **pénétrabilité** est un critère qui caractérise, pour des tiers, la plus ou moins grande facilité d'accès à une zone à risque du tronçon combiné avec le niveau d'eau initial dans le bras vif. Une première composante du critère (P) définit la possibilité de s'avancer dans le lit mineur. P est défini en fonction des largeurs du bras vif L_v et du lit mineur L_m (voir figure 4) :

$$P = 1 - \frac{L_v}{L_m} \quad (2)$$

Le bras vif est la partie du lit mineur occupée par la rivière au débit initial (avant lâcher d'eau). Le lit mineur est la partie délimitée par les berges couvertes de végétation ou consolidées artificiellement. Le critère P est ensuite pondéré en fonction de la hauteur d'eau initiale de la rivière (voir tableau 1), pour aboutir au critère de pénétrabilité. La gravité est déterminée à partir des données suivantes : gradient significatif, pénétrabilité de la rivière et vulnérabilité des usages.

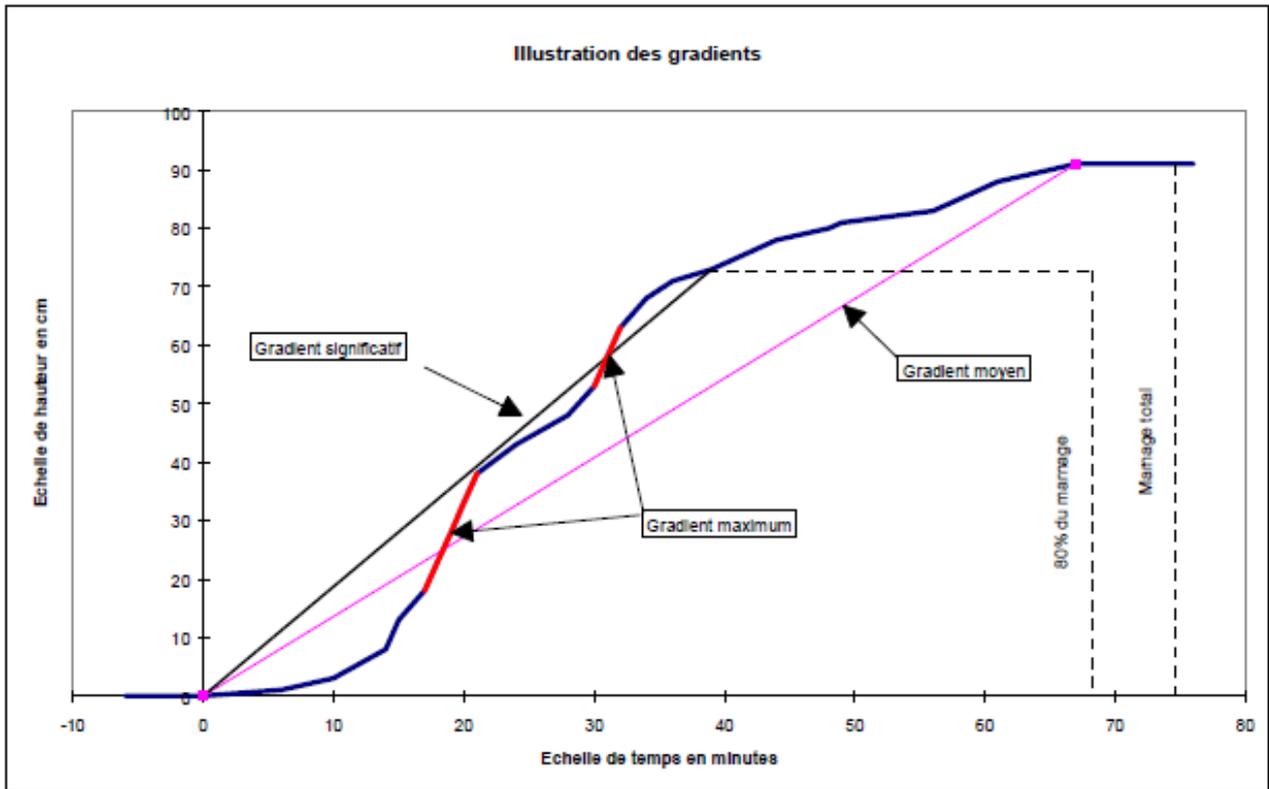


Figure 3 : Détermination du gradient significatif à partir d'un limnigramme.

Pénétrabilité	P=1-Lv/Lm			
	Faible De 0 à 0.3	Moyen De 0.3 à 0.6	Fort De 0.6 à 0.9	Très fort De 0.9 à 1
Hauteur d'eau initiale (en cm)				
<10	Très forte	Très forte	Très forte	Très forte
10<H<30	Forte	Forte	Forte	Très forte
30<H<50	Moyenne	Moyenne	Forte	Très forte
50<H<90	Faible	Moyenne	Moyenne	Forte
>90	Faible	Faible	Faible	Moyenne

Tableau 1 : Calcul de la pénétrabilité en fonction du critère P et de la hauteur d'eau initiale

S'il n'y a pas d'eau à l'état initial, la pénétrabilité est qualifiée de « Totale ».

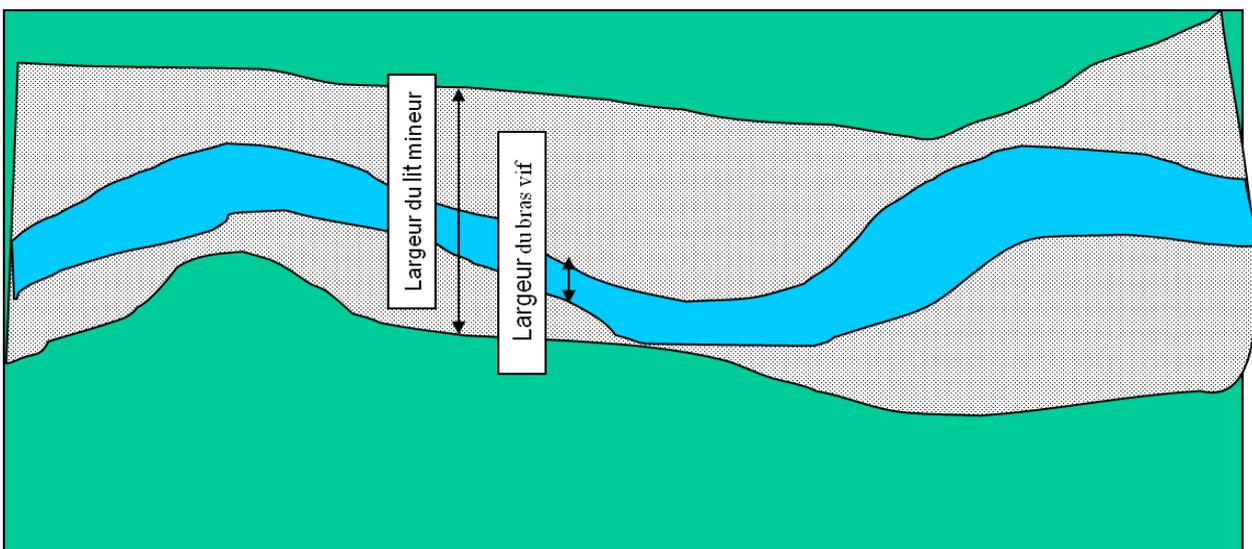


Figure 4 : Représentation des largeurs du bras vif L_v et du lit mineur L_m .

Enfin, la **vulnérabilité des usagers** est appréciée à travers deux catégories-type d'usagers : les usagers peu vulnérables, et les usagers moyennement à très vulnérables. L'analyse de la fréquentation est détaillée partie 2.4.

Le tableau 2 illustre le calcul de la gravité pour la catégorie d'utilisateur « Moyennement à très vulnérable ». Au final, la gravité est définie sur une échelle à cinq niveaux, de « nulle » à « très forte ».

Gravité G Usager MV et TV	Gradient significatif			
Pénétrabilité	Faible	Modéré	Fort	Très Fort
Faible	Nulle	Modérée	Modérée	Forte
Moyenne	Faible	Modérée	Forte	Forte
Forte	Modérée	Forte	Forte	Très Forte
Très Forte	Forte	Très Forte	Très Forte	Très Forte
Totale	Forte	Très Forte	Très Forte	Très Forte

Tableau 2 : Calcul de la gravité G pour la catégorie d'utilisateur "Moyennement à très vulnérable".

2.4 Caractérisation de la fréquentation et des lâchers

La **fréquentation** est un critère qui combine la vulnérabilité des usagers accédant à la rivière avec une classe de fréquentation. Les usagers pris en compte dans l'analyse de risque sont ceux qui sont potentiellement impactés par le lâcher, soit directement pour ceux qui se situent dans l'eau ou sur des berges et plages qui seront recouvertes par le lâcher, soit indirectement pour ceux qui risquent d'être isolés (sur un îlot ou la rive opposée à l'accès principal du site). Ainsi, les usagers présents sur le site mais n'étant pas potentiellement impactés par le lâcher ne sont pas comptabilisés (cas des usagers se situant sur des berges non recouvertes par le lâcher). La fréquentation doit être qualifiée selon deux critères : la vulnérabilité des usagers fréquentant le site et la classe de fréquentation. Cette dernière est déterminée à partir de la fréquence de présence humaine observée sur le site (voir tableau 3). La mesure de la fréquentation de la rivière se fait à travers des connaissances et expériences des exploitants, des enquêtes réalisées sur le terrain, ainsi que par le retour des campagnes des Hydroguides.

Les différents types de **lâchers d'eau** potentiels sont identifiés à partir d'une analyse des modes d'exploitation de l'aménagement. Cette analyse doit également conduire à identifier les différents tronçons de rivière impactés par les lâchers : tronçon court-circuité, tronçon aval, canal de fuite... Enfin, les lâchers sont caractérisés par leur probabilité d'occurrence O_L , selon la même grille de cotation que la fréquentation (tableau 3).

Au final, les deux occurrences sont combinées pour aboutir au critère d'occurrence lâcher-fréquentation O_{LF} , défini sur une échelle à cinq niveaux, de « très faible » à « très fort », tel que présenté tableau 4. Ce critère est représentatif de la probabilité de présence de tiers dans la rivière au moment de la réalisation du lâcher.

Occurrence de lâcher ou de fréquentation	Qualification
Une fois ou moins d'une fois par an	Très rare
De plus d'une fois par an à une fois par mois	Rare
De plus d'une fois par mois à une fois par semaine	Moyen
De plus d'une fois par semaine à une fois par jour	Fréquent
Plus d'une fois par jour	Très fréquent

Tableau 3 : Qualification des occurrences de lâcher et de fréquentation.

O_{LF}	Fréquence des lâchers O_L				
Fréquentation O_F	Très rare	Rare	Moyen	Fréquent	Très fréquent
Très rare	Très faible	Très faible	Faible	Moyen	Fort
Rare	Très faible	Faible	Moyen	Fort	Fort
Moyen	Faible	Faible	Moyen	Fort	Fort
Fréquent	Moyen	Moyen	Fort	Très fort	Très fort
Très fréquent	Fort	Fort	Très fort	Très fort	Très fort

Tableau 4 : Calcul de l'occurrence lâcher-fréquentation O_{LF} .

2.5 Calcul de la Détectabilité

La détectabilité est un critère qui définit l'aptitude de l'utilisateur à remarquer une évolution de l'écoulement dans la rivière et à se replier dans une zone sécurisée une fois la situation identifiée. La détectabilité est calculée en fonction du critère P (§ 2.3) et de l'existence ou non d'un risque d'isolement. La détectabilité diminue lorsque la pénétrabilité augmente. En effet, la pénétrabilité représente la distance potentielle de l'utilisateur au bras vif. Plus cette distance est importante, moins l'utilisateur est en mesure de détecter l'évolution des écoulements. Le risque d'isolement diminue encore cette détectabilité par le fait qu'elle éloigne souvent l'utilisateur du bras vif et empêche le repli. La détectabilité est déterminée selon le tableau 5, sur une échelle à quatre niveaux, de « nulle » à « très bonne ».

Détectabilité D	Risque d'isolement	
$P = 1 - \frac{L_v}{L_m}$	Non	Oui
$0 < P < 0,3$	Très bonne	Bonne
$0,3 < P < 0,6$	Bonne	Faible
$0,6 < P < 0,9$	Bonne	Faible
$0,9 < P < 1$	Bonne	Nulle

Tableau 5 : Calcul de la détectabilité D .

2.6 Calcul de la Gravité Détectabilité

La « gravité détectabilité » GD est un critère qui caractérise la probabilité, pour un tiers situé dans la rivière, de ne pas pouvoir détecter la montée d'eau et de courir le risque *in fine* d'être emporté par le courant. Elle est déterminée sur une échelle à quatre niveaux, de « très faible » à « forte », par combinaison des critères gravité G et détectabilité D , comme indiqué dans le tableau 6.

Gravité Détectabilité GD	Détectabilité D			
Gravité G	Nulle	Faible	Bonne	Très bonne
Très faible	Très faible	Très faible	Très faible	Très faible
Faible	Forte	Modérée	Faible	Faible
Modérée	Forte	Forte	Modérée	Faible
Forte	Forte	Forte	Forte	Modérée
Très Forte	Forte	Forte	Forte	Forte

Tableau 6 : Calcul de la gravité détectabilité GD .

2.7 Calcul de la criticité

La criticité C est calculée à partir de la gravité détectabilité (GD) et de l'occurrence lâcher-fréquentation (O_{LF}), comme défini tableau 7. Définie sur une échelle à cinq niveaux, de « très faible » à « très forte », elle synthétise tous les paramètres définis au cours de l'analyse et donne une image du degré de risque engendré par l'aménagement étudié.

Critère C	Gravité Détectabilité GD			
	O_{LF}	Très faible	Faible	Modérée
Très faible	Très faible	Très faible	Très faible	Faible
Faible	Très faible	Faible	Faible	Modérée
Moyen	Très faible	Faible	Modérée	Modérée
Fort	Très faible	Faible	Modérée	Forte
Très fort	Très faible	Modérée	Forte	Très forte

Tableau 7 : Calcul de la criticité C .

2.8 Élaboration et mise en œuvre des parades

La méthode est appliquée sur un aménagement en partant d'une situation donnée. A l'issue de cette évaluation, en fonction du niveau de criticité obtenu, il peut être décidé de mettre en œuvre une ou plusieurs parades spécifiques afin d'abaisser la criticité à un niveau acceptable. Dans ce cas, la criticité après parade sera recalculée en considérant les nouvelles données d'entrée notamment au regard de l'effet observé/constaté des parades mises en œuvre. Le tableau 8 indique les données d'entrée impactées en fonction du type de parade déployée.

Une des parades couramment et historiquement mise en œuvre concerne la modification de la dynamique de démarrage des groupes de production, afin de limiter les gradients de niveaux d'eau. Ce type de parade est aussi appelé « lâcher d'alerte ». Pour qu'un lâcher d'alerte soit efficace, il doit remplir les trois conditions suivantes :

- le premier palier de débit doit apporter une modification sensible de l'écoulement pour permettre à l'utilisateur de détecter une évolution notable de l'environnement,
- le débit du premier palier ne doit pas déstabiliser un usager présent dans l'eau,
- et enfin, la durée de ce palier doit être suffisante pour permettre à l'utilisateur de se mettre en sécurité.

Le critère de déstabilisation d'un usager présent dans l'eau est apprécié au travers des courbes de stabilité. Celles-ci définissent, en fonction de la nature du substrat (glissant, normal ou « adhérent »), les limites de stabilité des différents types d'utilisateurs (selon leur vulnérabilité), dans un repère (hauteur d'eau, vitesse de l'écoulement). Ces courbes ont été établies à partir d'une approche théorique, puis vérifiées à partir de mesures sur site. Un exemple de courbe de stabilité est donné figure 10 dans le cas d'application du §. 3.1.

Lors de la mise en place d'un lâcher d'alerte sur un aménagement, il faut vérifier l'efficacité de celui-ci sur toute la longueur du tronçon influencé.

Nature de la parade	Exemples	Données d'entrées impactées
Prévention	Information grand public Information ciblée Signalisation passive Clôture d'accès Interdiction d'accès Réglementation de l'activité	O_F, U_S, D
Détection	Signalisation active (sirènes...) Signalisation passive Surveillance baignade	D
Protection	Clôture d'accès Enrochement	O_F
Modification de l'exploitation	Modification de la consigne (rampe de prise de charge, consignation pendant une certaine période...) Lâcher d'alerte Bassin de compensation	O_L, G_S, P, D
Élimination de l'effet de la morphologie	Arasement des îlots Modification des berges Aménagement d'itinéraire de repli	D, P, O_F

Tableau 8 : Données d'entrée impactées en fonction de la parade (O_F : occurrence de fréquentation ; O_L : occurrence du lâcher ; P : pénétrabilité ; D : détectabilité ; G_S : gradient significatif ; U_S : catégorie d'utilisateurs).

3. EXEMPLES D'APPLICATION DE LA MÉTHODE

3.1 Le cas de l'aménagement de La Bâthie

L'aménagement de La Bâthie (73) fait partie du complexe hydroélectrique de Roselend. L'usine de La Bâthie restitue dans l'Isère les eaux stockées dans les retenues de Roselend, Saint Guérin et la Gittaz. Le débit d'équipement de l'usine, initialement de $55 \text{ m}^3/\text{s}$ (avec une prise de charge de l'ordre de 5 min), va être porté à $60 \text{ m}^3/\text{s}$ à la suite d'un suréquipement. Ce suréquipement s'accompagne de la construction d'un bassin de démodulation (limitation des gradients) permettant la réalisation d'un lâcher d'alerte dans l'Isère à travers sa vanne de régulation afin de répondre aux exigences de la loi POPE en termes de non-dégradation de la sûreté et de la sécurité des ouvrages (un arrêté préfectoral interdit depuis 1998 la présence toute l'année de toute personne et la pratique de toute activité dans le lit mineur de l'Isère entre le débouché du canal de fuite de l'usine et le pont de Gilly-sur-Isère).

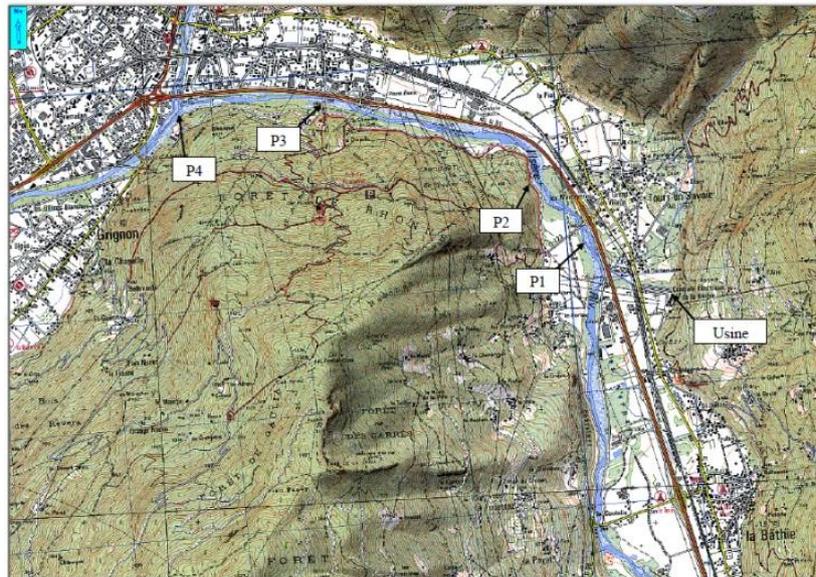


Figure 5 : Localisation des sites représentatifs retenus pour l'analyse.

Des essais en rivière ont été menés préalablement à la conception du bassin de démodulation, afin, d'une part, d'évaluer la criticité engendrée par l'aménagement (à partir de la consigne d'exploitation en vigueur avant le suréquipement de l'usine), et d'autre part, de déterminer les caractéristiques d'un lâcher d'alerte efficace (valeur et durée du premier palier de débit) conduisant à une criticité « modérée » maximale sur l'ensemble du tronçon influencé (du canal de fuite à la confluence avec l'Arly). Quatre sites représentatifs ont été sélectionnés le long du tronçon (figure 5) et ont été instrumentés avec des capteurs de niveau, afin d'enregistrer les limnigrammes à partir desquels sont calculés les variations de niveau et les gradients significatifs. Ces mesures ont été complétées par des mesures de hauteurs et de vitesses au moulinet le long des profils en travers, selon deux paliers de débits distincts : $8 \text{ m}^3/\text{s}$ et $16 \text{ m}^3/\text{s}$. Les résultats obtenus sur le site du Pont Saint Thomas (P1) sont présentés. Ce site est situé immédiatement à l'aval du canal de fuite de l'usine de La Bâthie et présente un risque d'isolement sur l'îlot principal. Les conditions de repli depuis cet îlot vers la rive gauche ont donc été particulièrement étudiées (figures 6 et 7).



Figure 6 : Le site du Pont Saint Thomas (P1). Réalisation de mesures de hauteurs et de vitesses pour déterminer les conditions de repli depuis l'îlot principal vers la rive gauche au débit d'alerte ($16 \text{ m}^3/\text{s}$).

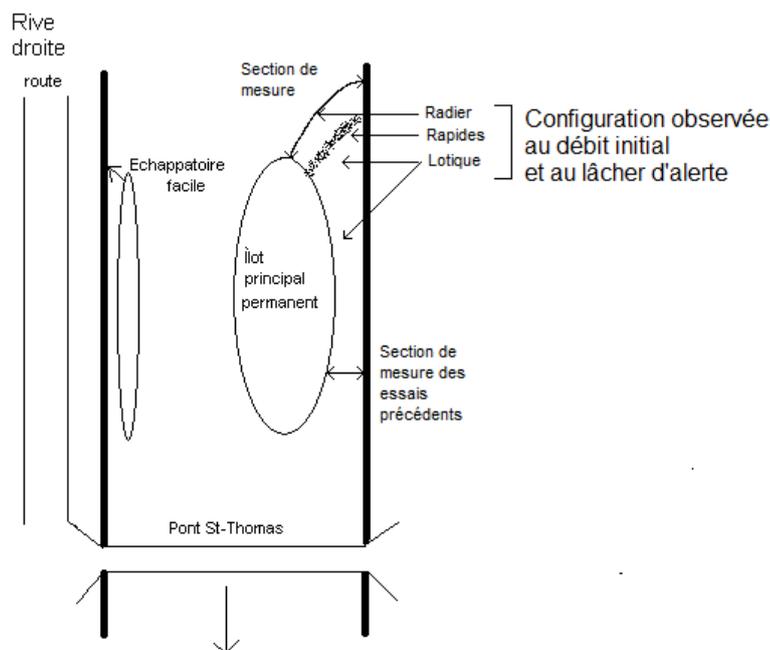


Figure 7 : Site du Pont Saint Thomas (P1) - Schématisation du site avec identification des faciès.

Les analyses menées à partir des courbes de stabilité (figures 8 et 9) ont conclu qu'avec un débit de $16 \text{ m}^3/\text{s}$, le repli est possible pour un usager de type « pêcheur ». Il n'y a donc pas de risque d'isolement pour cette valeur de débit. Par ailleurs, l'analyse des temps de propagation du lâcher sur les différents sites représentatifs permet d'identifier à environ 26 minutes la durée nécessaire du premier palier de débit avant la génération du lâcher principal suivant, ceci afin de laisser le temps aux usagers situés sur le site le plus en aval (P4) de détecter l'arrivée du lâcher et de se mettre en sécurité. Sur la base de toutes ces données, la dynamique des lâchers retenue pour le fonctionnement du bassin de démodulation à l'aval de l'usine de La Bâthie a été définie de la manière suivante. L'usine démarre avec un débit limité à $20 \text{ m}^3/\text{s}$ (une faible partie étant dérivée dans le bassin) pendant sept à huit minutes (dix à douze minutes en incluant le temps de prise de charge), puis peut atteindre ensuite la valeur de la puissance maximale. La vanne de régulation du bassin de démodulation prend alors le relais et assure la restitution d'un débit de $16 \text{ m}^3/\text{s}$ jusqu'aux 26 minutes nécessaires, ce qui conduit à stocker le surdébit dans le bassin pendant 18 à 19 minutes. Au-delà des 26 minutes, la vanne de régulation laisse transiter le débit turbiné correspondant à la puissance maximale de l'usine.

Le système de régulation mis en œuvre occasionne la réalisation d'un sur-débit de 4 m³/s au maximum pendant 1 à 2 minutes avant que la régulation ne soit pleinement opérationnelle à 16 m³/s. Ce sur-débit améliore la détection du lâcher d'alerte.

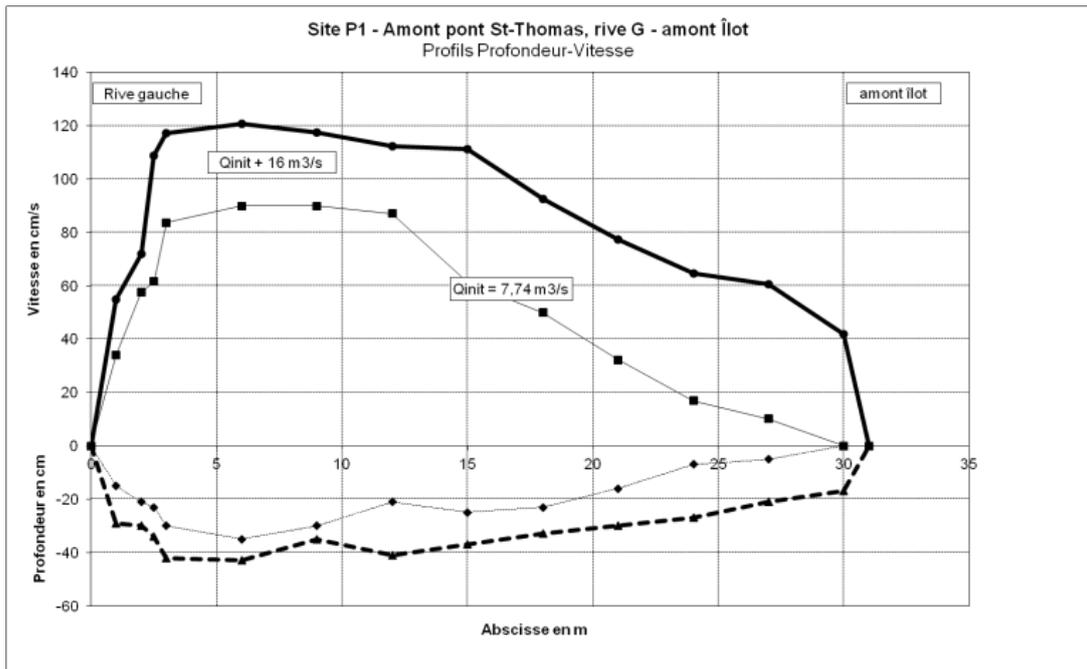


Figure 8 : Analyse spécifique de la stabilité d'un usager sur le site de Pont Saint Thomas. Profils H-V au débit initial (trait fin) et au débit initial + 16 m³/s (trait gras) le long du profil en travers.

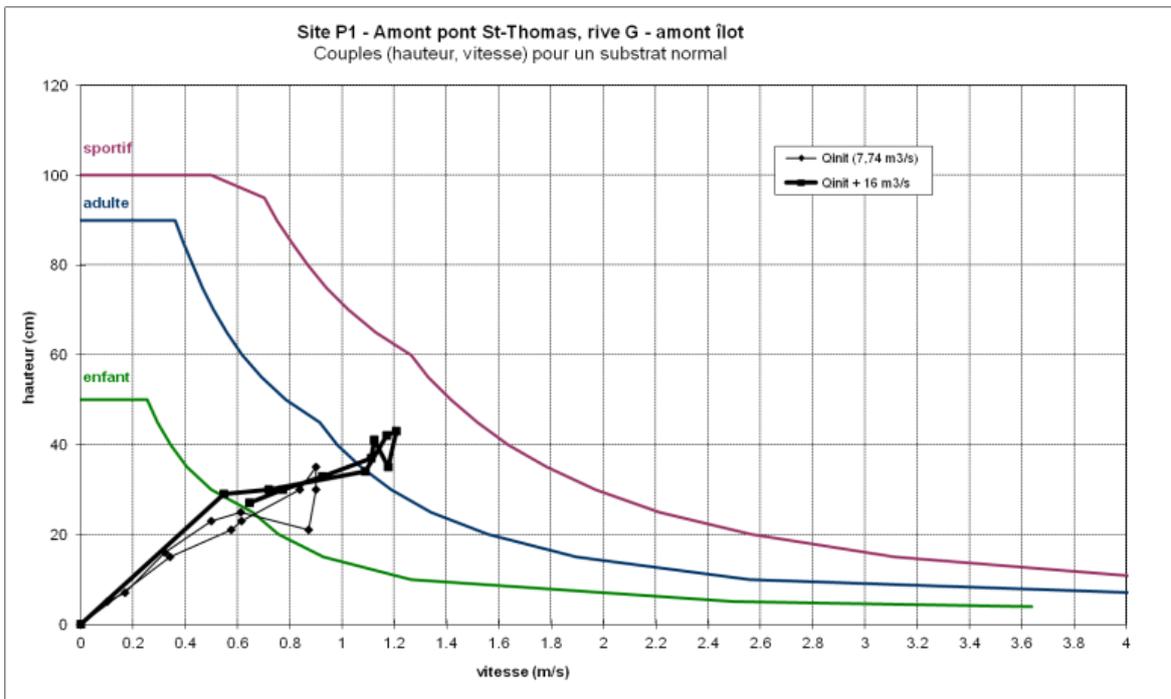


Figure 9 : Site du Pont Saint Thomas - Positionnement des couples (H-V) par rapport aux courbes de stabilité au débit initial (trait fin) et au débit initial + 16 m³/s (trait gras).

Cette dynamique de lâcher a été validée lors d'essais en conditions réelles en juin 2013 avec le bassin de démodulation en fonctionnement (figure 10). Les essais mettent en évidence que le temps de détection et de mise en sécurité disponible sur le site le plus aval s'élève à 15 minutes.

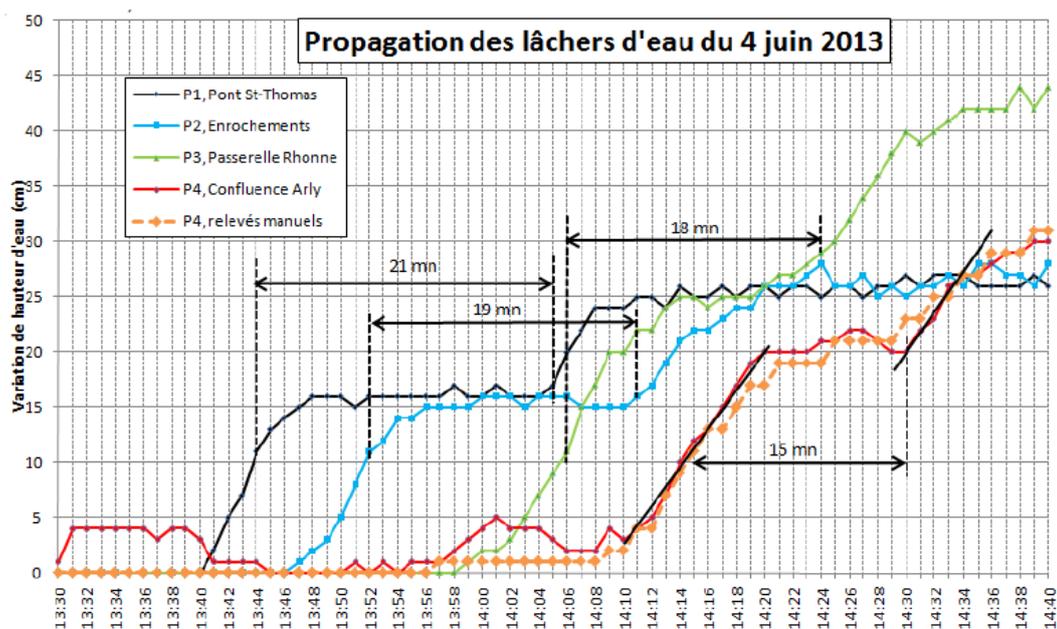


Figure 10 : Propagation du lâcher d'alerte (16 m³/s) puis du lâcher à puissance maximale le long du tronçon influencé (à droite).

En ce qui concerne le site de Pont Saint Thomas, la criticité initiale (avant construction du bassin de démodulation) était évaluée comme trop élevée en application de la méthode. Le calcul a été actualisé en modifiant les données d'entrée impactées par la mise en place du lâcher d'alerte : le risque d'isolement n'est plus observé, le gradient de montée d'eau diminue d'une classe pour passer à « modéré », la détectabilité est améliorée. Ainsi, la criticité résultante après parade est évaluée comme acceptable. La synthèse du calcul est reportée tableau 9.

Site	OI	Risque d'isolement	Lv	Lm	H init	Détectabilité	Gs	Usagers	Gravité	Of	Criticité	Commentaires	Parades
P1- Pont Saint Thomas	TF	Oui	30	80	10 < 30	Faible	F	PV	Modérée	F	Très Forte	Démarrage Pmax La Bâthie	Cotation initiale
P1- Pont Saint Thomas	TF	Non	30	80	10 < 30	Très Bonne	M	PV	Modérée	F	Modérée	Démarrage Pmax La Bâthie	Mise en place d'un lâcher d'alerte de 16 m ³ /s pendant 26 minutes

Tableau 9 : Synthèse du calcul de la criticité sur le site de Pont Saint Thomas (P1).

3.2. La prise en compte des facteurs humains dans l'élaboration des parades

Le cas présenté précédemment illustre dans quelle mesure la mise en œuvre de parades permet d'abaisser la criticité à l'aval des aménagements. Cependant, il arrive que dans certaines situations aux contextes atypiques, les parades-type telles que recensées tableau 8 ne permettent pas de diminuer la criticité. Cela peut relever du fait notamment d'une persistance de la fréquentation de la rivière en situation dangereuse et en dépit des interdictions d'accès. Dans ce cas, des approches innovantes peuvent être employées. Le cas suivant illustre une analyse de facteurs humains qu'EDF a réalisée pour un type d'usagers particuliers : les pêcheurs à la mouche ([3] et [4]).

Sur certains aménagements, il a été constaté que, malgré les techniques de réduction des risques déployées par les exploitants (lâchers d'alerte, communications multiples...) et les pouvoirs publics (arrêtés préfectoraux et municipaux d'interdiction d'accès à certains tronçons...), des incidents sporadiques ou des droits d'alerte pouvaient survenir. Une étude spécifique a donc été conduite pour répondre aux questions suivantes : quelles sont les pratiques des usagers dans les rivières ? Quand interviennent-elles et pour quelles raisons ? Pour quelles raisons fréquentent-ils certains lieux, proches des centrales de production hydroélectriques ? Ont-ils conscience des risques de ces lieux ? Quelles sont leurs perceptions de ces risques ? Transgressent-ils des règles et si oui, consciemment ? Enfin, est-il possible de penser à de nouvelles solutions pour améliorer la gestion de ces risques ?

La méthodologie qui a été déployée s'est appuyée sur 35 entretiens semi-directifs réalisés auprès de pêcheurs à la mouche dans deux rivières et autour de deux centrales, sur 13 journées d'observations, d'une analyse de la documentation interne (rapports de synthèse à l'issue de la tournée des Hydroguides, analyse d'incidents, plaquettes de communication des fédérations de pêche...). Les principales réponses apportées aux questions posées ci-dessus sont détaillées dans la suite.

3.2.1 Les pêcheurs et le choix des sites pour leur activité

Les agglomérations situées autour des sites étudiés sont des ressources pour les pêcheurs. Elles leur procurent des magasins (matériel, permis...) et des associations qui leur diffusent informations sur les sites à explorer, les techniques à employer... Les pêcheurs déploient leurs activités sur des sites proches des centrales de production car les rivières à l'aval de ces aménagements, vantées par la presse spécialisée, offrent les plus gros salmonidés sauvages de France. Antérieures aux centrales de production, les pratiques sociales de pêche sont transmises de génération en génération et leur apparaissent comme « normales ». La fragilisation ou la remise en question de ces pratiques sur ces territoires leur apparaissent comme « anormales ».

3.2.2 La confrontation à l'aléa : de la reconnaissance des risques à la prévention

Sur place, les risques de montée des eaux et du courant sont identifiés par les pêcheurs car ils en sont informés et ils les perçoivent physiquement. Les risques reconnus, les pêcheurs vont développer des connaissances contextuelles pour percevoir et anticiper l'aléa : les pêcheurs vont ainsi apprendre à visualiser la variation de la couleur de l'eau ou la dérive de feuilles suite à un lâcher d'alerte, entendre la variation de la rumeur de l'eau... Les risques perçus, les pêcheurs vont adopter des comportements de prudence.

3.2.3 Des perceptions aux transgressions

Les risques perçus comme familiers et la sensation de maîtrise physique amènent certains pêcheurs à prendre des risques : ils s'enfoncent dans l'eau parfois jusqu'à la taille, se rapprochent de quelques dizaines de mètres du canal de fuite. Certains peuvent même aller au-delà des arrêtés d'interdiction d'accès pour aller dans certaines zones en toute connaissance de cause.

3.2.4 De nouvelles solutions pour améliorer la gestion des risques

À l'issue de l'étude, il est ressorti les recommandations suivantes. Il est apparu pertinent d'élaborer une cartographie qualitative des zones à risques en aval de la centrale, en concertation entre les exploitants et les représentants des fédérations locales de pêche. Le travail collaboratif au plus près du terrain et en face à face a d'une part permis de déterminer les points dangereux et les comportements de prudence, et a d'autre part renforcé l'implication des représentants des pêcheurs qui se sont engagés à davantage rappeler aux pêcheurs les informations sur la prévention des risques, les zones dangereuses et interdites. Et alors que la communication sur les risques était essentiellement écrite et synthétique, des rencontres dédiées et plus régulières entre exploitants locaux et usagers ont été organisées afin d'engager un dialogue, de répondre aux interrogations et d'entrer dans le détail des explications.

4. CONCLUSIONS

Les risques liés à l'exploitation des ouvrages hydrauliques, en particulier dans les rivières, font l'objet d'une attention soutenue de la part des exploitants des aménagements hydroélectriques d'EDF. La politique de sûreté hydraulique d'EDF définit les principes de conception, d'exploitation et de maintenance.

Ces risques sont d'autant plus importants que la fréquentation des rivières et des retenues évolue en permanence et que certains usagers sont de plus en plus réticents à l'idée d'une limitation de l'usage des cours d'eau. Ces risques peuvent être limités par une action constante d'identification et de mise en place de parades (réduction de l'impact de l'aménagement, sensibilisation du public, limitation de l'usage,...), démarche structurée par les apports de la méthodologie qui a été décrite.

Au quotidien, toutes les opérations doivent être réalisées en ayant une parfaite maîtrise des variations de débit et des niveaux de plans d'eau. Cette maîtrise repose sur une bonne connaissance des installations, des effets des lâchers d'eau sur l'environnement du site et des usages de l'eau autour des installations.

Après plus d'une dizaine d'années de déploiement de cette méthode, plus de 1 200 tronçons ont été classés sur ces principes. Partant de plus de 100 sites à forte ou très forte sensibilité en 2005, EDF comptait 11 sites aval à sensibilité élevée à fin 2015 [5]. Mais cette évolution est « dynamique » et recouvre à la fois le déclassement de certains sites et l'augmentation de la cotation d'autres sites.

Le contexte de fréquentation des rivières par le public et plus généralement les usages de l'eau varient, évoluent en permanence et la fréquentation des cours d'eau est globalement en augmentation. Les cotations de la sensibilité des tronçons ne sont donc pas figées et doivent être mises à jour et révisées régulièrement. En termes d'évolutions, il peut être noté aussi qu'au-delà des usages des rivières, la sensibilité ou l'attrait des sites ont dû être notablement révisés lors de l'évolution de la réglementation relative aux débits réservés en 2014.

La démarche qui a été présentée dans cette communication a pour objectif de combiner la culture du métier, les connaissances des exploitants en termes d'usages de l'eau et des méthodologies d'analyses de risques permettant de structurer la démarche au plan national, de bénéficier de retour d'expérience à l'échelle du parc, notamment concernant l'efficacité des parades.

Les actions pour réduire le risque des sites à forte sensibilité nécessitent de mobiliser des ressources spécialisées, en appui de la direction des Unités de Production, voire demandent de réaliser un travail en concertation avec les acteurs locaux concernés.

Cette mesure de la sensibilité des sites situés à l'aval des ouvrages hydroélectriques d'EDF est aujourd'hui complétée par des démarches d'analyses de risque le long des canaux.

Comme tout processus visant à la maîtrise des risques, il ne convient pas de considérer les résultats comme acquis définitivement. La maîtrise des risques liés à l'exploitation est une démarche pérenne, s'inscrivant dans le temps, partie intégrante du métier de l'hydraulicien. Les accidents survenus en juin 2014 en Inde (24 victimes) et en août 2014 en Turquie (6 victimes) sont là pour nous rappeler que le développement d'une culture sûreté doit plus que jamais faire partie intégrante de nos modes d'exploitation. C'est dans cet esprit que la réévaluation périodique de la criticité des sites est réalisée.

RÉFÉRENCES

[1] Circulaire interministérielle du 29 novembre 1996 relative à la sécurité des zones situées à l'aval des barrages et aménagements hydrauliques, abrogée par la circulaire du 13 juillet 1999.

[2] Circulaire interministérielle du 13 juillet 1999 relative à la sécurité des zones situées à proximité ainsi qu'à l'aval des barrages et aménagements hydrauliques, face aux risques liés à l'exploitation des ouvrages.

[3] Guillaume, O. (2013). Pêcheurs à la mouche : de l'activité sportive à la maîtrise des risques en rivière. *Staps*, 2013/1 n°99, p. 11-21. DOI : 10.3917/sta.099.0011.

[4] Guillaume, O. (2014). Fishermen and swimmers in rivers: from risk perception to risk management. *ISA World Congress TG 04 Sociology of Risk and Uncertainty, Yokohama*.

[5] Rapport 2015 de l'Inspecteur de la sûreté hydraulique, p.15.

https://www.edf.fr/sites/default/files/contrib/groupe-edf/producteur-industriel/hydraulique/Actualites/2015-edf_rapport-surete-hydraulique.pdf

[6] Poupart, M. & Perret, C. (2004) Assessing public safety around hydroelectric plants, *Communication au symposium CIGB Séoul*.

IMPACT DE L'AUGMENTATION DU DÉBIT RÉSERVÉ SUR LA SÉCURITÉ DU PUBLIC EN AVAL D'UN BARRAGE EN SITUATION D'EXPLOITATION NORMALE

Impact of an increase in the environmental flow on public safety downstream of a dam in a situation of normal operation

DOI : 10.24346/cfbr_colloque2016_d02

Cécile, Bouniol
2, rue André Bonin, 69316 Lyon Cedex 04,
c.bouniol@cnr.tm.fr

Sophie, Divet
chemin des soupirs, BP 107, 01303 Belley
s.divet@cnr.tm.fr

Gaëlle, Kiersnowski
91 route de la Roche de Glun, BP326, 26503 Bourg-lès-Valence
g.kiersnowski@cnr.tm.fr

MOTS CLÉS

Barrage, sécurité aval, augmentation de débit réservé, lâcher d'alerte, information du public, interdiction d'accès, étude d'incidence, panneau silhouette, repli.

RÉSUMÉ

Dans le cadre de la loi sur l'eau de 2006, CNR a procédé à une opération de relèvement des débits réservés. Cette augmentation, effective depuis le 1er janvier 2014, a nécessité au préalable d'analyser son impact sur la sécurité du public en aval du barrage, en examinant l'incidence de cette augmentation sur la pertinence du lâcher d'alerte, procédure de première ouverture du barrage au-delà du débit réservé.*

Cette analyse comporte : (1) une étude d'incidence comprenant une visite de terrain au nouveau débit réservé, complétée par une étude hydraulique par modélisation mathématique du lâcher d'alerte ; (2) un essai de lâcher d'alerte en réel, avec mesures et observations sur le Rhône à l'aval du barrage ; (3) une synthèse concluant sur la pertinence globale du lâcher d'alerte et les actions complémentaires à mettre en œuvre.

Les mesures de réduction du risque aval, complémentaires à celles existantes, comprennent notamment la mise à jour des panneaux d'information avec les nouvelles photos « avant/après » ouverture du barrage. Pour les harmoniser, une maquette de panneau a été créée.

Ces dispositifs (lâcher d'alerte, panneaux d'information, campagne de sensibilisation, ...) ne permettent pas de soustraire au risque une personne située à l'aval immédiat du barrage. Les vannes du barrage pouvant s'ouvrir à tout instant, seule une interdiction d'accès au public est efficace. Cette démarche est en cours de mise en œuvre sur l'ensemble des aménagements hydroélectriques de CNR.

L'article présente le cas concret de l'aménagement de Baix-Le-Logis-Neuf.

**Le débit réservé est le débit minimum à l'aval du barrage pour garantir en permanence la vie, la circulation et la reproduction des espèces vivant dans les milieux aquatiques.*

ABSTRACT

In the context of the 2006 water act, CNR carried out an operation to raise environmental flows. This increase, effective since 1 January 2014, required the prior analysis of its impact on public safety downstream of the dam, by examining the effect of this rise on the appropriateness of the existing warning spill, the procedure for an initial opening of the dam over the environmental flow.*

This analysis comprises: (1) an impact study, comprising a site visit with the new environmental flow, complemented by a hydraulic study with numerical modelling of the warning spill, (2) an in situ test on the outcomes of a warning spill, with measurements and observations on the Rhône downstream of the dam, (3) a synthesis concluding about the general appropriateness of a warning spill and additional actions to be implemented.

The measures to reduce the downstream risk, in addition to the existing measures, are also defined at the end of the analysis, with the warning signs updated with new photos “before/after” opening of the dam. A warning sign template was created to harmonise them.

These measures (warning spill, information panels, awareness campaign) do not allow the avoidance of the risk for anyone situated immediately downstream of the dam. As the dam gates can open at any time, only a total ban on public access is more effective. This approach is currently being implemented on all CNR’s hydroelectric facilities.

The article presents the concrete case of the analysis at Baix-Le-Logis-Neuf hydroelectric scheme.

**The environmental flow is the minimum flow downstream of the dam that permanently guarantees the life, circulation and reproduction of the species living in the aquatic environments.*

1. INTRODUCTION

Un lâcher d’alerte est la procédure de 1^{ère} ouverture du barrage au-delà du débit réservé dont l’objectif est d’informer les usagers dans le Vieux-Rhône de l’ouverture du barrage et leur permettre un repli en sécurité. Suite à l’accident survenu sur le Drac en 1995, et dans le cadre de la circulaire de 1999 « sécurité des zones à proximité ainsi qu’à l’aval des barrages et aménagements hydrauliques, face aux risques liés à l’exploitation des ouvrages », les exploitants ont organisé des essais en réel des lâchers d’alerte afin de s’assurer de leur pertinence. CNR a réalisé ces essais dans les années 2000.

Dans le cadre de la loi sur l’eau de décembre 2006, CNR a réalisé une opération de relèvement général des débits réservés pour respecter un débit plancher correspondant au vingtième du module. Ces dispositions ont été appliquées au 1^{er} janvier 2014 par CNR sur le Rhône. Soucieuse de la sûreté hydraulique face à la présence de tiers à l’aval des barrages, CNR a étudié l’impact de cette augmentation des débits réservés sur la pertinence des lâchers d’alerte de ses barrages. La situation avant l’augmentation des débits réservés est rappelée (chapitre 1). Une méthodologie a été définie à l’échelle de la vallée (chapitre 2) et déclinée dans chaque aménagement en fonction des spécificités locales (chapitre 3), l’objectif étant de garantir la sécurité des tiers et de mettre en œuvre les moyens de maîtrise des risques adaptés (chapitre 4).

2. SITUATION AVANT L’AUGMENTATION DES DÉBITS RÉSERVÉS

La **Figure 1** représente un aménagement type CNR au fil de l’eau. Pour un débit du Rhône supérieur au débit réservé à respecter à l’aval du barrage, l’écoulement s’opère en priorité par la centrale hydroélectrique (usine) via tout ou partie des groupes de production (turbines). Le barrage ou, si elle existe, la petite centrale hydraulique délivre le débit réservé dans le Vieux –Rhône.

Lorsque, pour diverses raisons (augmentation du débit du Rhône, défaut sur les lignes d’évacuation de l’énergie, défaut mécanique, etc.), le débit du Rhône dépasse la capacité maximale instantanée de l’usine (saturation de la centrale), le barrage doit s’ouvrir, puisque l’aménagement ne dispose pas de volume de stockage. Le débit du Rhône qui ne peut passer par l’usine doit passer par le barrage. Ainsi, à tout moment et sans délai, la conduite des aménagements dans le respect des consignes d’exploitation peut nécessiter des manœuvres des organes susceptibles d’engendrer des évolutions du plan d’eau le long du Vieux Rhône.



Figure 1 : Aménagement type CNR

CNR met en œuvre les mesures de réduction du risque suivantes pour assurer la sécurité des zones situées à l'aval de ses ouvrages face aux risques liées à leur exploitation : lâcher d'alerte, panneaux d'information et campagne de sensibilisation.

1.1 Lâcher d'alerte

La première mesure de réduction du risque est le lâcher d'alerte. Comme rappelée en introduction, cette procédure de 1^{ère} ouverture du barrage au-delà du débit réservé a pour but d'informer les usagers dans le Vieux-Rhône de l'ouverture du barrage et de leur permettre un repli en sécurité. Il s'agit d'un juste équilibre entre deux objectifs antagonistes : (1) envoyer un signal de l'ouverture du barrage suffisamment informatif et (2) faire en sorte que le signal ne représente pas intrinsèquement un risque. Ces procédures ont fait l'objet d'essais dans les années 2000 sous l'égide des préfetures, en présence du service de contrôle, des élus, des services de sécurité publique, des associations d'usagers du fleuve et des médias. Les comités de pilotage de ces essais ont validé la pertinence de ces procédures, à savoir qu'elles répondaient bien aux deux objectifs rappelés ci-avant.

Le lâcher d'alerte consiste en une séquence d'ouverture des organes du barrage suivant un hydrogramme prédéfini.

1.2 Panneaux d'information

La seconde mesure de réduction du risque est la signalisation des risques et les consignes de prudence sur les panneaux d'information implantés à proximité des ouvrages. Il s'agit soit de panneaux génériques (« Danger – Barrages et centrales – Risque de montée des eaux même par beau temps »), cf. figure 2, soit de panneaux de mise en situation.



Figure 2 : Panneau Danger

Ces derniers, illustrés avec des photos prises depuis le secteur où ils sont implantés, présentent la comparaison des niveaux d'eau au droit de silhouettes, avant et après ouverture du barrage- cf. figure 8. Ces panneaux, réalisés dans les années 2000 lors des essais en réel de lâchers d'alerte dans le cadre de la circulaire de 1999, sont implantés dans le Vieux-Rhône.

1.3 Campagne de sensibilisation

CNR communique chaque année sur la prudence et la vigilance à avoir au bord du Rhône. 2016 sera ainsi la vingtième année où cette campagne « Prudence » sera conduite. Il s'agit d'une campagne d'information et de sensibilisation du public sur la sécurité des zones situées à proximité des barrages des aménagements hydroélectriques. De nombreux supports de communication sont distribués durant l'été par des chargés de prévention sur les berges du Rhône. A ce dispositif s'ajoutent des messages délivrés dans la presse et sur Internet. Des actions de sensibilisation sont aussi réalisées auprès des publics scolaires.

Cette année encore, près de 1000 enfants des écoles primaires riveraines bénéficient d'une présentation des consignes de sécurité à respecter aux abords des ouvrages hydroélectriques par des salariés de la CNR. La campagne vise également les touristes et les riverains en associant les collectivités locales et les structures de tourisme. La **Figure 3** est un extrait du site Internet de sensibilisation évoqué : www.cnr-louloutelaloutr.fr



Figure 3 : Louloute la loutre

2. MÉTHODE D'ÉVALUATION DEPLOYEE SUR LE RHÔNE

La méthode générale d'évaluation de l'impact de l'augmentation des débits réservés sur la pertinence du lâcher d'alerte déployée sur le Rhône est présentée ci-après.

2.1 Etude d'incidence

L'étude d'incidence s'appuie sur : une visite de terrain au nouveau débit réservé, une modélisation mathématique de l'évolution des niveaux et une étude de la fréquentation dans le Vieux Rhône.

Dans le cas où la valeur règlementaire du débit réservé varie selon la date, le choix du débit réservé étudié a été un compromis entre celui qui correspond à une fréquentation maximale et celui qui découvre le plus d'ilots et bancs de graviers et en facilite les accès.

2.1.1 Visite de terrain

Une visite de terrain au nouveau débit réservé permet de sélectionner les sites qui seront étudiés sur modèle mathématique et éventuellement observés lors d'un essai de lâcher d'alerte sur site.

L'objectif de la visite est notamment de caractériser la nouvelle situation par rapport à celle observée lors des essais réalisés dans les années 2000 sous pilotage des Préfectures. Il convient donc de se rendre systématiquement sur les sites retenus à l'époque et de déterminer s'ils répondent toujours aux critères de sélection. L'ensemble du Vieux-Rhône est visité.

Cette visite est aussi l'occasion de rencontrer les tiers présents sur le terrain et complète la connaissance de la fréquentation présente au bord du Rhône.

Les critères de sélection des sites sont généralement les suivants :

- Risque d'isolement : îles ou ilots dans le lit mineur, accessibles et pouvant être isolés ou submergés lors de l'augmentation du débit.
- Attractivité vis-à-vis des activités possibles (pêche, pique-nique, baignade, ...) et/ou fréquentation connue (traces, rapports de la campagne « Prudence »).
- Facilité d'accès (route, chemin, sentier, parking proche, ...)

Enfin, une approche par typologie est réalisée : les sites sélectionnés pour faire l'objet d'observations sont représentatifs de l'ensemble des sites inventoriés sur le Vieux-Rhône. La suppression d'un site d'observation de l'essai des années 2000 doit être justifiée.

2.1.2 Modélisation mathématique

La modélisation permet de calculer les évolutions de niveau d'eau au cours du lâcher d'alerte sur les sites d'observation sélectionnés lors de la visite de terrain. Les modèles mathématiques 1D à casiers couplés au code

de calcul hydrodynamique CRUE, développé par CNR, sont utilisés. Ces modèles sont calés à partir de levés de ligne d'eau à différents débits.

Les conditions hydrauliques de la simulation sont les mêmes que celles de l'essai réalisé sous l'égide de la Préfecture : hydrogramme du lâcher d'alerte au barrage, cote à la restitution, débit usine. Seul le débit initial du barrage (débit réservé) est différent.

Cette modélisation permet, par comparaison avec celle réalisée avec les anciens débits réservés, de mesurer les écarts de niveaux du fait de l'augmentation du débit réservé et de statuer sur la pertinence du lâcher d'alerte dans le contexte du nouveau débit réservé, complétée au besoin par un essai en réel.

2.2 Essai en réel de lâcher d'alerte

La réalisation de l'essai nécessite de déterminer la date, les usagers à informer, les observations à effectuer, le déroulé de l'évènement et le contenu du rapport de conclusions.

2.2.1 Date et information des usagers

Pour le choix de la date, plusieurs critères sont à prendre en compte. Les conditions hydrologiques (période hydrologique susceptible de permettre l'essai), les contraintes d'exploitation - en particulier l'indisponibilité des groupes à l'usine - et les contraintes environnementales sont à considérer pour définir une période optimale. Pour les conditions hydrologiques, il est à noter que le débit du barrage doit être au débit réservé au début de l'essai. Ainsi les périodes de crue sont à exclure.

CNR informe le Service de Contrôle, l'ONEMA, fédérations de pêche, maires des communes limitrophes du Vieux Rhône, ...). Il s'agit généralement des interlocuteurs conviés par la préfecture lors de l'essai des années 2000.

2.2.2 Observations et mesures

Pour chaque site, la nature de l'observation est définie : mesure de niveau, mesure de vitesse, mesure de débit, prise de vue avec ou sans silhouette. Les silhouettes sont souvent implantées par paire : une taille adulte avec une taille enfant. Une photo sera plus efficace en termes de message délivré qu'un discours rationnel écrit, comme illustrée en **Figure 4**.



Figure 4 : Photo des silhouettes graduées dans le lit du fleuve

Un repérage précis des sites est nécessaire pour définir les positions du jaugeur, de son éventuel bateau de sécurité, des silhouettes rouges, des appareils de mesure de niveau, des mesures de vitesse, et enfin des observateurs et du cameraman.

Les observateurs en berge notent l'évolution des écoulements au cours de l'essai, les informations qui peuvent alerter les tiers (vue sur barrage, augmentation des courants, embâcles, couleur de l'eau, bruit, odeur, montée du niveau etc.). L'observateur situé sur le banc de graviers expérimente les difficultés de repli. En cas de lône ou bras d'eau pouvant isoler le banc de graviers, un observateur, équipé d'une combinaison de plongée, effectue des traversées jusqu'à ce que ce ne soit plus possible.

Une attention particulière est portée sur la sécurité des équipes sur le terrain, notamment pour les agents qui sont dans le lit du fleuve. Des mesures de sécurité telles que le port du gilet de flottaison, la barque de sécurité et une liaison rapide avec le poste de commandement (radio, téléphone, ..) sont exigées.

2.2.3 Déroulé de l'essai

La conduite de l'opération se déroule conformément à une Instruction Temporaire d'Exploitation, qui désigne le chargé d'exploitation en charge des manœuvres du lâcher d'alerte, le chargé de sécurité, et le chargé d'essai. Les participants techniques de l'essai (équipe de mesures, équipe de photographes, équipe de conduite) sont réunis au préalable pour un briefing par le chargé d'essai.

L'opération se termine par un débriefing à chaud, qui permet de recueillir les observations des équipes de terrain. Les équipements (silhouettes et appareils de mesures) sont démontés après accord du chargé d'essai.

2.2.4 Rapport de conclusions

CNR réalise un dossier de présentation des conclusions de l'essai. La rédaction de ce dossier s'appuie sur les mesures collectées et les photos réalisées le jour de l'opération. En particulier, il comporte un tableau avec la localisation des sites et la nature des observations, comme illustré dans la **Figure 5**. Une comparaison est effectuée avec les mesures de l'essai précédent avec la Préfecture.

En fonction des observations réalisées et de l'évolution des constats par rapport au précédent essai, le dossier conclue sur la pertinence globale du lâcher d'alerte dans les nouvelles conditions de débit réservé. Ce dossier est remis au service de contrôle. Le cas échéant, les conclusions pourraient conduire à modifier l'hydrogramme de lâcher d'alerte.

3. CAS DE L'AMENAGEMENT DE BAIX-LE-LOGIS-NEUF (BARRAGE DU POUZIN)

3.1 Etude d'incidence du nouveau débit réservé sur le lit du fleuve et le lâcher d'alerte

3.1.1 Evolution du débit réservé

L'arrêté préfectoral n°2012 335 - 0013 du 30 novembre 2012 a fait évoluer le débit réservé à l'aval du barrage du Pouzin (Ardèche) de 10 m³/s du 1^{er} septembre au 31 mars et 20 m³/s du 1^{er} avril au 31 août à un débit constant de 74,5 m³/s.

En pratique, un débit réservé de 75 m³/s transite par le groupe de restitution et/ou par la vanne de restitution et/ou par une vanne d'une des passes du barrage.

3.1.2 Description du lâcher d'alerte

Le lâcher d'alerte du barrage du Pouzin consiste en une ouverture progressive de +100 m³/s en 9 minutes, suivie du maintien du débit de palier pendant 10 minutes 30. Au-delà des 19 minutes 30, la séquence de lâcher d'alerte est terminée. Les vannes peuvent être ouvertes en fonction du débit à transiter avec un gradient maxi de 1 500 m³/s par heure. Pour information, le débit de la crue décennale est de 6000 m³/s.

3.1.3 Modélisation mathématique

Deux modélisations mathématiques du lâcher d'alerte ont été réalisées afin de vérifier théoriquement l'impact de la modification du débit réservé sur l'élévation du niveau à l'aval du barrage :

- modélisation du lâcher d'alerte avec un débit initial du barrage de 20 m³/s (ancien débit réservé pour la période du 1^{er} avril au 31 août),
- modélisation du lâcher d'alerte avec un débit initial du barrage de 75 m³/s (nouveau débit réservé au 1^{er} janvier 2014).

Les résultats font ressortir une variation du niveau aval très similaire entre les deux débits réservés initiaux.

3.1.4 Visite de terrain après augmentation du débit réservé

La visite de terrain au débit réservé de 75 m³/s a été réalisée le 4 avril 2013. Son objectif était de comparer la nouvelle situation à celle observée lors de l'essai du 21 octobre 1997 réalisé sous l'égide de la Préfecture. Elle a permis de définir la liste des sites d'observation retenus pour l'essai en réel de lâcher d'alerte du 10 octobre 2013, conformément au mode opératoire défini au chapitre précédent.

Localisation du site	Observation lors de l'essai du 21/10/1997 (Q _{réserve} = 10 m ³ /s)	Conclusion de la visite de terrain du 4/04/2013 en préparation d'un nouvel essai de lâcher d'alerte. (Q _{réserve} = 75 m ³ /s)
PK 135.900 RD	Mesure de niveau.	Site non retenu , car le banc de gravier n'est plus accessible.
PK 135.900 RG	Mesure de niveau.	Site retenu en raison d'un risque d'isolement par mise en eau d'un chenal détachant le banc de gravier de la berge. ► Mesure de niveau et de vitesse, silhouettes adulte et enfant, personne traversant.
PK 136.080 RG	Non observé.	Nouveau site . Nécessité de contrôler la mise en eau du chenal de crue. ► Mesure de niveau, silhouettes adulte et enfant.
PK 136.100	Mesure de niveau et de vitesse.	Site non retenu , le banc de gravier est complètement recouvert.
PK 136.500 RG	Mesure de niveau et de vitesse.	Site retenu . Zones marécageuses identifiées vers l'exutoire de la Riquette suite à l'augmentation de débit. ► Mesure de niveau et de vitesse, silhouettes adulte et enfant, personne traversant.
PK 137.000 RD	Mesure de niveau.	Site non retenu , le banc de gravier est complètement recouvert.
PK 137.130 RD	Mesure de niveau et de vitesse.	Site non retenu , le banc de gravier est complètement recouvert.
PK 137.300	Non observé.	Nouveau site sensible vers l'échelle limnimétrique. ► Mesure de niveau, silhouettes adulte et enfant.
PK 137.450 RD	Non observé.	Nouveau site sensible à zone marécageuse. ► Mesure de niveau et de vitesse, silhouettes adulte et enfant.
PK 137.660	Mesure de niveau.	Site non retenu , aucune zone sensible n'est identifiée.
PK 138.050 RD	Mesure de niveau.	Site retenu , déplacé au PK 138.300 RD en face du village de Baix
PK 138.300 RG	Non observé.	Nouveau site sensible avec passage à gué. ► Mesure de niveau et de vitesse, silhouettes adulte et enfant, personne traversant.
PK 139.130	Mesure de niveau.	Site non retenu en raison du retrait progressif du banc de gravier. Aucune zone sensible n'est identifiée.
PK 139.610 RG	Mesure de niveau.	Site non retenu , aucune zone sensible n'est identifiée.
PK 140.210	Mesure de niveau.	Site non retenu , aucune zone sensible n'est identifiée.
PK 142.210	Mesure de niveau.	Site non retenu , aucune zone sensible n'est identifiée.

Tableau 1 : Tableau de synthèse de la visite de terrain après augmentation du débit réserve

3.1.5 Conclusion de l'étude d'incidence

L'application du nouveau débit réservé provoque une élévation du plan d'eau d'environ 46 cm à l'aval immédiat du barrage (par rapport à l'ancien débit de 10 m³/s). Les études montrent que l'augmentation du débit réservé ne modifie pas fondamentalement le risque aval pour les tiers lors d'une ouverture du barrage. Le gradient d'exhaussement du plan d'eau à l'aval immédiat du barrage reste inférieur à 0,90 mètre par quart d'heure quel que soit le débit réservé initial. L'hydrogramme de lâcher d'alerte reste donc inchangé.

Cependant, la typologie de certaines zones du Vieux Rhône incite à les observer lors d'un essai en réel de lâcher d'alerte.

3.2 Essai grandeur nature de lâcher d'alerte

3.2.1 Choix de la date de l'essai

Afin de réaliser l'essai dans les conditions hydrologiques, d'exploitation et environnementales optimales, la date du 10 octobre 2013 a été retenue pour cet essai. A noter qu'en raison de restrictions environnementales liées à la présence d'une zone Natura 2000, des adaptations des observations initialement prévues ont dû être faites. A titre d'exemple, au PK 135.950, l'entretien de la végétation n'ayant pas pu être réalisé l'année de l'essai, les mesures de vitesses et le contrôle de retour à la berge ont été annulées. Les observateurs de silhouettes ont été déplacés en rive droite.

3.2.2 Liste des usagers informés et invités à l'essai

Compte tenu de la teneur des conclusions de l'essai du 21 octobre 1997 et de la sensibilité potentielle de certains sites, la réalisation de l'essai a fait l'objet d'une invitation adressée aux principales parties intéressées et usagers identifiés, à savoir : Service de contrôle (DREAL), ONEMA, DDT, SIDPC, SDIS, DD Jeunesse et Sport, Gendarmerie, Services de l'Education Nationale, communes riveraines, fédérations et associations locales de pêche et de chasse, comité départemental de Canoë-kayak.

3.2.3 Déroulé de l'essai

Le jeudi 10 octobre 2013 au matin, CNR a procédé à un essai de lâcher d'alerte au barrage du Pouzin (aménagement de Baix-Le-Logis-Neuf). Cet essai a consisté en un transfert de débit d'environ 300 m³/s depuis l'usine vers le barrage. Le débit initial du vieux Rhône était d'environ 75 m³/s (futur débit réservé applicable au 01/01/2014).

Le lâcher d'alerte a été réalisé à partir de 10h15 suivant l'hydrogramme d'ouverture (ouverture progressive de +100 m³/s en 9 minutes, suivie du maintien du débit de palier pendant 10 minutes 30) et a été suivi d'une ouverture des vannes du barrage jusqu'à l'atteinte de 394 m³/s, maintenus pendant 1h10. L'essai s'est terminé à 12h30 après la sortie du mode lâcher d'alerte vers le mode de conduite dit d'exploitation normale.

Le jour de l'opération, le responsable de l'essai s'est positionné au barrage afin de coordonner les 58 participants, parmi lesquels ont notamment figuré :

- Le chargé d'exploitation (conduite manuelle de l'aménagement)
- Le chargé de sécurité des équipes sur le terrain
- Les équipes chargées de la surveillance et des mesures sur le terrain

Les participants ont été réunis préalablement pour un briefing. Un repérage précis des sites avec marquage sur le terrain a été réalisé pour définir les positions des jaugeurs, de leur éventuel bateau de sécurité, des silhouettes rouges et des photographes.

Lors de l'essai, une attention particulière a été portée sur la sécurité des équipes sur le terrain. Une liaison rapide et permanente avec le poste de commandement a été déployée (radio, téléphone).

3.2.4 Observations et mesures

Afin de caractériser l'évolution du Vieux Rhône et d'étudier les conditions de retour sur la berge d'une personne située dans le lit du Rhône, des mesures ont été effectuées au niveau des 8 sites sélectionnés (voir **Figure 5**) :

- 8 mesures de niveau
- 3 mesures de vitesse avec moulinet
- 3 jaugeages de débit
- Contrôle de la variation du plan d'eau sur les différents sites par l'intermédiaire de
 - prises de vue des 8 silhouettes graduées de taille adulte « 1,80 m » et enfant « 1,20 m » (voir **Figure 4**)
 - enregistreurs de niveau de type « Aqualog »
- Contrôle des conditions de retour à la berge réalisé par des mesures de vitesse et pour certains sites par la présence d'un plongeur effectuant des traversées.
- Observations de l'environnement du site basées sur les critères de bruit et de vue sur le barrage.

Les cartes suivantes illustrent les observations et mesures réalisées.

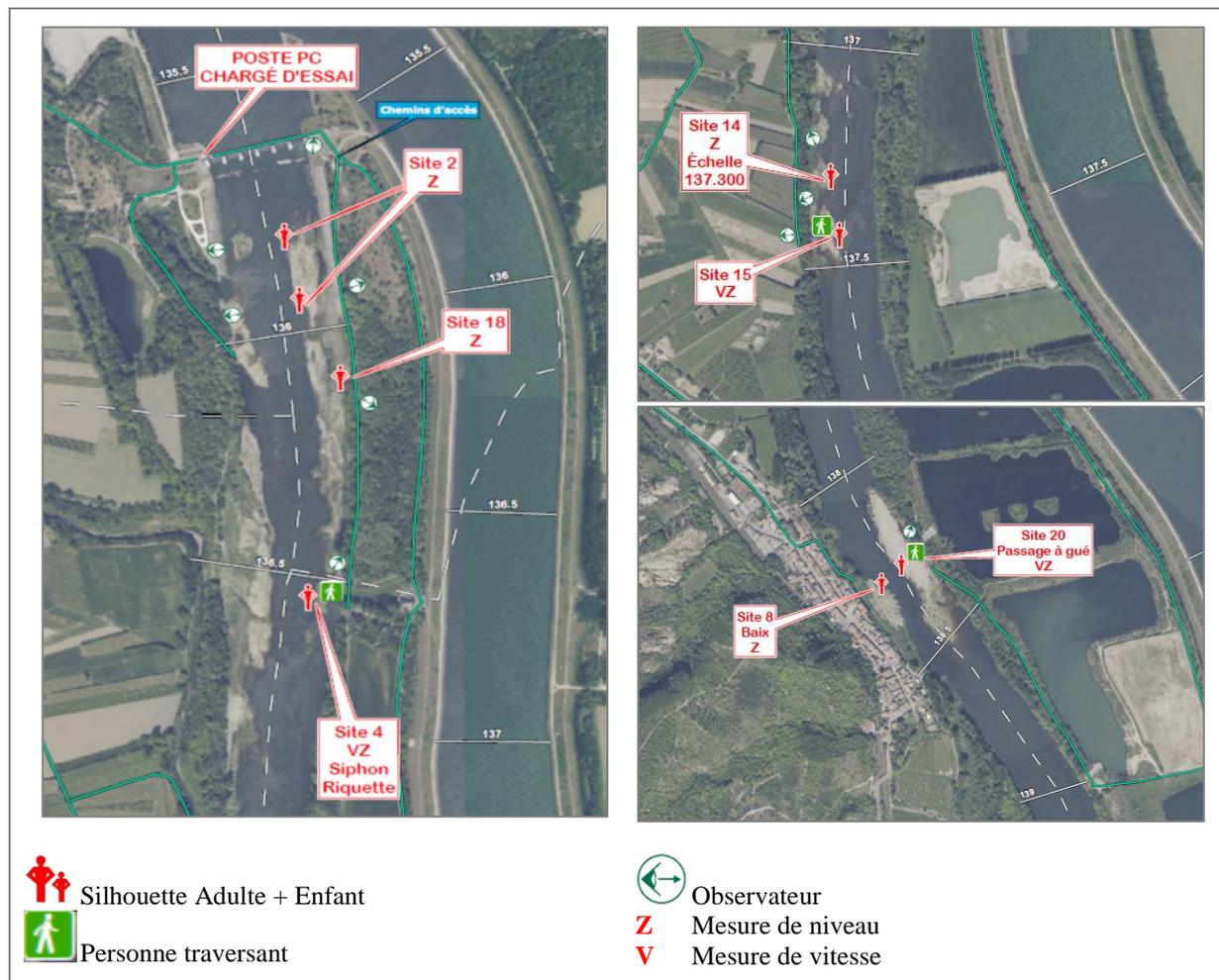


Figure 5 : Cartographie des observations réalisées lors de l'essai de lâcher d'alerte

Le tableau suivant illustre l'observation de l'exhaussement du plan d'eau au niveau des silhouettes du PK 135.900.

Temps	Débit barrage	Niveau d'eau lu sur les silhouettes	Commentaire	Photo
T0 (10h15)	78 m ³ /s	+ 0 cm	Début de l'essai	

<p>T0 + 9 min (10h24)</p>	<p>184 m³/s</p>	<p>+ 37 cm</p>	<p>Atteinte du palier de lâcher d'alerte, le retour en berge est possible.</p>	
<p>T0 + 20 min (10h35)</p>	<p>184 m³/s</p>	<p>+ 55 cm</p>	<p>Fin du palier de lâcher d'alerte</p>	
<p>T0 + 75 min (11h30)</p>	<p>394 m³/s</p>	<p>+ 146 cm</p>	<p>Débit maximal objectif de l'essai établi au barrage. L'îlot est quasiment recouvert par les eaux.</p>	

Figure 6 : Observation de l'exhaussement du plan d'eau lors de l'essai de lâcher d'alerte du 10.10.2013

3.2.5 Rapport de conclusions

Lors de l'essai, CNR a accueilli des représentants de l'Etat, des communes riveraines du Vieux Rhône, des services de sécurité publique et des associations d'usagers du fleuve. Cette journée a permis d'échanger et de répondre aux interrogations de ces différents services et usagers.

Les mesures de débit d'ouverture du barrage réalisée le 10 octobre 2013 sont conformes à l'hydrogramme.

Les conclusions de l'essai sont les suivantes :

- Les bancs de graviers situés en rive gauche à l'aval immédiat du barrage sont accessibles soit par la berge soit par un passage à gué en enrochements. Du fait de la proximité du barrage, la perception de l'ouverture est réelle et rapide. Cependant, des méandres en eau fractionnent le banc de graviers avec une hauteur et une vitesse sensibles à l'augmentation de débit. De plus, la présence de végétation, plus ou moins dense selon la période, ne favorise pas le retour à la berge. Il est donc difficile de garantir que toute personne présente sur le banc puisse être en mesure de rejoindre la berge en toute circonstance dans des conditions acceptables.
 - ▶ Il a donc paru nécessaire d'interdire l'accès à ce banc de graviers au public, les berges pouvant rester accessibles.
- Au niveau des autres sites, l'ensemble des observations confirme qu'un usager du fleuve faisant preuve d'un comportement adapté n'aurait aucune difficulté pour se mettre en sécurité.
 - ▶ Il est donc proposé de conserver les panneaux de sensibilisation du public en les réactualisant avec des photos de l'essai.
- Les mesures d'accompagnement existantes sont conservées :

- Plan de communication et plan d'actions pour sensibiliser le grand public (vacanciers, usagers de l'eau, écoliers...), les responsables d'organismes de loisirs, d'associations, centres éducatifs, les élus et les riverains aux risques existants à proximité des ouvrages,
- Implantation de panneaux de signalisation des risques le long de l'aménagement. La conformité aux règlements en vigueur et l'état des panneaux sont régulièrement contrôlés.

4. MESURES COMPLÉMENTAIRES DE REDUCTION DU RISQUE AVAL

Les actions mises en œuvre suite à l'étude d'incidence et à l'essai en réel sont la mise à jour des panneaux d'information du public, et la mise en place d'arrêtés interpréfectoraux d'interdiction d'accès du public pour les zones identifiées.

4.1 Mise à jour des panneaux d'information du public

Dans la continuité de l'essai grandeur nature, CNR s'engage à mettre en place et à entretenir des panneaux illustrés avec les photos de cet essai. Il s'agit de panneaux incitant le public à regagner au plus vite les berges en cas d'évolution des niveaux. Suite à la campagne d'essais réalisés dans les années 2000, CNR avait déjà installé ces panneaux. Elle a décidé de mettre à jour les panneaux (évolution des sites d'observation et nouvelles photos). Par souci d'harmonisation, CNR a défini une maquette de panneau et elle la décline sur tous les sites concernés, voir **Figure 7**. Le texte est : « à l'aval du barrage de ..., prudence, le niveau peut monter rapidement à tout moment même par beau temps ». Deux photos illustrent ce texte : une correspond au début de la montée des eaux et l'autre a été prise quelques instants après. Dans la très grande majorité des cas, deux silhouettes rouges sont photographiées : un adulte et un enfant. Il s'agit d'illustrer les risques pour tous les usagers du fleuve.



Figure 7 : Panneau à l'aval du barrage de Saint Pierre de Bœuf – aménagement de Péage-de Roussillon

4.2 Arrêtés interpréfectoraux d'interdiction d'accès

Les essais grandeur nature ont permis d'identifier des bancs de graviers ou des îlots pour lesquels il est difficile de garantir que toute personne présente sur le banc puisse être en mesure de rejoindre la berge en toute circonstance dans des conditions acceptables.

A la demande de CNR, le service de contrôle a engagé une démarche administrative pour disposer d'une interdiction d'accès du public à ces zones. Ainsi, pour Logis-Neuf, la **Figure 8** représente la limite globale d'interdiction pour le barrage du Pouzin. Cette zone comporte les bancs de graviers situés en rive gauche à l'aval immédiat du barrage (800 mètres uniquement dans le lit du fleuve).



Figure 8 : Plan d'interdiction pour le barrage du Pouzin

La consultation administrative dans le cadre de l'instruction de l'arrêté d'interdiction, permet de recueillir les avis des représentants des usagers. Une phase de concertation est parfois nécessaire. Ainsi, pour le site de Baix-Le-Logis-Neuf, CNR a rencontré les fédérations de pêche concernées en présence de l'inspecteur de la DREAL en charge du contrôle de ce barrage. Cette rencontre s'est tenue le 25 novembre 2015 et une visite de terrain s'est déroulée le 9 décembre. La consultation est terminée pour le barrage du Pouzin et l'arrêté inter préfectoral a été signé le 18 avril 2016.

5. CONCLUSION

Suite à l'augmentation des débits réservés au 1^{er} janvier 2014, CNR s'est assuré que les lâchers d'alerte restaient pertinents. Pour ce faire, elle a évalué les risques et si nécessaire réalisé un essai grandeur nature. Le service de contrôle a été informé des résultats. De plus, CNR a mis à jour son parc de panneaux silhouettes avec les photos réalisées à l'occasion de ces essais. Elle poursuit aussi un dispositif d'information spécifique : la campagne prudence. Enfin, sur certains bancs de graviers ou îlots, il est difficile de garantir que toute personne présente sur le banc puisse être en mesure de rejoindre la berge en toute circonstance dans des conditions acceptables. Pour ces zones particulières, CNR a demandé une interdiction d'accès du public.

Le lâcher d'alerte n'est pas une solution pertinente à l'aval immédiat du barrage. En effet, en exploitation normale de l'aménagement hydraulique, les vannes du barrage peuvent s'ouvrir à tout moment et une personne située à l'aval immédiat du barrage ne peut se soustraire au risque en raison des variations rapides de niveau et de débit même pendant le lâcher d'alerte. Il est donc nécessaire d'interdire l'accès au public pour éviter de l'exposer à ce risque sur cette zone. Cette démarche, en cours de mise en œuvre sur l'ensemble des aménagements hydroélectriques de CNR, permettra en outre l'évacuation des personnes par les forces de l'ordre dans un cadre règlementaire.

NOMENCLATURE

CNR Compagnie Nationale du Rhône

PK Point Kilométrique

RD Rive Droite

RG Rive Gauche

Vieux Rhône Tronçon de l'ancien lit du Rhône, entre le barrage et la fin du canal de fuite de la centrale

REMERCIEMENTS

Remerciements chaleureux à V. Chabrier, directrice déléguée et R Naulet, ingénieur coordination concession pour leur appui technique dans la relecture de cet article.

RÉFÉRENCES

[1] Dussourd, J, Batail, J. & Roussel P (1999). Sécurité des zones situées à proximité ainsi qu'à l'aval des barrages et aménagements hydrauliques, face aux risques liés à l'exploitation des ouvrages, Circulaire interministérielle.

RENOVATION DES BARRAGES DU RHIN – MESURES DE RÉDUCTION DU RISQUE CRUE EN PHASE CHANTIER

An overview of rehabilitation works performed on three dams on the Rhine and site preparation to mitigate flood risks

DOI : 10.24346/cfbr_colloque2016_d03

Geoffray WOLVERT, Bertrand HEULLUY
EDF-CIH, 20 rue du Pâturage, 68069 MULHOUSE
geoffray.wolvert@edf.fr – bertrand.heulluy@edf.fr

MOTS CLÉS

Travaux, batardeau, vanne, échafaudage, débit, crue, submersion., MARCKOLSHEIM, GERSTHEIM, GAMBSHEIM.

RÉSUMÉ

EDF réalise depuis 2012 la rénovation de passes-barrage sur le Rhin. Ces chantiers, situés à Marckolsheim, Gerstheim et Gamsheim ont été impactés par les différentes crues du Rhin. La sensibilité à cette problématique a été sous-estimée dans les phases d'avant-projet. Les conséquences matérielles, les dérives coûts / délais sont décrits dans l'article. Gamsheim a été le premier chantier à expérimenter la réalisation de la rénovation d'une vanne préalablement surélevée et ce afin de s'affranchir des multiples inondations de la passe. Le chantier de Gerstheim a profité de cette initiative et réalise la rénovation de la seconde passe avec une vanne surélevée de 7 mètres et un échafaudage suspendu. La vulnérabilité aux crues est ainsi supprimée. L'architecture des vannes de Marckolsheim impose une réflexion plus poussée pour atteindre cet objectif. Un dispositif de supportage est d'ores-et-déjà à l'étude. Le succès de rénovations aussi lourdes nécessite une bonne préparation des équipes ainsi que le savoir-faire et l'innovation des entreprises en charge de ces travaux.

ABSTRACT

Since 2012, EDF has been working on the renovation of three major dams on the Rhine river: Marckolsheim, Gerstheim and Gamsheim. The three renovation sites were affected by floods. The vulnerability of these projects has been underestimated during the preliminary studies. Cofferdams were not sufficiently high to prevent overtopping in the event of sudden increases in water levels. In 2014, Gamsheim was the first site to experiment an heightened gate to decrease the impact of numerous construction site floodings. In 2015, Gerstheim benefited from the experience of Gamsheim and developed a gantry to raise the gate 7 meters higher. The impact of floods was thus eliminated. The case of Marckolsheim is more complex because of the Stoney gate architecture. A new gantry is designed to raise both gates. The suppliers' know-how and expertise are a key-factor to succeed in such heavy works.

1. EXPRESSION DU BESOIN

Construites entre 1961 et 1974, les passes barrage de MARCKOLSHEIM, GERSTHEIM et de GAMBSHEIM nécessitent des travaux de rénovation. La hiérarchisation entre les différentes passes d'un ouvrage a été effectuée suivant l'état du matériel.

Les constats sont relativement similaires d'un barrage à l'autre. En effet, les multiples expertises et inspections mettent en évidence les éléments suivants :

- la disparition du revêtement anticorrosion et perte de matière sur les aciers des vannes et clapets (tabliers aval, partie immergée des caissons, parois internes des caissons et paroi interne du bordé),
- la dégradation des étanchéités avec en plus, pour MARCKOLSHEIM, celle des mécanismes de roulements et de guidage et les rails associés,
- la déformation des mécanismes de manœuvre à MARCKOLSHEIM,

- la forte corrosion des tirants d'ancrage à GAMBSHEIM
- la dégradation des tuyauteries et du vérin du clapet à GERSTHEIM,
- la dégradation d'une grande partie du radier aval à MARCKOLSHEIM.
-



Photo 1 : Seuil vanne N°6 de GERSTHEIM

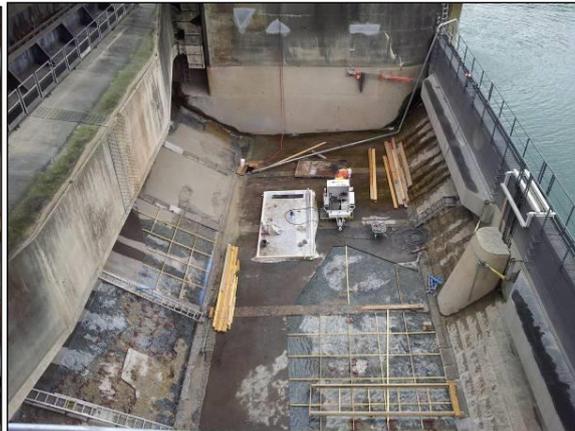


Photo 2 : Radier N°3 de MARCKOLSHEIM

Les objectifs des travaux sont :

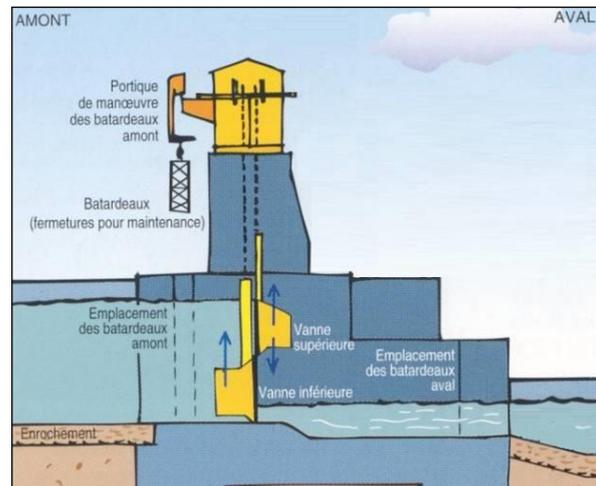
- le désamiantage, la métallisation et la pose d'une protection anticorrosion pour une durée de vie cible de 30 ans,
- le remplacement des étanchéités des vannes,
- le contrôle et la remise en état de la structure des vannes,
- la remise en état du radier aval et des piles des puits,
- le remplacement de l'instrumentation et des protections pour cause d'obsolescence,
- selon l'état, le nettoyage, la rénovation ou le remplacement des organes de la cinématique de manœuvre et de guidage :
 - pour GERSTHEIM, nettoyage des chaînes Galle, remplacement de la centrale oléo-hydraulique et du vérin du clapet,
 - pour GAMBSHEIM, remise en état des treuils de manœuvre,
 - pour MARCKOLSHEIM, remplacement des chaînes Galle, rénovation des treuils de manœuvre, remplacement des rails et des mécanismes de guidage.

2. DESCRIPTION DES OUVRAGES

2.1 Barrage de MARCKOLSHEIM

Construit en 1961, le barrage de MARCKOLSHEIM est composé de 5 passes de 30 mètres de large. Chaque passe est équipée de deux vannes « wagon » manœuvrées par chaînes Galle. Les vannes ont une hauteur cumulée de 11,5 mètres. La vanne inférieure a une hauteur de 6,1 mètres pour une masse de 144 tonnes. La supérieure, déversante, a une hauteur de 5,9 mètres pour une masse de 81 tonnes.

La capacité d'évacuation des 5 passes est de 6 000 m³/s.



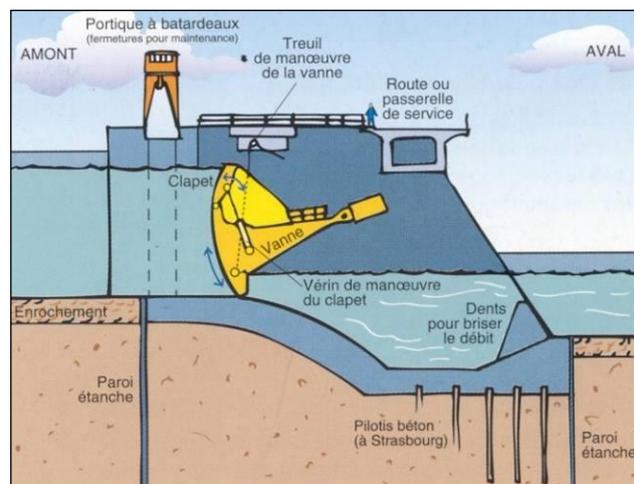
Graphique 1 : Vannes « wagon »

Ces vannes, équipées de galets, montent ou descendent pour faire varier l'ouverture et régler ainsi le débit. Cette gestion est pilotée automatiquement par un calculateur.

2.2 Barrage de GERSTHEIM

Construit en 1967, il est composé de 6 passes de 20 mètres de large. Chaque passe est équipée d'une vanne « secteur », surmontée d'un clapet. La vanne « secteur » est manœuvrée par des chaînes Galle et le clapet par un vérin oléo-hydraulique. La hauteur totale de la vanne « secteur » et de son clapet est de 10,3 mètres pour une masse totale de 118 tonnes.

La capacité d'évacuation des 6 passes est de 6 000 m³/s.



Graphique 2 : Vannes « secteur »

Le clapet bascule sur son axe pour les faibles débits et les vannes s'ouvrent par mouvement rotatif en cas de débits plus importants. Le pilotage de ces vannes est identique à celui des vannes « wagon ».

2.3 Barrage de GAMBSHEIM

Construit en 1967, il est composé de 6 passes de 20 mètres de large. Chaque passe est équipée d'une vanne « secteur » et surmontée d'un clapet. L'ensemble vanne « secteur » et clapet est de conception identique aux vannes du barrage de GERSTHEIM. La hauteur totale de la vanne « secteur » et de son clapet est de 11,85 mètres pour une masse totale de 145 tonnes.

La capacité d'évacuation des 6 passes est de 6 700 m³/s.

3. VULNERABILITE DES CHANTIERS AUX CRUES DU RHIN

Toute opération d'envergure comporte des risques majeurs. La prise en compte des crues du Rhin est la problématique phare des opérations de MARCKOLSHEIM, GERSTHEIM et GAMBSHEIM. En effet, les trois chantiers ont subi des inondations durant la rénovation de leur première passe. Cette problématique a été sous-estimée en phase d'avant-projet. Au regard des incidences financières et des retards induits, la protection vis-à-vis des crues est un élément dimensionnant du chantier.

3.1 Les crues du Rhin

Coté amont, la cote du plan d'eau varie de seulement 20 à 30 cm en fonction du débit du Rhin. En revanche, la cote du plan d'eau aval varie de plusieurs mètres entraînant une submersion possible des batardeaux aval, qui protègent la passe concernée par les travaux (Les différents dispositifs de batardage sont décrits au paragraphe 4.1.1). D'un ouvrage à l'autre, la sensibilité à la submersion des batardeaux aval n'est pas identique. Les débits de submersion sont :

BARRAGE	DEBIT (m ³ /s)
MARCKOLSHEIM	2200
GERSTHEIM	2200
GAMBSHEIM	1700

Tableau 1 : Débit de submersion des batardeaux aval.

Le débit moyen annuel du Rhin est de 1 000 m³/s environ mais ce dernier peut dépasser les 2000 m³/s plusieurs fois par an. De 1890 à 2014, les périodes de retour et les débits extrêmes mesurés à Bâle sont les suivants :

PERIODE RETOUR (année)	DEBIT (m ³ /s)
2	2811
10	3712
30	4164
100	4586
300	4918

Tableau 2 : Périodes de retour des débits du Rhin à Bâle [1].

DATE	DEBIT (m ³ /s)
15/05/1999	5085
09/08/2007	4810
19/05/1994	4640
16/06/1910	4300
08/08/1978	4150

Tableau 3 : Valeurs extrêmes du débit du Rhin à Bâle [1].

En phase d'exploitation et de maintenance courante des ouvrages les passes barrage ne sont jamais batardées à l'aval. Ceci explique que cette sensibilité n'a pas été suffisamment prise en compte au démarrage des chantiers.

3.2 Les dégâts subis

Plusieurs crues ont perturbé le déroulement des premiers chantiers. Suivant l'état d'avancement des chantiers, l'impact est très variable. Trois crues caractéristiques sont décrites ci dessous.

3.2.1 La crue de juin 2013 au barrage de MARCKOLSHEIM

La crue est survenue pendant les travaux d'hydro-démolition du Génie Civil pour le retrait des rails de guidage des vannes.

Les principales données de cet événement sont les suivantes :

- date de submersion du batardeau AVAL : 01/06/2013.
- débit maximum du Rhin : 3 900 m³/s,
- date de remise à sec de la passe : 01/07/2013. Au préalable du pompage de l'eau dans la passe, il a été nécessaire de repositionner correctement les éléments de batardeau AVAL contre les musoirs des piles,
- date de reprise des travaux dans la passe : 22/07/2013,
- date de la fin du nettoyage de la passe : 02/08/2013,
- impact sur le chemin critique du planning chantier : 7 semaines,
- le surcoût induit par cet événement est de 200 000 €.



Photo 3 : Vue de l'AVALE du chantier pendant la crue

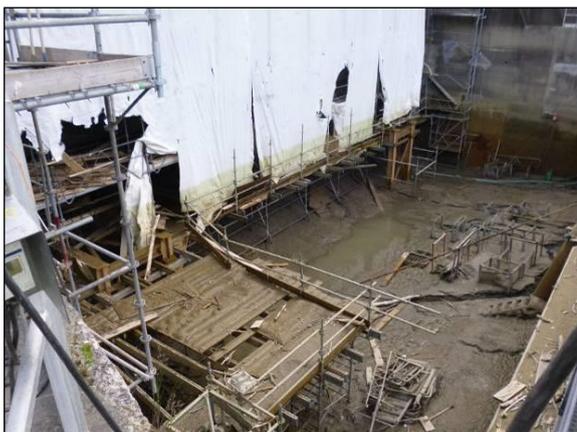


Photo 4 : Vue du pertuis à la mise à sec

3.2.2 La crue de juillet 2014 au barrage de GERSTHEIM

La crue de l'été 2014 a été provoquée par les nombreuses précipitations sur la Suisse à cette période. Le chantier de GERSTHEIM a été inondé le 13 juillet 2014, seulement deux jours avant la libération du contexte amiante du confinement. La vanne ne possédait plus de revêtement anticorrosion. Les dispositions liées à l'amiante ont été conservées. Les déprimogènes et les systèmes d'extraction d'air ont donc dû fonctionner les 6 semaines de cet épisode.

Fin août, à la décrue, la vanne était passablement corrodée et le confinement à réparer. L'immobilisation du matériel et des équipes, les travaux de nettoyage et de reprise ont représenté un surcoût de 415 000 € justifiant une organisation du chantier capable de s'affranchir ou du moins de limiter l'impact de ces crues.



Photo 5 : passe voisine vue de l'aval du barrage



Photo 6 : Vue du pertuis à la mise à sec

3.2.3 La crue éclair du 03 janvier 2015 au barrage de GERSTHEIM

Dans la nuit du 03 janvier 2015, le chantier de GERSTHEIM a été noyé seulement deux heures. Le confinement et les échafaudages n'ont pas été dégradés mais de nombreux embâcles et fourrages étaient présents en fond de passe au point d'obstruer les pompes. Cette crue éclair de deux heures a nécessité deux semaines de nettoyage pour un coût de 25 000 €.



Photo 7 : Pertuis noyé



Photo 8 : Vue du pertuis à la mise à sec

3.2.4 Conclusions

La hauteur de batardage aval des passes du Rhin constitue donc un point faible majeur. Deux facteurs viennent amplifier ce risque :

- **la durée du chantier.** Les chantiers de rénovation sont des opérations lourdes d'une durée prévisionnelle d'un an,
- **la fréquence et la répartition des crues sur le Rhin.** Le débit du Rhin est tributaire des apports d'eau dans le massif du Jura Suisse et dans le Nord des Alpes. En cas de fortes précipitations sur ces massifs, celui-ci peut fortement augmenter sur une plage de quelques jours. Les prévisions permettent d'anticiper de deux à trois jours ces événements ponctuels. De plus, il existe une période de crue soutenue, lors de la fonte des neiges dans les Alpes suisses, généralement autour des mois de mai et de juin.

Les trois premiers chantiers de rénovation ont donc été exposés aux crues, avec des conséquences sur le déroulement du chantier et sur la planification des opérations futures de maintenance.

4. DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES POUR LIMITER L'IMPACT DES CRUES

4.1 Les éléments de batardeaux peuvent-ils être rehaussés pour protéger les chantiers ?

4.1.1 Conception des batardeaux

Les batardeaux des trois aménagements concernés sont de conception totalement différente à savoir :

- **pour MARCKOLSHEIM,** le batardeau AVAL est constitué de 2 caissons flottants de 15,8 m de longueur prenant appui contre les musoirs des piles et la dent centrale du Génie civil. Ceux-ci sont ensuite sabordés pour obtenir l'étanchéité de seuil. Enfin, ils sont fixés aux piles et sur la dent centrale à l'aide de câbles.



Photo 9 : Mise en place batardeau



Photo 10 : Pertuis vidangé

- **pour GERSTHEIM**, 3 poutres superposées de 24 m de longueur viennent en appui contre les musoirs des piles. Ces poutres sont mises en place à l'aide de grues mobiles positionnées sur le pont-route. Comme pour MARCKOLSHEIM, elles sont fixées aux piles par l'intermédiaire de câbles.



Photo 11 : Mise en place d'un élément du batardeau de GERSTHEIM par les grues



Photo 12 : Vue depuis l'intérieur de la passe

- **pour GAMBSHEIM**, le batardeau AVAL est constitué d'une poutre supérieure sur laquelle s'appuient des aiguilles en aluminium. Au niveau du seuil, une échancrure dans le Génie Civil reçoit l'ensemble des aiguilles. La mise en place des composants du batardeau est faite à l'aide d'une grue positionnée sur le pont route.



Photo 13 : Vue depuis l'aval

Photo 14 : Vue de dessus du pertuis vidangé

4.1.2 *Impact sur le Génie Civil*

Les photos 12 à 14 mettent en évidence que la crête des batardeaux AVAL pour les barrages de GERSTHEIM et GAMBSHEIM sont à la même altitude que le dessus des musoirs. Ainsi l'élévation de l'altitude de la crête des éléments de batardeaux générerait des travaux de rehaussement des musoirs et ce pour l'ensemble des pertuis.

Pour MARCKOLSHEIM et GAMBSHEIM, les éléments de batardeaux sont en appui sur une pilette blindée faisant partie intégrante du Génie Civil de l'ouvrage (voir photos 10 et 14).

L'augmentation de la hauteur d'obturation des batardeaux induit une augmentation des efforts transmis au Génie Civil et un nécessaire renforcement de celui-ci.

4.1.3 *Conclusions*

Les travaux de Génie Civil induits par la rehausse des batardeaux sont conséquents et exposés aux mêmes risques de submersion. A cela s'ajoute la nécessité de modifier ou remplacer les éléments constituant le batardeau alors que ce dernier est rarement utilisé.

Au regard de ces contraintes, il apparaît plus judicieux de rehausser les chantiers.

4.2 Les chantiers peuvent-ils être réalisés en hauteur ?

4.2.1 *La première expérience de GAMBSHEIM*

Dès octobre 2014, les équipes du chantier de GAMBSHEIM, barrage plus sensible aux crues que ses deux voisins rhénans, ont décidé de rehausser vanne et échafaudages en pleine opération. Des béquilles de supportage ont été approvisionnées pour élever la vanne de trois mètres. L'échafaudage a été repris en conséquence.

Béquille en cours de montage



Photo 15 : Vue d'une béquille

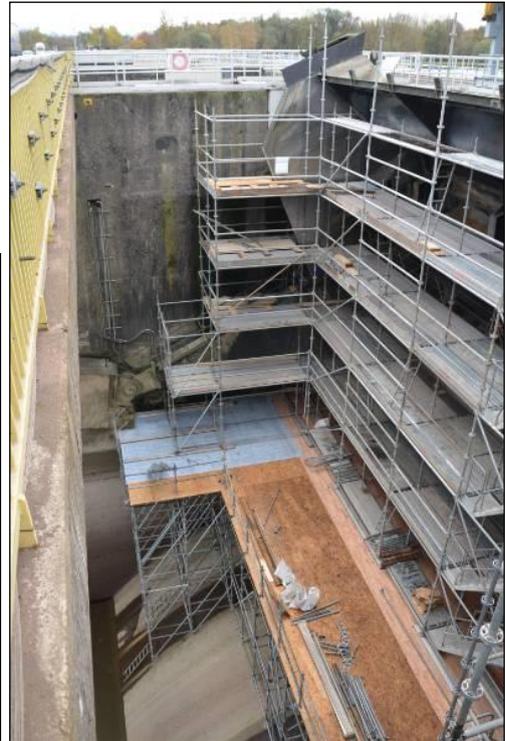


Photo 16 : Echafaudage

4.2.2 L'expérience de GERSTHEIM

Les équipes de GAMBSHEIM ont rapidement averti celles de GERSTHEIM de leur initiative, les vannes étant de même architecture. Les équipes de GERSTHEIM ont innové en supprimant les appuis de l'échafaudage depuis le fond de passe. Une éventuelle inondation des pieds d'échafaudage rend en effet impossible l'inspection quotidienne : si le matériel est protégé de l'eau, les équipes ne peuvent toujours pas travailler.

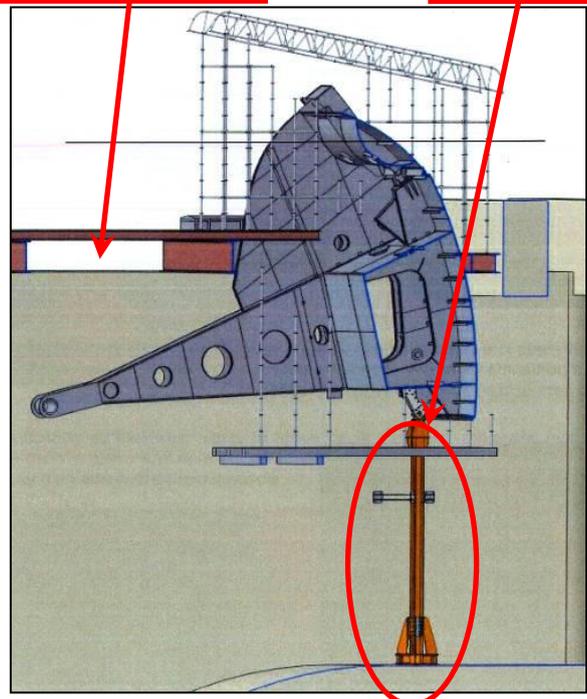
Pour le chantier de la seconde passe, la vanne a été rehaussée de 7,5 mètres via des béquilles et un échafaudage suspendu a été mise en place : depuis des poutres HEB1000 reposant sur les bajoyers, des suspentes sont installées desquelles partent le plancher de travail puis les échafaudages. Le chantier de GERSTHEIM ne devient inondable qu'avec une crue supérieure à 6000 m³/s. Ces dispositions engendrent un surcoût de 200 000 € à comparer aux 415 000 € de la seule crue de l'été 2014.



Photo 17 : Vue d'une béquille

Platelage supérieur

Béquille



Graphique 3 : Coupe transversale passe

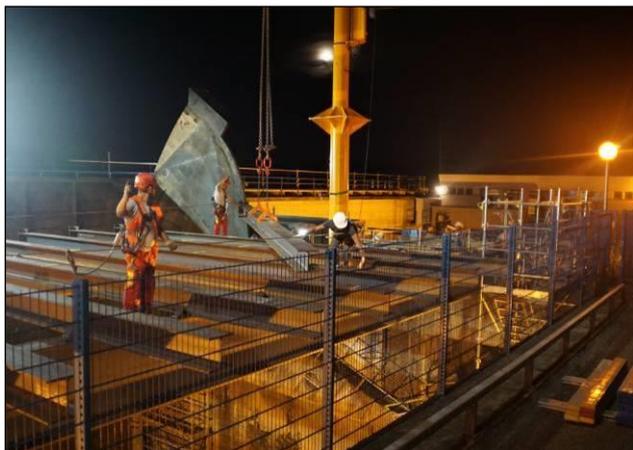


Photo 18 : Montage du platelage supérieur

4.2.3 La préparation de MARCKOLSHEIM

Les contraintes liées à l'aménagement de MARCKOLSHEIM sont différentes de celles des aménagements de GERSTHEIM et GAMBSHEIM.

En effet, les moyens de manutention pouvant être mobilisés sur site sont limités à une masse de 12 tonnes, charge comprise, correspondant à la capacité du pont enjambant le Rhin. De plus, la grue de manutention déjà sur site à une capacité de levage maximum limitée à 8 tonnes.

Enfin, l'architecture des treuils de manutention située en tête de pile laisse peu de place pour le positionnement de poutre de dimension suffisante pour atteindre une portée de 30 mètres.

A la date d'écriture de cet article, la solution envisagée est de rehausser le chantier depuis le radier. Cette solution génère deux contraintes majeures à surmonter :

- l'impact de l'eau sur les points d'appui de la vanne inférieure et de l'échafaudage (contrainte subie sur le chantier de GAMBSHEIM concernant la problématique de vérification journalière des échafaudages),
- la position haute de la vanne supérieure qui ne peut pas sortir de ses rainures.

4.2.4 Conclusions

L'idée de l'échafaudage suspendu sera reprise prochainement par le chantier de GAMBSHEIM. Les équipes d'ingénierie d'EDF étudient une solution de rehaussement des futurs chantiers de rénovation des vannes de MARCKOLSHEIM. La collaboration et l'émulation nées de la proximité géographique des trois chantiers permet de décliner aujourd'hui une réponse pratique et fiable à la problématique des crues du Rhin.

5. CONCLUSIONS

Les chantiers actuels des passes barrages de GERSTHEIM et GAMBSHEIM bénéficient déjà de l'expérience des premières rénovations. Ce savoir-faire acquis par EDF et les entreprises des chantiers de rénovation des vannes de GERSTHEIM et de GAMBSHEIM permet d'envisager les futures réalisations avec une plus grande sérénité et ce pour l'ensemble des chantiers de rénovation des barrages du Rhin. Ces dispositions sont d'autant plus importantes qu'une certaine irrégularité est désormais observée quant aux crues du Rhin. Les traditionnelles crues de Noël et du printemps peuvent être avancées ou retardées. Des crues « intempestives » apparaissent.

REMERCIEMENTS

Nous tenons tout d'abord à remercier Bernard KIRCHHOFF (EDF-GMH) pour son aide à la rédaction de l'article. Nous tenons également à féliciter l'entreprise HUSSOR-ERECTA de sa prise d'initiative sur les chantiers de GAMBSHEIM et de GERSTHEIM. Nous remercions enfin la société SECOMETAL MMI d'avoir développé, en collaboration avec HUSSOR-ERECTA, un outillage adapté et une organisation solide pour l'accomplissement de ces travaux majeurs.

RÉFÉRENCES

[1] <http://www.hydrodaten.admin.ch/fr>

SÛRETE DU BARRAGE DE LA RAVIÈGE LORS DES TRAVAUX DE RÉALISATION D'UN NOUVEL ÉVACUATEUR DE CRUE

Safety issues of La Raviège dam during the construction of a new spillway

DOI : 10.24346/cfbr_colloque2016_d04

Marie Cubaynes
EDF-CIH 4 rue Claude Marie Perroud 31096 TOULOUSE Cedex
marie.cubaynes@edf.fr

Christophe Vedrenne
EDF-UPSO 8 rue Claude Marie Perroud 31096 TOULOUSE Cedex
christophe.vedrenne@edf.fr

MOTS CLÉS

Aménagement, barrage poids, déversoir, évacuateur de crue, hydrologie, PKWeir, recalibrage, passage des crues.

RÉSUMÉ

Après un rappel des caractéristiques initiales de l'ouvrage et une description de la solution d'ajout d'un évacuateur de crue, l'article décrit les dispositions mises en œuvre concernant la sûreté de l'ouvrage pendant les travaux ; notamment pendant la phase de démolition et pour le passage des crues.

ABSTRACT

Works were carried out on the La Raviège dam for the construction of an additional spillway. During those works, safety issues linked to reservoir management and flood routing in particular were paramount. This paper describes how safety was taken into account during the works, the deconstruction phase in particular, as well as during the seasonal floods.

1. INTRODUCTION

1.1 Objectif et périmètre de la présentation

L'objectif de la communication est de présenter les dispositions mises en place, au regard de l'enjeu Sûreté, lors des travaux de redimensionnement du barrage de La Raviège au passage des crues.

Le barrage était dimensionné à l'origine pour être capable de faire transiter 1 000 m³/s à travers deux évacuateurs de crue vannés (vannes segment). La mise à jour des études de crue extrêmes (SCHADEX) a évalué la valeur en pointe de la crue millénaire à 1 700 m³/s et ce qui conduit à l'atteinte de la PHE pour une crue de temps de retour 200 ans.

Le barrage a ainsi fait l'objet de 2007 à 2015 d'études puis de travaux de modernisation visant à améliorer sa sûreté en crue.



Photo 1 : barrage de La Ravière à l'issue de travaux

1.2 Caractéristiques de l'aménagement

Le barrage et la retenue de La Ravière sont situés dans le Tarn, entre les communes de Lamontélarie en Rive Droite, Anglès en Rive Gauche et la Salvetat-sur-Agout en queue de retenue. Construit sur l'Agout à partir de 1954 et mis en eau de mai 1957 à Mars 1958, le barrage de La Ravière est un ouvrage en béton de type poids évidé. Son couronnement supporte la route départementale RD n°52 reliant les 2 rives de l'Agout.

Principales caractéristiques de la retenue :

Cote Retenue Normale (RN) :	662,00 m NGF
Cote des Plus Hautes Eaux (PHE) :	663 m NGF
Volume total de la retenue à RN :	44,73 hm ³
Superficie de la retenue à RN :	438,59 ha
Longueur de la retenue :	12,7 km à RN

Principales caractéristiques du barrage :

Type :	Poids béton, rectiligne, évidé
Hauteur au-dessus des fondations :	40 m
Hauteur au-dessus du terrain naturel :	37 m
Longueur du couronnement :	227,54 m
Construction :	1955-1957
Mise en eau :	Mai 1957 à Mars 1958



Photo 2 : barrage de La Ravière avant le démarrage des travaux

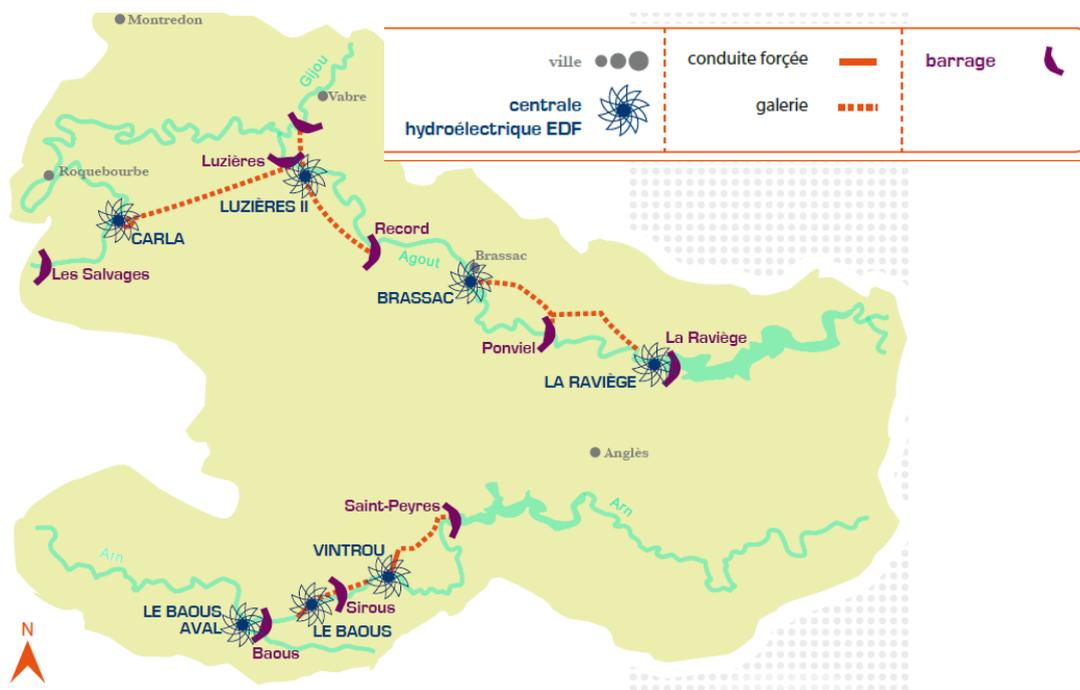


Figure 1 : Aménagements de l'Agout et de l'Arn – GU de Brassac

La Figure 1 présente les aménagements qui constituent le Groupement d'Usines de Brassac. Il concerne les vallées de l'Agout et de l'Arn avec 9 ouvrages et 7 centrales. Le barrage de la Raviège est en tête de la vallée de l'Agout.

1.3 Périmètre du projet

Le projet a été découpé en quatre principaux lots techniques :

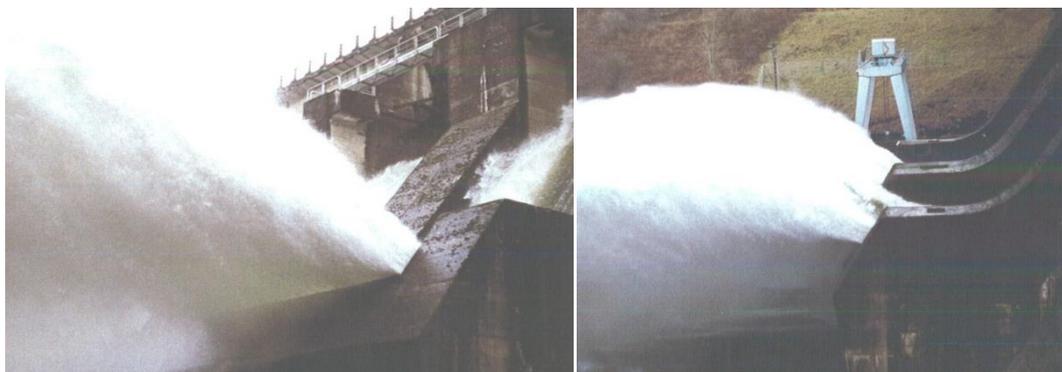
- **Local de crue** : construction d'un nouveau local de crue en aval RD du barrage afin de remplacer le local présent dans la galerie supérieure RG du barrage (zone d'implantation du PK Weir).
- **Contrôle-Commande** : dévoiement de l'ensemble des câbles (plus de 40 km ont été mis en œuvre) afin de réaliser la conduite en conditions de crue depuis le nouveau local.
- **Hydromécanique** : modification des vannes afin de réaliser leur sur-ouverture (en lien avec la rehausse de PHE) et maintenance décennale.
- **Génie-Civil** : construction du nouvel évacuateur de crue (PK Weir), du pont-route et de l'ouvrage de dissipation et réalisation de compléments du dispositif d'auscultation.

1.4 Détermination du risque de crue extrême

Le module interannuel à la Raviège est de 11,7 m³/s. La crue de projet retenue pour ce barrage poids en béton est la crue de temps de retour 1 000 ans.

A la conception du barrage (fin des années 50), la crue de projet considérée était de 1 000 m³/s. En 1993, une étude GRADEX par DTG a réévalué la valeur de crue millénale à 1 100 m³/s.

L'étude hydrologique de 2007 par DTG selon la méthode du SCHADEX réévalue la valeur de crue millénale à environ 1 700 m³/s, soit 70 % d'augmentation par rapport à la valeur initiale. Cette crue est calculée au barrage pour la totalité du bassin versant amont de 369 km², soit un débit spécifique pour la crue millénale de 4,65 m³/s/km².



Photos 3 & 4 : photos de l'EVC lors de la crue de décembre 1995

2. PHASE ETUDES

Lors de l'étude préliminaire, deux grandes familles de solutions ont été étudiées : avec et sans rehausse de PHE. Compte-tenu des résultats de l'étude de stabilité, qui montrent que la rehausse de PHE de 50 à 80 cm est possible sans confortement, les solutions de baisse de RN (Retenue Normale) ont rapidement été abandonnées. Les deux solutions étudiées au stade APS étaient :

- solution sans rehausse de PHE : création d'une nouvelle passe équipée d'un seuil Creager surmonté d'un système de hausses fusibles.
- solution avec rehausse de PHE : création d'une nouvelle passe équipée d'un déversoir de type PKWeir.

Dans les deux cas, la nouvelle passe est placée en rive gauche des évacuateurs de crue existants, en raison de la présence de l'usine en pied aval rive droite, et la RN est conservée.

Les solutions étudiées apparaissent toutes les deux réalisables sur le plan technique, et pertinentes vis-à-vis de la sûreté avec cependant un avantage pour la solution PKWeir qui s'affranchit de la problématique propre aux déversoirs fusibles (nécessité de remise en place d'une hausse en cas de basculement...).

La solution PKWeir a été validée à la suite d'une analyse technico-économique.

La portée du pont à réaliser au-dessus du PKWeir et le nombre de plots du barrage impactés ont rapidement conduit à opter pour un nouveau déversoir le moins large possible. L'étude d'Avant-Projet Détaillé a permis d'optimiser le nouvel ouvrage.

La solution retenue consiste donc en la création d'un ouvrage complémentaire en rive gauche du barrage : ce déversoir à surface libre de type PianoKeyWeir est constitué de 4 inlets, 5 outlets et de 2 inlets de fermeture moins larges à chaque extrémité. La largeur totale de l'ouvrage est de 23,5 m. Deux murs de fermeture sont réalisés afin de guider l'eau et de fermer la galerie supérieure du barrage ; les murs de fermeture ont aussi un rôle dans l'appui du pont-route.

Le PK Weir est implanté sur la totalité du plot n°4 et les 2/3 du plot n°5. Le mur de fermeture rive gauche est sur le plot n°3. L'ouvrage a une hauteur de 5 m environ.

L'ouvrage de dissipation est composé d'une dalle ancrée sur le parement aval du barrage, d'une cuillère fondée au rocher et d'un mur guideau en rive gauche pour guider l'écoulement.

La modification des vannes permet d'assurer la sur-ouverture prenant en compte la rehausse de PHE. Cette solution permet d'évacuer 290 m³/s au niveau du PK-Weir et 1400 m³/s pour la totalité des évacuateurs de crue de l'ouvrage à la nouvelle PHE (rehaussée de 50 cm). Ces 1400 m³/s correspondent à l'hydrogramme millénal entrant laminé par la retenue.

La création de la nouvelle passe PKWeir permet d'améliorer de manière notable le niveau de sûreté du barrage :

- Le PKWeir constitue une nouvelle passe autonome dont le taux de défaillance est proche de zéro et les risques associés à la défaillance d'ouverture d'une vanne seront donc diminués grâce à cette nouvelle passe PKWeir.
- Avec la prise en compte d'un tirant d'air de 2 m au dessus de la lame du PKW, cette passe permet aussi d'améliorer le passage des corps flottants en crue.

Pendant cette phase d'études, qui s'est déroulée de 2008 à 2013, les modalités d'exploitation de la retenue ont été adaptées afin de garantir la sûreté de l'ouvrage : utilisation du jet creux de la vidange de fond lors des épisodes de crues et abaissement préventif de la cote à RN-2 m pendant la période de plus forte occurrence de crues, soit de septembre à décembre. Ces modalités permettaient de maintenir, en toute circonstance, y compris pour des crues d'occurrence millénale, un niveau de chargement de l'ouvrage pour lequel sa stabilité était garantie.

Pendant la phase études, plusieurs échanges ont eu lieu avec la tutelle. Un Dossier d'Exécution décrivant les travaux et les dispositions à prendre (notamment l'abaissement de la cote du plan d'eau) a été déposé et la délivrance d'un arrêté préfectoral a autorisé la réalisation des travaux.

3. DESCRIPTION DES TRAVAUX

Le marché a été découpé en trois lots qui ont été attribués au groupement d'entreprises GTM / Razel-Bec / Matière / Cazal pour un budget de 4,4 M€.

3.1 Lot 1 : création du PKWeir : janvier à septembre 2014

La construction du PKweir s'est déroulée de la façon suivante :

- Sciage de la totalité du volume à démolir afin de le désolidariser du barrage
- Micro-minage en six phases de tir avec des plans de tir spécifiques pour privilégier la chute des déblais à l'aval (résultat : 10% des déblais sont tombés à l'amont sur 1 000 m³ au total)
- Réalisation du radier : la préparation de l'interface est importante avec notamment la réalisation d'un drainage connecté aux drains verticaux existants, le passage des fourreaux pour le lot contrôle-commande, le traitement du raccordement des lames cuivre avec du waterstop, le ferrailage et les ancrages, le passage du réseau d'aération des inlets, le bétonnage du radier en trois phases afin de respecter les joints de plots de l'ouvrage existant...
- Mise en place de plateformes amont et aval ancrées dans le radier et dimensionnées, entre autre, au poids des coffrages (et à leur tenue lors des bétonnages)
- Réalisation des voiles verticales avec préfabrication du ferrailage en pied aval de l'ouvrage
- Réalisation des rampes inlets et outlets avec ferrailage sur place (connecteurs et aciers à déplier pour liaison avec les voiles).



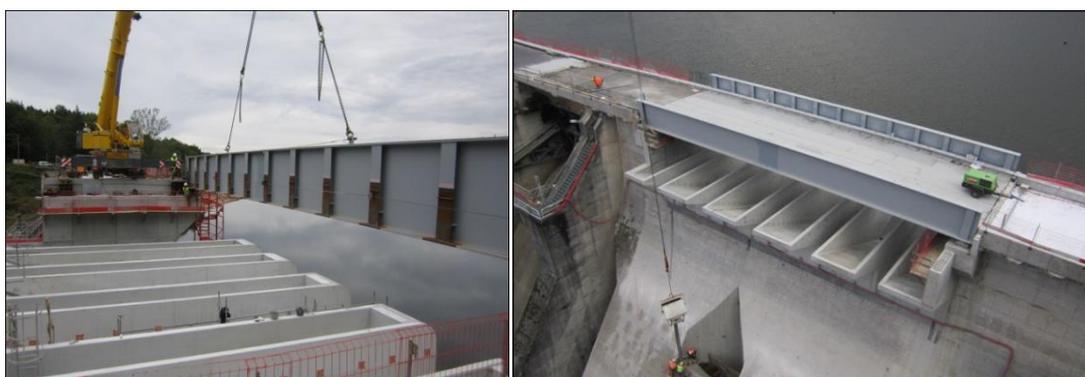
Photos 5 & 6 : Vue aval avant et après la démolition de l'échancrure.



Photo 7 : Vue depuis la grue à tour du PKWeir en cours de construction.

3.2 Lot 2 : création d'un pont-route et des raccordements : juillet à décembre 2014

Le deuxième lot de ce marché génie civil a consisté à créer un pont-route de 25 m de portée au-dessus du PKweir. Il a été décidé de réaliser un pont mixte à poutre PRS pour minimiser l'épaisseur du tablier et ainsi impacter le moins possible la route départementale, qui est rehaussée de 90 cm afin de respecter le tirant d'air au passage de la crue millénale. Ce rehaussement impliquait la modification de la route sur environ 90 m afin de respecter les exigences et contraintes imposées par le Conseil Général du Tarn (rayons de courbure, pentes...).



Photos 8 & 9 : Mise en place de la poutre PRS amont par une grue 100 tonnes depuis la rive droite du couronnement et vue du pont-route depuis la grue après mise en place de l'étanchéité.

3.3 Lot 3 : création de l'ouvrage de dissipation : mars à septembre 2015

Le troisième lot de ce marché a consisté à réaliser l'ouvrage de dissipation permettant de guider les eaux évacuées par le PKWeir. Le phasage de ce lot a été le suivant :

- Ancrage des consoles préfabriquées dans les contreforts de l'ouvrage (20 consoles préfabriquées ancrées dans les contreforts pour supporter la dalle de dissipation de 50 cm d'épaisseur)
- Terrassement du pied aval de l'ouvrage
- Réalisation du radier
- Réalisation de la cuillère et des trois galeries permettant l'accès à la sous-face de la dalle
- Réalisation de la dalle ancrée au parement aval et raccordement au PKWeir
- Réalisation des murs guideaux.

Au total, le volume de béton armé mis en place est de l'ordre de 2 500 m³.



Photos 10 & 11 : Vue aval de l'ouvrage en début et fin de campagne 2015

4. PRISE EN COMPTE DE LA SÛRETÉ PENDANT LES TRAVAUX

4.1 Minage

En phase préparation du chantier, une étude sur modèle 3D des fréquences et vibrations préjudiciables pour l'ouvrage a été réalisée au service Structures du CIH. Ceci a permis de cadrer les seuils à ne pas dépasser pendant les tirs et de choisir les emplacements des enregistreurs des paramètres. Notamment, la pile centrale entre les deux vannes évacuateurs de crue s'est avérée la plus sensible au déplacement sous des fréquences de l'ordre de 10 à 15 Hz du fait de sa position en tête de barrage et de sa raideur relativement faible par rapport au reste du barrage.

Les principales dispositions imposées au Titulaire dans le marché lors de la démolition étaient:

- Sciage (avec installation de cales) pour désolidariser la partie à démolir de la partie à conserver (400 m² sur 12 jours avec 3 postes)
- Mise en place de 3 enregistreurs de paramètres durant les tirs (un capteur en tête de pile entre les deux vannes, un capteur en galerie inférieure au niveau bas et un capteur à mi-hauteur dans l'accès rive gauche à la galerie inférieure) avec l'imposition dans le CCTP d'un seuil de tolérance (20 mm/s sur la plage 5 à 40 Hz et 50 mm/s sur toute la gamme de fréquence) et d'une charge maximale instantanée.
- L'organisation d'un point d'arrêt après chaque tir organisé par le CIH en collaboration avec le Titulaire, l'équipe du Groupement d'Usines de Brassac et l'ingénieur DTG. A chaque point d'arrêt étaient organisées une inspection visuelle de l'ouvrage, y compris galeries de visite, la mesure de tous les pendules et vinchons et l'analyse des trois enregistrements.
- L'organisation d'un tir d'essai avec une charge unitaire maximale de 0,5 kg pour un volume démoli de 45 m³.

Sur les 6 tirs effectués, le seuil de vitesse sur la bande non filtrée n'a jamais été dépassé, mais le seuil de vitesse entre 5 et 40 Hz a été dépassé jusqu'à 30 mm/s. Cependant, en termes de déplacement, aucun problème n'a été constaté. Tous les contrôles avant la levée de chaque point d'arrêt ont donné satisfaction. Compte-tenu des éléments analysés, la charge maximale instantanée a même été augmentée à 1 kg sur les derniers tirs.

4.2 Ouvrage provisoire

Un passage étant nécessaire pendant les travaux entre les deux rives, à l'aval, il a été imposé au marché. C'était un ouvrage provisoire qui a été retiré entièrement à la fin du chantier. Un plan de la bathymétrie aval était fourni dans le marché. Il permettait notamment d'identifier une zone peu profonde en aval d'une zone plus profonde correspondant à la « fosse » créée par la sortie du débit turbiné. Ces éléments ont permis de guider le choix de l'emplacement du passage busé.

Ce passage busé, de 30 m de long environ, était constitué de buses béton et de matériaux grossiers non colmatant. Il était demandé que son dimensionnement assure, sans submersion, l'évacuation du débit turbiné du canal de

fuite par les buses, soit $18 \text{ m}^3/\text{s}$. Et qu'il soit conçu pour être submersible et pour résister ponctuellement à un débit de l'ordre de $50 \text{ m}^3/\text{s}$.

Au final, il a pu être testé à plusieurs reprises. Le passage réalisé permettait l'évacuation de $30 \text{ m}^3/\text{s}$ sans submersion. Lors de la crue du 30 novembre au 2 décembre 2014, il a été endommagé sur le 1/3 central. Le débit entrant dans la retenue était de l'ordre de $250 \text{ m}^3/\text{s}$ et les vannes de fond ont débité $50 \text{ m}^3/\text{s}$ pendant trois jours consécutifs. Cet épisode a été considéré comme aléa sur le chantier et EDF a pris à sa charge les jours de pelle permettant la remise en service de l'ouvrage provisoire.

Cet aléa met en évidence que le dimensionnement d'un ouvrage provisoire est à analyser dans la phase APD et son enjeu à discuter avec la MOA. Dans le cas du passage busé de La Raviège, le dimensionnement a été adapté aux enjeux (nuls) sur la Sûreté et à la conduite en crue. La réparation de l'ouvrage, tel que cela a été réalisé, a été privilégiée comparativement à un dimensionnement beaucoup plus généreux. L'approche retenue a été celle d'un débit à faire transiter en état de veille ($50 \text{ m}^3/\text{s}$) plutôt qu'une occurrence de crue de 10 ans ($462 \text{ m}^3/\text{s}$) souvent retenue pour les protections de chantier.



Photos 12, 13 & 14 : Vue du passage busé à l'aval du barrage avant, pendant et après la crue

4.3 Anticipation de travaux contrôle-commande

Afin d'assurer la continuité du fonctionnement de l'ouvrage pendant toute la phase travaux génie civil, le lot contrôle-commande a été anticipé sur l'année 2013. Il s'agissait des travaux suivants :

- Création d'un nouveau local crue en rive droite de la retenue (l'ancien local était impacté par la réalisation de l'échancrure et du PKWeir), avec analyse de l'impact du déplacement de l'automate.
- Mise en place de dispositifs provisoires pour permettre la surveillance et l'exploitation pendant la phase de déménagement des automatismes.
- Dévoisement de la ligne HTA 20KV par l'aval du barrage et de la liaison Orange (les lignes passant sur le couronnement impacté par la démolition)
- Tirage de plus de 40 kilomètres de câbles, notamment dans la galerie inférieure, afin d'assurer la continuité de fonctionnement pendant les travaux génie civil.
- Modification du contrôle-commande permettant l'utilisation systématique des vannes de fond en crue pour augmenter la capacité d'évacuation de l'ouvrage.

Tous les dispositifs ont été maintenus pendant la phase de travaux avec des contrôles soutenus de la part de l'exploitant :

- Alimentation électrique des vannes (avec la double liaison)
- Essais de fonctionnement du groupe électrogène resserrés
- Surveillance de l'ouvrage : surveillance resserrée et quotidienne pendant la période de plus fort risque crue avec mise en place de poires de niveau supplémentaires pour la surveillance de la cote.
- Renvoi d'alarme vers les exploitants (sécurisation du renvoi d'alarme par maintien du doublage des voies de transmission pendant tout le chantier)

4.4 Organisation et dispositions pour le passage des crues

Les modalités d'exploitation en crue, pendant les travaux, ont été définies en plusieurs étapes :

- **Etape 1** : réalisation d'une analyse de risques pour chaque phase des travaux ; ceci a permis de définir un certain nombre de dispositions techniques et organisationnelles.
- **Etape 2** : réalisation de calculs de laminage afin d'apprécier plus finement le niveau de risques pour chaque phase de travaux.
- **Etape 3** : formalisation des dispositions d'exploitation retenues dans les instructions temporaires d'exploitation en crue qui ont évolué selon la phase de travaux.

A l'issue de l'analyse de risques (Etape 1), les principales parades mises en œuvre ont été :

- Planification des travaux avec échancrure ouverte lors de la période de plus faible risque crue,
- Réalisation de travaux contrôle-commande afin de pouvoir utiliser les vannes de fond comme organe complémentaire d'évacuation en phase travaux (paragraphe 4.3),
- Maintien de l'usine de turbinage opérationnelle pendant la phase travaux (les travaux de maintenance nécessitant un arrêt du groupe de turbinage ont été réalisés en-dehors de la période de création du PKWeir),
- Abaissement du niveau du plan d'eau afin de profiter des capacités de laminage de la retenue.

Lors de l'Etape 2, différents calculs de laminage ont été effectués afin de déterminer l'occurrence de crue pouvant impacter l'ouvrage et une cote de retenue a été définie pour chacun des cas suivants :

- Cas n°1 : Janvier à Février 2014 : pas d'échancrure et plus fort risque crue : cote initiale à 652,5
- Cas n°2 : Mars à Mai 2014 : Echancrure et plus faible risque crue : cote initiale à 652,5
- Cas n°3 : Juin à Juillet 2014 : construction du PKWeir et plus faible risque crue : cote initiale à 652,5
- Cas n°4 : Août à Septembre 2014 : finalisation du PKWeir et fort risque crue : cote initiale à 652,5
- Cas n°5 : Octobre 2014 à Mars 2015 : PKWeir terminé et plus fort risque crue : cote initiale à 657

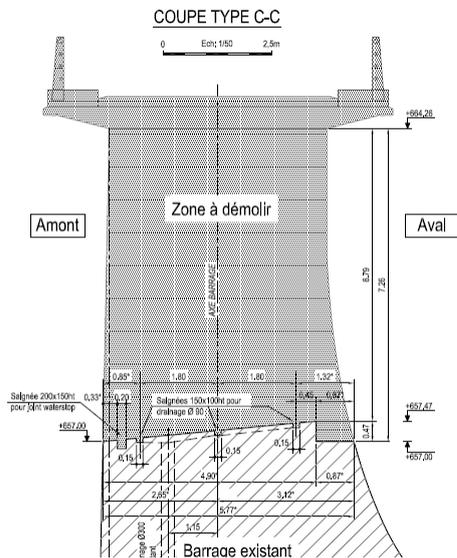
Pendant toute la durée des travaux de la première campagne, la cote a donc été abaissée en-dessous des niveaux suivants:

- 652,50 m NGF (soit un creux de 9,5 m par rapport à la RN) de janvier à septembre 2014,
- 657 m NGF d'octobre 2014 à mars 2015.
-

Des contraintes de cote ont également été mises en œuvre lors de la seconde campagne de travaux mais ne sont pas détaillées ici.

La période jugée la plus critique vis à vis du passage des crues est la période pendant laquelle l'échancrure est ouverte (cas n°2). Les résultats des calculs de laminage et les dispositions prises sont décrits ci-après.

Les calculs de laminage sont menés sans prendre en compte le laminage amont de la retenue de Laouzas, ni le débit turbiné de la centrale en pied du barrage, et en considérant de plus une ouverture tardive des vannes de fond.



657,5 m NGF

Figure 2 : Coupe du haut du plot n°4: identification de la zone à démolir

Dans ces conditions, pour le cas n°2, le débit de pointe de la crue de période de retour 1000 ans saisonnalisée sur la période mars-mai est de 730 m³/s. La cote maximale atteint alors 658,30 m NGF, soit environ 80 cm de déversement sur l'échancrure. La durée du déversement est estimée à un peu plus de 15 heures dont 8 heures avec une lame déversante supérieure à 50 cm.

Suite à ce calcul, une analyse de risques a été menée. L'approche est conservatrice puisque le calcul pourrait être fait avec un laminage amont, la centrale en fonctionnement et une ouverture des vannes de fond anticipée. Le débit passant par l'échancrure de 24,7 m sur 80 cm de hauteur est inférieur à 30 m³/s. De plus, notre connaissance de la géologie du site nous assure la présence d'un granit de bonne qualité à moins d'un mètre de profondeur au pied des contreforts.

En conclusion, pour le cas n°2, le passage de la crue millénale saisonnalisée sur la période mars-mai pourrait entraîner le déversement par l'échancrure de quelques m³/s sur quelques heures sur un terrain où la présence d'un rocher sain à 1 m de profondeur est avérée. Il est donc démontré que le passage de la crue de projet saisonnalisée est assuré sans risque pour la sûreté de l'ouvrage.

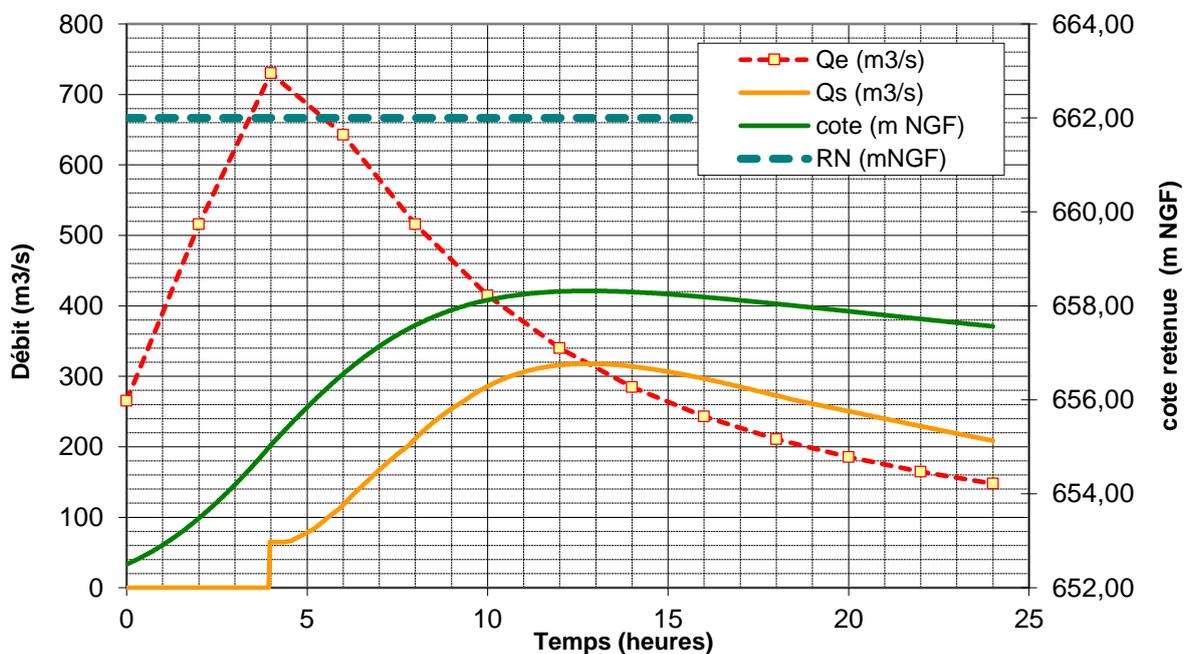


Figure 3 : Résultats du calcul de laminage pour le cas n°2 avec passage d'une crue de période de retour 1000 ans saisonnalisée sur la période mars-mai.

Les dispositions prises pour les cas 1, 3 et 4 permettent de passer la crue millénale sans dépassement de la PHE et sans déversement. Le cas n°5 permet de passer la crue millénale sans dépassement de la PHE, avec un déversement de 80 cm au-dessus du PKWeir.

Plus globalement, les différents calculs de laminage de cette étape 2, réalisés en fonction de la phase de travaux et de la saison, ont permis :

- de valider avec le chargé d'exploitation le niveau de protection de l'ouvrage au regard du risque crue.
- de guider l'exploitant dans la rédaction de son instruction de crue et dans l'exploitation de la retenue : définition des états de veille, de crue, mise en place de poires de niveau, bulletins de prévisions hydrométéorologiques, maintien de l'usine disponible pendant les travaux...

Afin de simplifier l'exploitation en crue lorsque l'échancrure était ouverte, le seuil des vannes se situant à la cote 655,35 m NGF (soit plus de 2 m en-dessous du niveau de l'échancrure calée à 657,50 m NGF), les deux vannes segment ont été consignées ouvertes. Ces dispositions, simples à mettre en œuvre, ont permis d'avoir un barrage pseudo-passif au lieu d'un barrage purement vanné (voir Photo 15 ci-dessous).

L'ensemble des dispositions retenues ont été formalisées dans une instruction temporaire d'exploitation en crue (étape 3).



Photo 15 : Vue de l'ouvrage après réalisation de l'échancrure – Vannes EVC consignées ouvertes

5. CONCLUSIONS

La prise en compte de la sûreté pendant les phases d'études et de préparation du chantier a conduit à :

- Définir des modalités d'exploitation transitoire de la retenue garantissant la sûreté de l'ouvrage dans l'attente des travaux
- Caler le planning de réalisation en fonction du risque crue
- Anticiper des travaux de contrôle-commande afin d'assurer et de maintenir le fonctionnement de l'ouvrage pendant les travaux et d'utiliser les vannes de fond comme organe d'évacuation supplémentaire en crue
- Procéder à des calculs de laminage permettant de :
 - Valider le niveau d'abaissement de la retenue en fonction des périodes de travaux et des risques, afin de profiter de sa forte capacité de laminage
 - Rédiger des instructions temporaires d'exploitation en crue
- Mettre en place des dispositions techniques et organisationnelles, notamment lors du minage, pour permettre de mieux protéger l'ouvrage.

L'analyse de risques menée lors des études a permis d'anticiper cette organisation, de mettre en place les parades adéquates et de contractualiser un marché les prenant en compte.

Pour le cas de la retenue de La Raviège, il a été possible de mettre en œuvre des dispositions permettant le passage de la crue de projet saisonnalisée durant les travaux de construction du nouvel évacuateur de crue, essentiellement grâce à la forte capacité de laminage de la retenue et à une durée des phases sensibles du chantier compatible avec la période de plus faible risque crue.

La robustesse de ces dispositions n'est donc pas forcément duplicable à tous les chantiers du même type (i.e. impliquant une modification significative de l'ouvrage) pour lesquels une analyse du risque de rupture d'ouvrage en phase chantier est nécessaire.

SÛRETE EN CRUE DES GRANDS BARRAGES D'EDF : RETOUR D'EXPÉRIENCE ET NOUVEAUX DÉVELOPPEMENTS

Safety of EDF large reservoir dams during floods : feedback and new developments

DOI : 10.24346/cfbr_colloque2016_d05

Manuel Antunes-Vallerey
EDF-CIH, 73373 Le Bourget-du-Lac Cedex
Téléphone : +33 (4) 79 60 60 26, Courriel : manuel.antunes@edf.fr

MOTS CLÉS

Exploitation, Crue, Consigne, barrage.

RÉSUMÉ

Le retour d'expérience de la gestion en crues des barrages à grande retenue dit « capacitifs » met en évidence la nécessité de disposer de consignes de crue efficaces et facile à mettre en œuvre. L'analyse des consignes de crues basées sur la méthodologie « Dordogne », en service depuis plusieurs décennies sur la plupart des barrages du parc EDF, confirme qu'elles ont rempli correctement leur rôle. Cette analyse a aussi permis d'identifier plusieurs pistes d'amélioration, en particulier pour simplifier la méthode de détermination des manœuvres, la robustesse de l'algorithme et la prise en compte de l'ensemble des situations possibles en crue. Un nouvel algorithme dit « Trajectoire Linéaire » a été développé dans cette optique, qui permet des avancées significatives. Cette méthodologie est basée sur la théorie de l'automatique des systèmes linéaires, déjà mise en œuvre sur certains barrages mobiles en rivière. La détermination des manœuvres est désormais réalisée par simple lecture sur une table à double entrée, quelle que soit la situation de débit ou de cote. La fréquence des manœuvres peut être plus largement paramétrée et souvent réduite. Cette nouvelle méthodologie a été implémentée sur le site pilote de Grandval, sur la Truyère. Ces améliorations permettent une gestion en crue plus sûre et plus robuste.

ABSTRACT

The feedback concerning flood routing management of large reservoir dams clearly shows the need for operational procedures, which have to be efficient and easy to use by operators. An analysis led on most of EDF large schemes confirmed a reasonable efficiency of their existing procedures, based upon the « Dordogne » methodology and implemented for decades. This analysis also identified some rooms for improvement, especially in relation to the real time calculation of the maneuvers, the robustness of algorithms and the ability to take into account every possible situation at the dam. In such a view, a new algorithm has been developed, so called "Linear Trajectory", which provides significant improvements. This algorithm is based upon the theory of the automatic of linear systems, already implemented on several run-off river barrages. The calculation of the maneuvers is now done by a simple reading on a double entry table, and the process remains the same regardless of flood values or water levels. The frequency of maneuvers can also be adapted and often reduced. The first "Linear Trajectory" operational procedure for flood management has been implemented on Grandval dam, on the Truyère River (France). As a conclusion, such improvements allow a safer and easier flood management.

1. INTRODUCTION

La gestion en crue des barrages du parc EDF est opérationnelle depuis plusieurs décennies, ce qui permet de dégager un retour d'expérience, mais aussi des voies d'amélioration. En particulier, l'importance de disposer de consignes de crue efficaces et faciles à mettre en œuvre apparaît comme un point essentiel pour garantir une gestion performante et maîtrisée.

L'analyse des acquis et des points améliorables de la méthode « Dordogne », largement mise en œuvre sur les principaux barrages capacitifs d'EDF, a conduit à développer une méthodologie nouvelle, dont l'objectif est de renforcer la sécurité des manœuvres réalisées. Cette méthode « Trajectoire linéaire » met l'accent sur la

simplification des gestes de l'exploitant en crue, la robustesse de gestion face à des perturbations potentielles et une prise en compte plus exhaustive des différentes situations possibles. Cette méthode vise aussi à objectiver de façon analytique le paramétrage des lois de conduite, afin de garantir des consignes adaptées à chaque cas.

2. LA CONDUITE EN CRUE DES BARRAGES CAPACITIFS D'EDF

D'une façon générale, les barrages peuvent être considérés suivant l'importance de la retenue qu'ils créent et en fonction de la cinétique de leur comportement lors d'un épisode de crue. Les ouvrages créant des retenues importantes sont considérés à EDF comme « capacitifs ».

EDF exploite un grand nombre d'ouvrages, dont une cinquantaine peuvent être considérés comme capacitifs au regard de la gestion en crues. Ces ouvrages constituent en général des réservoirs importants sur des rivières susceptibles de connaître des événements hydrologiques extrêmes. Il s'agit souvent des réservoirs de tête de vallée, qui peuvent le cas échéant influencer les débits en aval.



Barrage de Grandval

Ces aménagements ont un comportement en crue qui présente une certaine inertie, du fait du volume important nécessaire pour faire varier la cote. En corolaire, le débit de réglage, ou le temps pour un débit de réglage donné, nécessaire pour faire varier la cote est également conséquent. La surface du réservoir peut être considérée comme plane, mais le niveau du lac peut souvent varier et s'éloigner de la cote de consigne du fait du marnage. La conduite en crue de ces aménagements à forte constante de temps s'apparente donc à une conduite de type « Paquebot ».

A contrario, les barrages mobiles en rivière (de type BMR) sont exploités à des cotes proches de la cote de consigne, mais la surface du plan d'eau en crue peut s'incliner. Le niveau de retenue peut varier plus rapidement, mais le débit de réglage (ou le temps pour un débit de réglage donné) est également plus faible. La conduite en crue de ces aménagements à faible inertie est plus proche d'une conduite de type « Karting ».

2.1 Les objectifs de gestion en crue des barrages capacitifs

Les objectifs principaux à atteindre lors d'une crue se déclinent de façon hiérarchisée, afin de garantir les principes d'intégrité des ouvrages et de non-aggravation des conséquences de la crue. Ces objectifs sont le plus souvent :

- Ne pas dépasser la cote de plus hautes eaux (PHE) pour la crue de projet,
- Amener progressivement le plan d'eau à la cote de consigne, puis l'y maintenir,
- Faire en sorte que le maximum du débit sortant ne dépasse pas la pointe de la crue,
- Respecter un maximum du gradient du débit sortant inférieur à 1,5 fois le maximum du gradient du débit entrant pendant la crue (la valeur de 1,5 correspond à la norme interne d'EDF).

La définition de ces objectifs peut varier d'un site à l'autre, mais le principe de gestion reste identique.

2.2 La méthode « Dordogne » utilisée à EDF

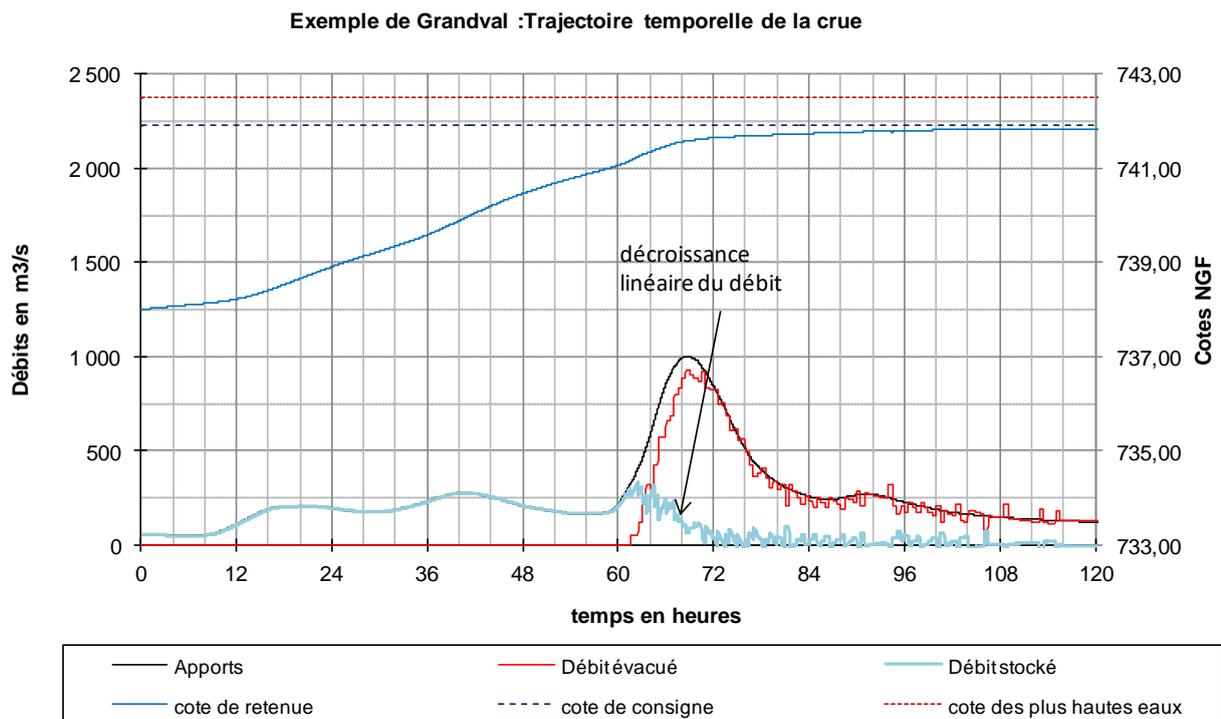
Le principe général de gestion consiste à contrôler la montée du plan d'eau vers la cote de consigne (le plus souvent RN ou valeur inférieure en cas de creux préventif), en utilisant le volume libre pour stocker une partie du volume de la crue (effet de d'amortissement de l'hydrogramme de crue). Le plan d'eau est ensuite maintenu à cette cote de consigne. Dans cette optique, l'algorithme « Dordogne » utilisé depuis plusieurs décennies vise une réduction régulière du débit stocké, de façon à parvenir à la cote de consigne au moment où les débits entrants et sortants sont égaux.

Cet algorithme demande de recalculer l'incrément de débit sortant à réaliser en supposant le gradient du débit entrant constant et égal à celui observé, en additionnant deux termes :

- Un terme de compensation du gradient estimé du débit entrant

- Un terme de réduction du débit stocké, déterminé sur abaque.

Un exemple de simulation de gestion d'une crue de démonstration avec cet algorithme est proposé pour le barrage de Grandval ci-dessous :



Graphique 1 : Exemple de gestion de crue à Grandval avec la méthode « Dordogne »

La montée du plan d'eau puis sa stabilisation est visible, ainsi que la diminution linéaire du débit stocké (courbe en bleu clair).

3. RETOUR D'EXPÉRIENCE

Le retour d'expérience de la gestion des crues sur les barrages capacitifs à EDF met en évidence la grande importance de disposer de consignes d'exploitation en crue faciles à utiliser, robustes et efficaces en toutes circonstances.

Le bilan de la gestion des crues par la méthode « Dordogne » offre un bilan relativement satisfaisant, mais aussi un certains nombre de pistes d'améliorations.

3.1 L'importance de la consigne d'exploitation en crue

3.1.1 Les crues : des événements hydrologiques extrêmes mais peu reproductibles

Les épisodes de crue sont par nature des phénomènes qui peuvent être soudains et violents. Ils mettent en jeu des débits exceptionnels, qui induisent un fonctionnement des organes d'évacuation dans des gammes d'ouverture potentiellement inhabituelles. Ces événements s'accompagnent régulièrement de situations météorologiques très défavorables, voire de phénomènes annexes pouvant être dangereux tels que glissements de terrains, charriage de débris végétaux ou autres, dégâts sur les voies d'accès. Du fait des sollicitations importantes qu'elles engendrent, les crues représentent le facteur prépondérant de rupture et d'endommagement des ouvrages hydrauliques (30 à 50 % des ruptures mondiales suivant les estimations [1], [2]).

Du point de vue du retour d'expérience à EDF, on constate que si les ouvrages du parc n'ont pas subi des crues véritablement extrêmes (quelques crues centennales), il n'en reste pas moins que ces phénomènes restent peu fréquent à l'échelle de l'expérience humaine. En tenant compte des capacités de marnage, certains ouvrages n'ont même jamais connu de crues avec déversement depuis leur mise en service.

Paradoxalement, c'est la rareté des crues importantes qui doit attirer l'attention sur le risque lié à la difficulté de maintenir la compétence des opérateurs susceptibles d'avoir à gérer une crue. Dans cette optique, des consignes de crue claires et faciles à suivre constituent des outils indispensables pour mettre en œuvre une gestion en crue efficaces, même en cas d'occurrence peu fréquente. Des formations régulières sur simulateur (SIMBA) permettent de mettre en pratique ces consignes pour ces situations rares et donc de maintenir les compétences des opérateurs [3].

3.1.2 La gestion de crue : période de forte activité sous contrainte

Lors d'un épisode de crue, le rôle du personnel d'exploitation ne se limite pas à la simple manœuvre des vannes.

Outre la réalisation de ces manœuvres, les exploitants doivent effectuer des gestes multiples, tout en ne disposant que d'un délai parfois restreint. Ainsi, les opérations de détermination des manœuvres constituent un travail important, qui peut parfois s'avérer assez complexe. En particulier, suivant la méthode « Dordogne », l'évaluation de la variation du débit entrant représente une tâche contraignante.

Au-delà de la gestion des manœuvres, l'exploitant en mission au barrage doit encore assurer des interventions de contrôle des équipements de sûreté du barrage. La gestion des communications internes aussi bien qu'externes vient encore s'ajouter à l'ensemble des obligations en temps réel. En tenant compte du fait que la fréquence de manœuvre sur beaucoup d'ouvrages est de ¼ heure, la réalisation simultanée de ces gestes peut constituer une difficulté. Il convient donc de faciliter autant que possible le rôle des exploitants présents sur l'ouvrage.

Enfin, les circonstances parfois pénalisantes en crue (itinéraires perturbés, liaisons interrompues) peuvent nécessiter la prise en main de la gestion de crue par le personnel au barrage, de manière autonome. La facilité de mise en œuvre des consignes constitue là encore un élément important pour la sûreté.

3.1.3 La gestion des crues : une forte responsabilité

Les gestes accomplis pendant une crue sont porteurs d'une très forte responsabilité quant à la sûreté des barrages et à la sécurité des tiers en amont et en aval du barrage. Le poids de chacune des actions est donc important, ce qui souligne encore l'importance des consignes de crue en tant que repère de décision en temps réel.

3.2 Les points positifs de la méthode « Dordogne »

L'utilisation de la méthode « Dordogne » depuis plusieurs décennies sur une cinquantaine d'ouvrages permet de dégager un retour d'expérience représentatif.

La méthode « Dordogne » permet de gérer efficacement la phase de montée du plan d'eau jusqu'à sa cote cible de consigne (niveau nominal ou cote inférieure en cas de creux préventif). Pendant cette phase, les objectifs de non-dépassement des cotes et du débit de pointe de la crue sont naturellement atteints grâce à la nature même de l'algorithme.

L'objectif de maîtrise du gradient du débit sortant est respecté le plus souvent, même si le paramétrage des lois de consigne ne peut en général pas garantir le résultat si le gradient de l'hydrogramme de crue est très faible.

3.3 Des pistes d'amélioration

Si les objectifs fondamentaux de la gestion en crue des aménagements sont globalement atteints, le retour d'expérience montre également plusieurs types de difficultés de mise en œuvre, aussi bien en exploitation que lors de la phase d'étude.

3.3.1 Adaptation des fréquences des manœuvres

La fréquence de manœuvre la plus souvent adoptée est de 15 minutes, avec une observation de l'évolution du plan d'eau sur une durée de 30 minutes. Compte tenu du nombre d'opérations à réaliser en temps réel et de la durée potentielle des crues (souvent plus de 24 heures), cette fréquence peut s'avérer très contraignante et pas toujours justifiée.

En tenant compte du caractère plus ou moins capacitif de chaque ouvrage, une adaptation argumentée des fréquences de manœuvre et d'observation peut être recherchée afin d'optimiser la gestion en crue.

3.3.2 Elimination de l'estimation du débit entrant pour la détermination des manœuvres

La méthode « Dordogne » impose une estimation de la variation du débit entrant pour la détermination des manœuvres à effectuer. Cette estimation suppose en général un calcul pour reconstituer cette variable à partir de l'observation en différents instants du débit évacué et de l'évolution de la cote. En effet, dans la majorité des situations, ce terme n'est pas disponible par une mesure directe, ce qui nécessite un calcul de façon relativement complexe à partir des observations au barrage.

L'élaboration de cette donnée reconstituée est à effectuer en temps réel pendant la crue, ce qui induit au moins deux types d'inconvénients :

- Le temps nécessaire pour effectuer ce calcul relativement complexe par bilan volumique, en utilisant deux abaques, se révèle être une contrainte relativement forte compte tenu de la quantité de gestes à effectuer sur l'aménagement.
- Compte tenu de l'importance de la superficie de la retenue, la précision de cette estimation s'avère souvent insuffisante au regard de celle recherchée pour la détermination des manœuvres.

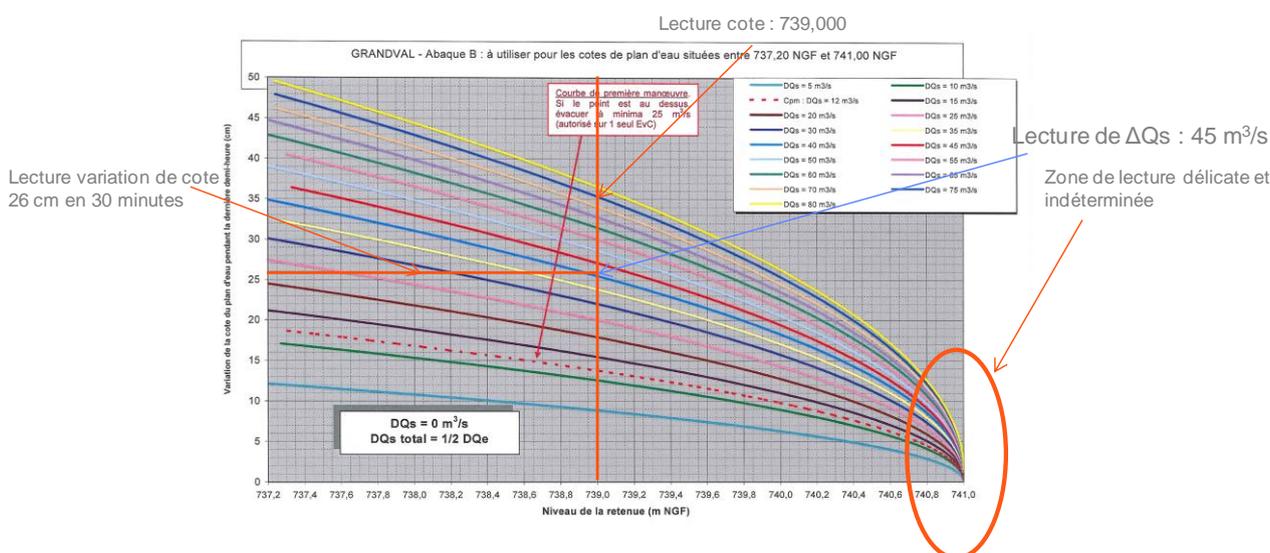
L'incertitude et les biais possibles sur cette grandeur proviennent essentiellement de la lecture de cote centimétrique et des imprécisions sur la position des vannes et des lois de débitance. Ce point est particulièrement important lorsque la fréquence des manœuvres est élevée (souvent ¼ heure).

3.3.3 Amélioration de la méthode de maintien du plan d'eau à la cote de consigne.

La détermination de la composante de l'incrément du débit sortant correspondant à la réduction du débit stocké (noté ΔQ_s) est effectuée graphiquement sur abaque (voir ci-dessous). La lecture de la cote (en abscisse), puis de la variation de la cote depuis la dernière demi-heure (en ordonnée) permet de situer le point de fonctionnement par rapport à un jeu de paraboles indiquant l'incrément de débit sortant à réaliser, en complément de la compensation de la variation de débit entrant (§ précédent).

On constate que l'algorithme de la méthode « Dordogne » induit une convergence de ces paraboles à l'approche de la cote de consigne, ce qui rend l'utilisation de l'abaque délicate, compte tenu de la précision de lecture au cm sur le limnimètre. A ce stade, la discrétisation observée dans les mesures de cote et de variation de cote ne permet plus une estimation efficace du débit entrant, ni de la manœuvre à réaliser.

Par ailleurs, l'abaque de la gestion en crue ne fournit pas d'information lorsque la variation de cote est négative ou que la cote est supérieure à la cote de régulation. Lors de la phase de maintien du plan d'eau à la cote de consigne, la consigne de crue ne guide donc l'opérateur que par des indications de principe sur les manœuvres à effectuer (par exemple : $Q_s = Q_e$).



Graphique 2 : Difficulté d'exploitation de l'abaque de détermination des manœuvre « Dordogne »

3.3.4 Facilitation du paramétrage des lois de conduite

Une des principales difficultés de paramétrage des lois de conduite provient de l'objectif de contrôle du gradient du débit évacué. Cet objectif est déterminé par le moment du démarrage des manœuvres et donc de l'estimation d'un gradient maximal potentiel des crues en fonction du débit entrant. Une meilleure prise en compte des conditions hydrologiques ainsi qu'une méthodologie adaptée constituent un axe de progression intéressant.

4. SOLUTIONS APPORTÉES PAR L'ALGORITHME « TRAJECTOIRE LINÉAIRE »

De façon à apporter des améliorations significatives au mode de conduite en crue des aménagements capacitifs d'EDF, un nouvel algorithme a été étudié conjointement par le CIH et le LNHE. Les objectifs majeurs de cette innovation se déclinent principalement en deux volets, l'un en exploitation, l'autre pour la conception et le paramétrage des lois de conduite.

4.1 Améliorations recherchées

4.1.1 En exploitation pendant la crue

Les améliorations recherchées visent à accroître le niveau de maîtrise, de confort et de sécurité pour le passage des crues, elles sont :

- L'élimination de la variable reconstituée Q_e pour la détermination des manœuvres et, plus globalement, la gestion en crue,
- La simplification complète de la méthode de détermination des manœuvres, par l'élimination des calculs en temps réel,
- La mise en place d'un mode de gestion univoque et défini quelle que soit la situation rencontrée pendant la crue,
- La simplification des documents supports pendant la crue, avec l'utilisation d'un seul abaque et de tables de lecture directe des manœuvres.

4.1.2 Pour la conception des lois de conduite

De même, une simplification et une objectivation des études de paramétrage des lois de conduite ont été recherchées. Les points principaux recherchés sont les suivants :

- Un paramétrage direct et analytique des lois de conduite, par élimination du besoin de simulations itératives pour le calage des courbes,
- Une meilleure stabilité et robustesse des lois de conduite au regard des perturbations en crue (erreurs de mesure ou de manœuvres, événements en crue, ...)
- Une justification générique du paramétrage des lois de conduite, grâce à une résolution globale de l'algorithme, dans le but de simplifier les notes techniques support,
- Une amélioration de la présentation des résultats.

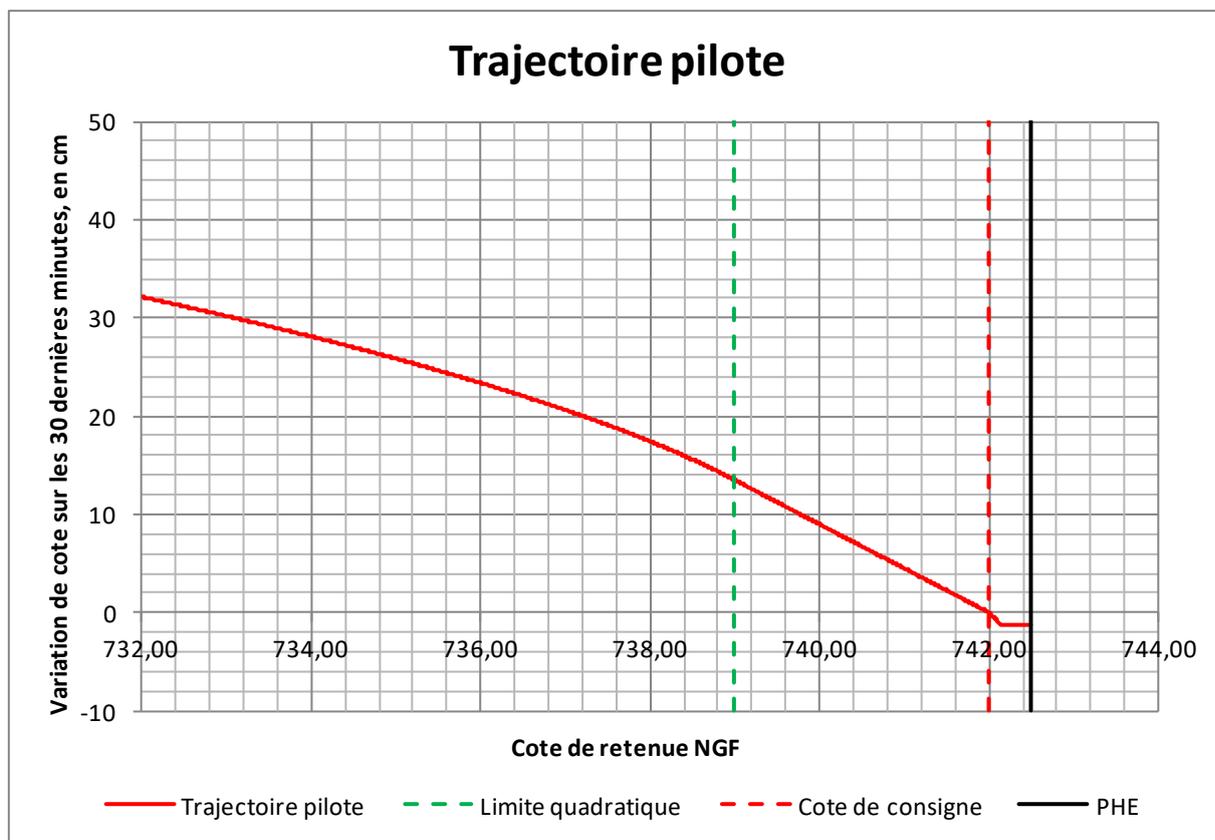
4.2 Principe de la méthodologie « Trajectoire Linéaire »

Ce nouvel algorithme est issu d'une adaptation des lois de conduites mises au point pour certains Barrages Mobiles en Rivière (BMR). Les caractéristiques des aménagements capacitifs diffèrent principalement des BMR par le fait que :

- La taille de la retenue au regard des débits entrants fait que les variations de cotes sont lentes,
- La cote de consigne est en général constante (pas de loi d'abaissement),
- La cote d'exploitation peut être très éloignée de la cote de consigne (marnage).

La prise en compte de ces caractéristiques a permis d'aboutir à un type de loi de conduite obéissant aux théories de l'automatique des systèmes quasi-linéaires, basé sur la régulation de la vitesse d'évolution de la cote en fonction de la cote.

L'évolution du plan d'eau vers la cote de consigne est guidée par un régulateur de type PI et une trajectoire pilote prédéterminée et indépendante du débit entrant. Cette trajectoire pilote est principalement linéaire dans un repère « Cote ; Variation de cote ».

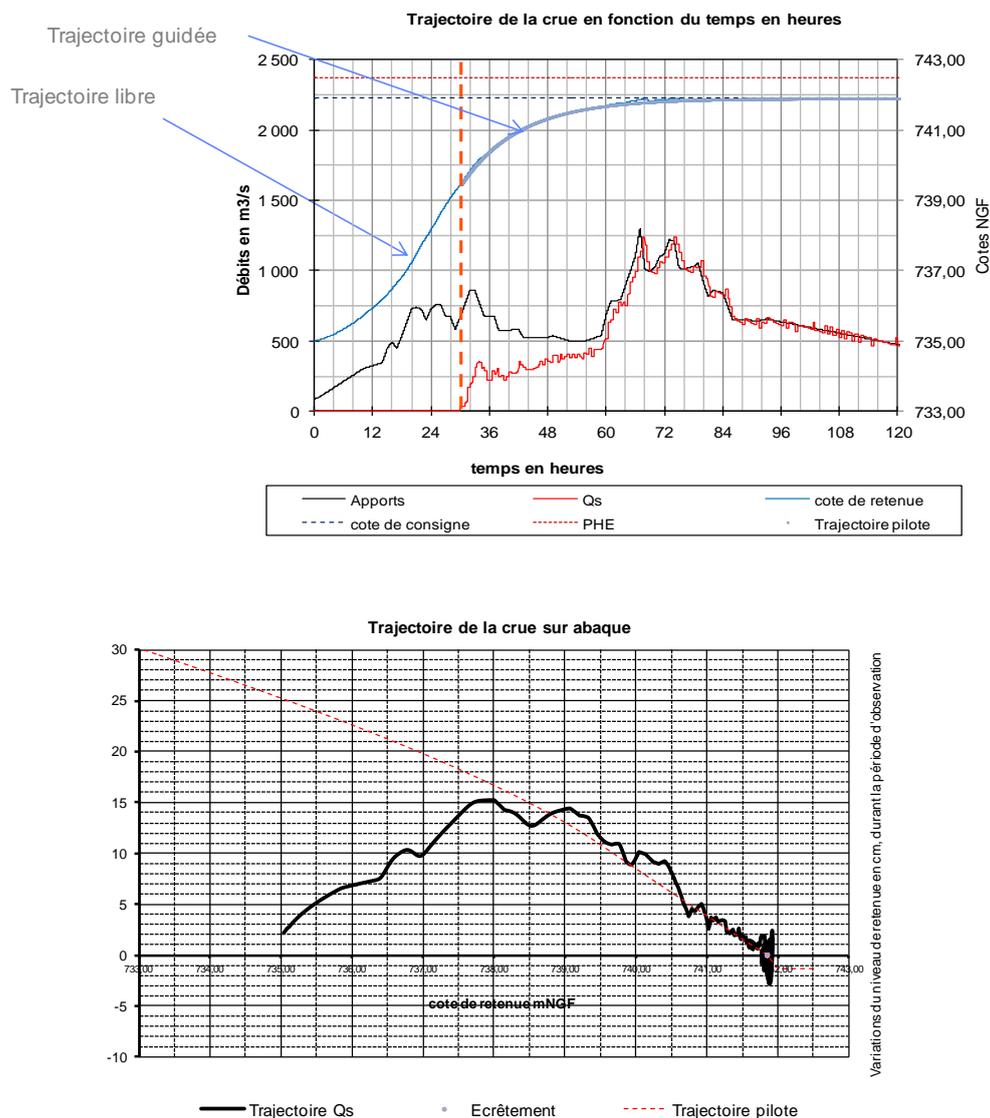


Graphique 3 : Exemple de trajectoire pilote linéaire à Grandval

Sur cet exemple à Grandval, la trajectoire est linéaire au dessus de la cote 739, ce qui permet de gérer les crues jusqu'à la Q_{50} , soit 98 % du temps. On démontre que la valeur de la pente permet de garantir un début des manœuvres et une progression de la cote compatibles avec le respect de l'objectif de maîtrise du gradient du débit évacué.

Pour les fortes variations de cote, correspondant aux cotes les plus basses, cette trajectoire est progressivement incurvée, de façon à anticiper les manœuvres pour les crues exceptionnelles. Cette anticipation permet d'adoucir les premières manœuvres et d'améliorer la maîtrise de l'objectif de contrôle du gradient du débit.

La simulation de la trajectoire d'une crue peut alors être présentée dans un repère temporel. Dans l'exemple choisi, une crue fictive présentant plusieurs maxima a été modélisée, avec une cote initiale de 735 NGF. On constate que tant que la trajectoire de la crue sur l'abaque n'a pas traversé la courbe pilote, les manœuvres ne sont pas engagées et l'augmentation du niveau ne dépend que du débit entrant. Ensuite, les lâchures sont calculées de façon à caler la vitesse de montée du plan d'eau sur la trajectoire pilote pendant la phase de remplissage puis de maintien du niveau à la cote de consigne. Les fortes évolutions du débit entrant n'entraînent pas d'anomalie sur le niveau atteint et le débit évacué suit fidèlement le débit entrant.



Graphiques 4 : Exemple de simulation de gestion en crue en « trajectoire linéaire » à Grandval

5. MISE EN ŒUVRE SUR LE SITE PILOTE DE GRANDVAL

Cette nouvelle méthodologie de gestion en crue apporte les améliorations escomptées en exploitation et pour les études de paramétrage. En complément des améliorations intrinsèques de l’algorithme, cette méthodologie s’appuie aussi sur des acquis techniques complémentaires dont les principaux sont décrits dans ce chapitre.

5.1 Gestion simplifiée de la crue en exploitation

Le principal acquis en exploitation consiste en une facilitation évidente de la gestion du barrage en crue, par l’utilisation d’un jeu de tables à double entrée pour une détermination immédiate des manœuvres, quelle soit la situation. A Grandval, cette table permet, par lecture de la cote puis de la variation de cote enregistrée sur les 30 dernières minutes, de connaître l’incrément de débit à opérer. L’exemple ci-dessous montre qu’à la cote 740,69 NGF, une variation de cote de +9 cm induit un incrément de débit sortant de 115 m³/s.

cotes	valeurs de la variation de cote en ...														
	-1	+0	+1	+2	+3	+4	+5	+6	+7	+8	+9	+10	+11	+12	+13
	Valeurs de ΔQ_s en m ³ /s														
740,56	-150	-150	-150	-150	-130	-90	-55	-20	20	55	20	130	170	205	245
740,57	-150	-150	-150	-150	-130	-90	-55	-15	20	60	20	135	170	210	245
740,58	-150	-150	-150	-150	-125	-90	-50	-15	25	60	95	135	170	210	245
740,59	-150	-150	-150	-150	-125	-85	-50	-15	25	60	100	135	175	210	250
740,60	-150	-150	-150	-150	-125	-85	-50	-10	25	65	100	140	175	215	250
740,61	-150	-150	-150	-150	-120	-85	-45	-10	30	65	100	140	175	215	250
740,62	-150	-150	-150	-150	-120	-85	-45	-10	30	65	105	140	180	215	255
740,63	-150	-150	-150	-150	-120	-80	-45	-5	30	70	105	145	180	220	255
740,64	-150	-150	-150	-150	-115	-80	-40	-5	35	70	110	145	180	220	255
740,65	-150	-150	-150	-150	-115	-80	-40	-5	35	70	110	145	185	220	260
740,66	-150	-150	-150	-150	-115	-75	-40	0	35	75	110	150	185	225	260
740,67	-150	-150	-150	-150	-110	-75	-35	0	40	75	115	150	185	225	260
740,68	-150	-150	-150	-145	-110	-75	-35	0	40	75	115	155	190	225	265
740,69	-150	-150	-150	-145	-110	-70	-35	5	40	80	115	155	190	230	265
740,70	-150	-150	-150	-145	-105	-70	-30	5	45	80	120	155	195	230	265
740,71	-150	-150	-150	-140	-105	-70	-30	5	45	80	120	155	195	230	270
740,72	-150	-150	-150	-140	-105	-65	-30	10	45	85	125	160	195	235	270
740,73	-150	-150	-150	-140	-100	-65	-25	10	50	85	125	160	200	235	275
740,74	-150	-150	-150	-135	-100	-65	-25	10	50	85	125	160	200	235	275
740,75	-150	-150	-150	-135	-100	-60	-25	15	50	90	125	165	200	240	275
740,76	-150	-150	-150	-135	-95	-60	-20	15	55	90	130	165	205	240	280
740,77	-150	-150	-150	-130	-95	-60	-20	15	55	90	130	165	205	240	280

Graphique 5 : Table de détermination directe des manœuvres à Grandval

5.2 Eléments techniques complémentaires

La mise en œuvre de la Trajectoire Linéaire permet l'utilisation de plusieurs améliorations techniques complémentaires :

- Une meilleure prise en compte des données hydrologiques pour le paramétrage des lois de conduite,
- Une objectivation des périodes de manœuvre par la définition du paramètre « facteur capacitif »,
- Une adaptation de la définition des états d'exploitation en crue sans avoir recours à la variable Q_e .

5.2.1 Elargissement des données hydrologiques de paramétrage

La plupart des consignes établies pour les barrages capacitifs étaient basées principalement sur l'étude des crues fournies par les études hydrologiques (GRADEX, SCHADEx). Relativement peu d'hydrogrammes de crues réelles étaient pris en compte pour le paramétrage des lois de conduite, principalement du fait de l'obligation de réaliser des simulations itératives de calage de la courbe de première manœuvre.

L'algorithme « Trajectoire Linéaire », du fait de sa résolution analytique, permet la prise en compte d'un panel complet de crues historiques ou théoriques pour garantir un paramétrage compatible avec l'atteinte de l'objectif de contrôle du gradient du débit sortant. Une méthodologie a donc été mise au point pour calculer des coefficients de gradient maximum réduits (Γ), qui représentent les conditions hydrologiques enveloppe à prendre en compte.

Sans entrer dans le détail de ce calcul, ces coefficients permettent un paramétrage direct et sécuritaire des lois de conduite, sur une base hydrologique plus exhaustive.

5.2.2 Facteur capacitif

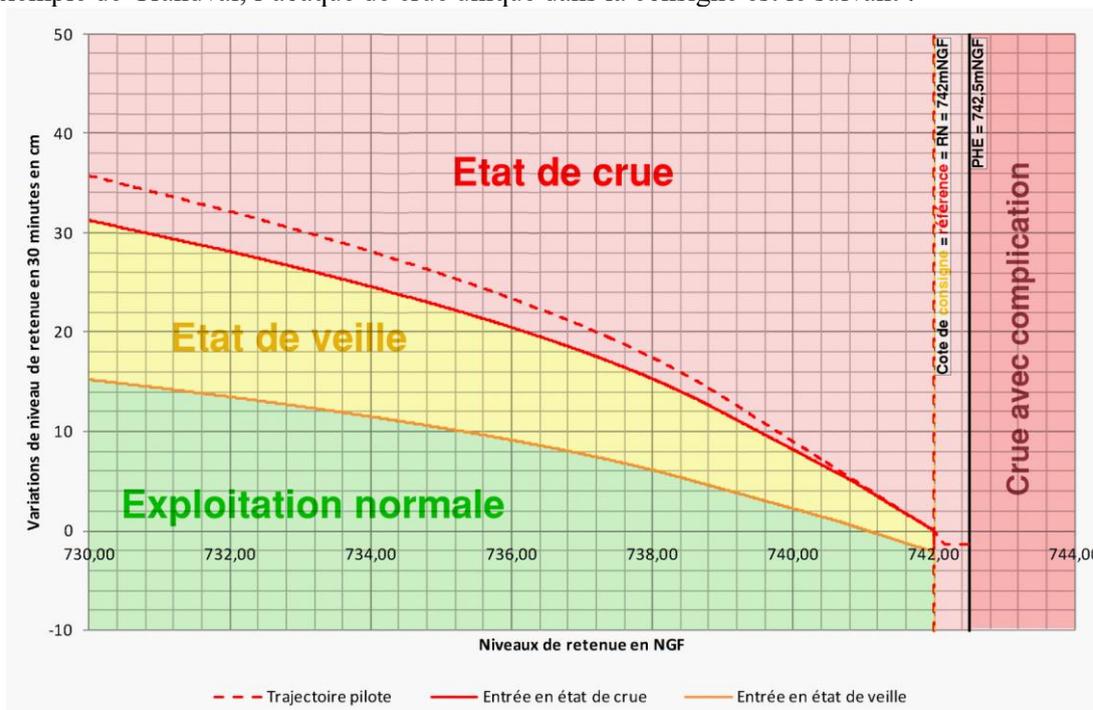
Ce paramètre est représentatif de la capacité de la retenue à jouer un rôle intégrateur lors d'une crue. Son expression simple permet de déterminer rapidement les périodes optimales de manœuvre T et d'observation de la cote T_{obs} , en justifiant ce choix.

Une conséquence directe de cette évaluation est un passage fréquent d'une période de manœuvre de 15 minutes (cas majoritaire sur les consignes existantes) à 30 minutes. Cette division par deux du nombre de manœuvres, pour un résultat comparable voire meilleur, représente également un acquis important pour la sécurisation de la gestion en crue.

5.2.3 Adaptation de la définition des états d'exploitation en crue

Avec la méthodologie « Dordogne », la définition des états d'exploitation en crue est réalisée sur la base d'un abaque dans un repère (cote ; débit entrant Q_e). De même que pour la détermination des manœuvres, l'utilisation de cette variable recomposée pose dans de nombreux cas des problèmes de précision.

Une adaptation de la définition de ces états dans un repère (cote ; variation de cote) est désormais possible, ce qui permet de superposer directement les limites d'état sur l'abaque de crue. Un seul abaque permet alors une vision complète des conditions de passage d'un état à un autre, en combinaison de conditions sur le débit sortant. Avec l'exemple de Grandval, l'abaque de crue unique dans la consigne est le suivant :



Graphique 6 : Abaque unique de crue à Grandval

6. CONCLUSIONS

La mise au point du nouvel algorithme de conduite en crue des aménagements capacitifs répond aux besoins identifiés par le REX réalisé sur les ouvrages EDF. Cette méthodologie conduit à une optimisation et une simplification de l'exploitation lors de la crue, principalement pour la détermination des manœuvres et une gestion identique quelle que soit la situation au barrage. De même, cet investissement méthodologique permet une réduction significative du temps d'étude pour chaque consigne, ainsi qu'une justification objective du paramétrage.

Le concours intensif du LNHE a enfin permis une justification théorique complète de la méthode, ce qui permet un paramétrage générique en fonction des seules données caractéristiques de la retenue et de son hydrologie. Enfin, le traitement de cet algorithme en tant que régulateur PI facilite sa prise en compte au niveau des automates de barrage, le cas échéant.

La mise en œuvre de la première consigne opérationnelle à Grandval a fait l'objet d'un échange particulier avec les exploitants du barrage (GEH Lot Truyère), afin d'accompagner ce changement méthodologique important auprès des exploitants en charge des manœuvres au barrage.

Le parc EDF compte une cinquantaine d'ouvrages potentiellement intéressés par cette évolution. La méthodologie « Trajectoire Linéaire © EDF 2016 » a fait l'objet d'un dépôt de savoir-faire en 2016.

REMERCIEMENTS

De vifs remerciements doivent être adressés à Eric Demay (R&D/LNHE) pour son concours déterminant quant à la justification technique et à la mise au point des éléments théoriques de ce nouvel algorithme.

Le concours des exploitants des sites de la Truyère s'est aussi avéré précieux, de façon à parvenir à une première mise en œuvre d'une consigne de crue d'un type nouveau.

RÉFÉRENCES ET CITATIONS

- [1] Foster & Fell (2000): The probability of failure of embankment dams by internal erosion and piping.
- [2] ICOLD Bulletin No. 99 "Dam Failures - Statistical Analysis".
- [3] Laurent Del-Gatto, Pierre Mazingue (CFBR-janvier 2009) : Le simulateur de barrage pour la formation des exploitants à la gestion des ouvrages hydrauliques en crue

Thème E

Analyse et capitalisation du retour d'expérience sur les incidents et accidents et formation à la sûreté des barrages



Barrage d'Ambialet
© EDF – Sophie BINDER

SIMBA : SIMULATEUR DE BARRAGE POUR LA FORMATION DES EXPLOITANTS A LA GESTION D'UNE CHAÎNE D'AMÉNAGEMENTS HYDRAULIQUES EN CRUE.

SIMBA : Dams Cascade flood simulation software for operators training

DOI : 10.24346/cfbr_colloque2016_e01

Manuel Antunes (manuel.antunes@edf.fr)

Centre d'Ingénierie Hydraulique

73370 LE BOURGET DU LAC France

Eric Demay (e.demay@edf.fr)

EDF R&D Laboratoire National d'Hydraulique et Environnement

Adresse : 6 Quai Wattier

78400 CHATOU France

Jean Noël Ponsard (tjean-noel.ponsard@edf.fr)

Unité de Formation du Pôle Industrie

Chemin de la Pérolrière

69210 ST PIERRE LA PALUD France

Jean Marc Lagrange (jean-marc.lagrange@edf.fr)

Unité Production Est Etat Major

54 Avenue Robert Schuman

68100 MULHOUSE France

Thierry Aune (thierry.aune@edf.fr)

Centre d'Ingénierie Hydraulique

10 Avenue Viton

13009 MARSEILLE France

Hervé Barthomeuf (herve.barthomeuf@edf.fr)

CAP AMPERE

1 place Pleyel

93200 ST DENIS France

MOTS CLÉS

Formation des opérateurs, simulateur, crues, barrages enchaînés

RÉSUMÉ

La conduite d'un aménagement hydraulique en période de crue est une activité sensible, pour laquelle il est essentiel que les exploitants soient bien préparés. Fruit d'une collaboration étroite entre l'Ingénierie Hydraulique, la R&D, et la Formation Professionnelle d'EDF, le SIMulateur de BArrage SIMBA a été conçu pour répondre à ce besoin très particulier. SIMBA a déjà été présenté en 2009 lors d'un précédent colloque CFBR [1]. Le présent article évoque essentiellement les évolutions récentes (SIMBA « Enchaîné »). Cette communication présentera les développements réalisés et leur mise en œuvre sur le Rhin.

ABSTRACT

Flood management of an hydraulic dam is an essential safety activity. It is therefore essential to train the staff for this exceptional situation. The SIMBA project is the result of a close collaboration between EDF's Hydraulic Engineering, R&D and the Professional Training Division. Operators are trained in all aspects of flood safety procedures with various flood scenarios under realistic conditions. SIMBA has already been presented during French Committee on Dam exhibition in 2009. The present paper focus on the latest development of SIMBA system with a focus on Rhine river complex modelisation.

1. CONTEXTE DE MISE EN ŒUVRE ET OBJECTIFS DU SIMULATEUR SIMBA

1.1. Contexte et objectif de SIMBA

Les exigences fondamentales pour maîtriser l'exploitation en période de crue des ouvrages hydrauliques sont les suivantes :

- Des ouvrages et des matériels bien conçus et dimensionnés,
- Des ouvrages et des matériels en état de fonctionnement,
- Des intervenants compétents,
- Une organisation efficiente et tracée dans des documents opérationnels,

Sur certains ouvrages, une évaluation du débit entrant dans la retenue, complétée si nécessaire par des alertes hydrométéorologiques.

La gestion d'un aménagement hydraulique en période de crue est une activité sensible, pour laquelle il est essentiel que les exploitants soient bien préparés. La formation des exploitants est un outil très important de cette préparation. Le passage en crue d'un aménagement est un événement d'occurrence très variable, certains aménagements n'entrant quasiment jamais dans ces conditions alors que d'autres en vivent plusieurs dans l'année. La conduite sur simulateur permet donc d'entraîner régulièrement les exploitants et s'est rapidement imposée comme un outil extrêmement utile. Avec le développement de SIMBA, EDF poursuivait deux objectifs indissociables :

1. Former et maintenir les compétences des exploitants des barrages :
 - A la conduite de leurs ouvrages en crue,
 - A la compréhension des phénomènes hydrauliques en jeu dans les retenues,
 - A une bonne connaissance des consignes de crue.

Le logiciel de simulation constitue un support de formation. Les exploitants appliquent leurs connaissances (caractéristiques des ouvrages, dossiers de crues, instructions,...) à leurs propres aménagements.

2. Vérifier la pertinence et la robustesse des consignes de crue dans un processus d'amélioration permanente.

Fruit d'une collaboration étroite entre l'Ingénierie Hydraulique, la R&D, et la Formation Professionnelle d'EDF, le SIMulateur de BArrage SIMBA a été conçu pour répondre à ce besoin très particulier.

SIMBA n'a pas pour prétention de tester l'organisation globale du groupement vis-à-vis des crues, Il contribue à la maîtrise du risque crue en exploitation en complément d'actions connexes : la rédaction et la révision régulière de documents opérationnels intégrant notamment le retour d'expérience des crues précédentes, des exercices de mise en situation sur les ouvrages, un dispositif « d'autorisation » délivrée au personnel intervenant en crue, des actions d'animation / recyclage aux différents niveaux d'organisation : local, régional et national.

1.2. Acteurs et organisation du projet et déploiement en région

La mise en œuvre de ces simulateurs nécessite une organisation faisant intervenir de façon coordonnée de nombreux acteurs. Le pilotage et la coordination sont assurés par une instance nationale : le comité SIMBA auquel participent les services centraux de la Direction Production et Ingénierie Hydraulique, le Centre d'Ingénierie Hydraulique (compétences hydrauliques et informatique industrielle), le Laboratoire National d'Hydraulique et Environnement (LNHE) d'EDF R&D, l'Unité de Formation Production Ingénierie (UFPI) ainsi qu'un « correspondant » pour chacune des 5 Unités de Production qui représentent les utilisateurs. Dans chaque équipe opérationnelle (Groupement d'Usine ou GU) des Grands Formateurs (ou « référents ») Crue assurent, en complément des stages UFPI, la réalisation des actions de formation et de recyclage de leurs collègues.

2. HISTORIQUE ET EVOLUTIONS DES DEVELOPPEMENTS SUR SIMBA

Dès le début des années 90, EDF a commencé à développer des simulateurs de conduite pour former ses exploitants à la conduite en période de crue des aménagements hydrauliques.

SICOPA (Rhin) et SCAHEL (Rhône)

A partir de **1993** deux simulateurs de conduite « lourds » sont développés par EDF R&D avec l'appui de SEMA GROUP sur les deux vallées du **Rhin** et du **Rhône**. A cette époque le logiciel est en partie spécifique aux ouvrages et aux aménagements modélisés (peu paramétrable), et très dépendant – notamment pour les IHM – des outils informatiques utilisés.

La plate-forme de formation dédiée au Rhin installée à Plobsheim près de Strasbourg était composée de 7 stations SUN (1 pour l'instructeur et 6 pour les élèves en formation) sous système UNIX. Chaque élève disposait de deux écrans, l'un avec le tableau de commande, l'autre avec des courbes représentatives des évolutions des cotes, débits, ...

Deux stages par an accueillaient les nouveaux arrivants et les agents en recyclage. La formation de base (4 jours) comprenait des entraînements sur le simulateur SICOPA sur un ouvrage à la fois (celui d'où vient le stagiaire). Le recyclage (1,5 jours), s'adressant à des opérateurs confirmés, permettait la simulation de biefs enchaînés. En général, deux opérateurs venant de deux usines en chaînes simulaient ensemble une crue, le débit sortant du premier étant le débit entrant du suivant.

Cette plate-forme de formation restera en service jusqu'en 2007 (pour le Rhin).

SIMBA capacitif

En **1997** la Mission Hydraulique de la DPIH décide de mettre en œuvre un nouveau simulateur de formation, baptisé SIMBA pour « SIMulateur BArrage ». Limité dans sa première version à la modélisation des **aménagements capacitifs** (voir encadré), SIMBA apporte néanmoins deux évolutions importantes par rapport à SICOPA :

- Le logiciel est entièrement paramétrable, ce qui permet de le configurer et de le déployer sur n'importe quel aménagement capacitif (sans modification du logiciel) ;
- Il offre également des fonctions permettant d'aider l'ingénierie à l'élaboration, l'optimisation et la vérification des consignes de crue des barrages.

Les différents types de réservoirs

Les réservoirs peuvent, en première approche, se décomposer en deux types :

- Les réservoirs de lac ayant une grande capacité, et pour lesquels le plan d'eau reste sensiblement horizontal quelles que soient les variations de débits entrant ou sortant, d'où la dénomination **d'aménagements capacitifs**. En période de crue, le niveau du plan d'eau est progressivement augmenté, de manière à obtenir une égalité entre le débit entrant et le débit sortant lorsque la cote RN est atteinte.
- Les réservoirs de faible capacité, en général formés par des **Barrages Mobiles en Rivière** (B.M.R.), qui sont le siège notamment de phénomènes de basculement de plan d'eau en fonction des variations des débits entrant et sortant. En période de crue, le niveau à l'amont du barrage est en général abaissé (loi d'abaissement fonction du débit entrant)

L'outil sera réalisé par l'Entreprise Industrielle et les premières formations pilotes ont eu lieu en 1998. Le déploiement général sur 43 sites capacitifs de la version industrielle 1.6 fut réalisé entre 2000 et 2005.

SIMBA BMR

La version 1 de SIMBA ne traitait que des aménagements capacitifs. A partir de **2005** des développements sont engagés pour permettre à la version 2.0 de traiter également les **aménagements BMR**.

Le calcul de la cote au barrage, réalisé à partir d'un *bilan volumique* et de la *courbe de capacité* de la retenue dans le cas des aménagements capacitifs, évolue profondément pour le cas des BMR. Le calcul du niveau d'eau en un point de consigne nécessite de déterminer la *ligne d'eau* dans le bief, au moyen d'un *modèle hydraulique d'écoulement*. Pour ce faire, le code de calcul Saint-Venant 1D MASCARET [2 et 3] fut interfacé avec SIMBA. Par ailleurs, contrairement aux évacuateurs de surface des barrages capacitifs, les évacuateurs (vannes, seuils) des BMR peuvent fonctionner en régime noyé. De nouveaux types d'évacuateurs furent donc modélisés dans SIMBA, permettant de prendre en compte l'influence du niveau aval sur leur débitance. De même de nouvelles fonctions furent développées pour permettre la prise compte des lois d'abaissement.

D'un point de vue logiciel, les nouvelles versions de SIMBA (2.0 puis 3.0) apportaient également des améliorations notables pour le développement, la maintenance, l'ergonomie et l'utilisation du produit :

- Elles s'appuyaient sur des composants logiciels EDF standards (IGC pour l'IHM et les communications, modèles hydrauliques Mascaret ...);
- Les configurations des aménagements étaient accessibles (via un client intranet) depuis tout site EDF sur un serveur central installé à Grenoble.

SIMBA fut déployé entre 2007 et 2010 sur 67 aménagements BMR.

SIMBA enchaîné

Cette nouvelle version (3.1) mise en chantier en **2010** permet non seulement de modéliser le comportement des aménagements unitaires (3.0), qu'ils soient de type capacitifs ou BMR, mais également de simuler l'**enchaînement** de plusieurs de ces aménagements dans différentes configuration **de vallées**. Le simulateur permet ainsi de restituer intégralement l'environnement de travail auquel est confronté l'exploitant en période de crue. Il permet également de simuler la coordination en crue mise en œuvre sur certaines chaînes d'ouvrages, comme par exemple les 5 ouvrages équipant la Basse Isère (de Grenoble au Rhône).

Son déploiement est en cours depuis 2013 et 21 vallées hydrauliques sont à ce jour configurées.

Début 2015 le développement d'une nouvelle version (4.0) a été lancée, afin d'une part d'achever la convergence entre les versions unitaire (3.0) et enchaînée (3.1), et d'autre part d'apporter des améliorations techniques au produit (introduction de nouvelles lois de conduite pour le mode démonstration¹, montée en version des codes de simulation hydraulique, amélioration du Maintien en Conditions Opérationnelles...).

3. PROCESSUS DE DEVELOPPEMENT / DEPLOIEMENT DE SIMBA EN CHAINE

Entièrement configurable, SIMBA permet de paramétrer et simuler l'ensemble des systèmes composant un aménagement ou une vallée hydraulique :

- **La dynamique des écoulements en rivière et l'évolution des lignes d'eau dans la retenue** sont restituées fidèlement par le code d'hydraulique 1D Saint-Venant transcritique Mascaret [2 et 3] pour les ouvrages BMR. Pour les aménagements capacitifs, la variation de la cote du plan d'eau est déterminée à partir des courbes de capacité de la retenue.
- **Une grande variété d'organes de production et d'évacuation des crues** peut être représentée : groupe de production, seuil libre, clapet, vannes simples ou double corps, etc. De nombreux paramètres, tels que les vitesses de manœuvre, les pas de crantage, les débitances (avec prise en compte éventuelle de l'influence du niveau aval) sont pris en compte, permettant de simuler le comportement réel de ces organes.
- Différentes IHM peuvent être configurées de manière très souple, permettant de fournir à l'exploitant une **représentation réaliste de l'environnement de conduite de l'aménagement** (panneau de commande des vannes, affichage des mesures et des alarmes, etc.).

¹ Voir glossaire à la fin de l'article.

- **Les scénarios de formation** peuvent inclure, outre l'hydrogramme de la crue à l'amont et sur les affluents, différents incidents ou pannes : perte ou dérive de mesures, déclenchement des groupes de production, indisponibilité fortuite de vannes, etc.
- La richesse des **liaisons** entre différents aménagements unitaires permet de représenter tout type de vallées. Un modèle hydraulique de type Hayami [4] non-linéaire, développé par EDF, permet de propager avec une grande exactitude les débits entre deux aménagements éloignés, en prenant en compte la déformation du ou des hydrogrammes entrants.
- Chacun des aménagements au sein d'une vallée peut fonctionner en **mode manuel** (l'exploitant en formation manœuvre alors les vannes de son aménagement) ou en **mode démonstration** (le logiciel manœuvre automatiquement les vannes en respectant la consigne d'exploitation). Différentes consignes d'exploitation standard sont paramétrables, et le cas échéant, des spécificités peuvent être décrites dans l'outil via un « serveur de formules ». Cette dernière fonctionnalité est également utilisée lorsque l'on souhaite configurer une vallée pour la formation des coordinateurs de crue (par exemple diffusion d'une consigne de débit sur plusieurs aménagements).

Le développement et la validation fonctionnelle de SIMBA enchaîné se sont appuyés sur des vallées de complexité croissante :

- Serre-Ponçon / Espinasse : enchaînement de deux aménagements capacitifs sur la Durance ;
- Vouglans / Saut-Mortier : enchaînement d'un aménagement capacitif et d'un BMR sur l'Ain ;
- La vallée de la Basse-Isère, entre Saint-Egrève et Beaumont-Montoux : enchaînement de 6 BMR en ligne, avec influencement aval et formation des coordinateurs de crue ;
- La vallée de l'Ain, ayant une topologie en Y et comportant 2 barrages capacitifs et 4 BMR ;
- Enfin la vallée du Rhin, entre Kembs et Iffezheim, ayant une topologie en festons ou double Y et comportant 6 BMR exploités par EDF et 3 BMR exploités par des collègues Allemands (conduits en « mode démonstration » durant les formations).

Après une recette interne réalisée par l'équipe de développement de SIMBA (CIH, INEO, Artelia, R&D, UFPI), chacune des vallées a fait l'objet d'une recette dite « externe » sur site avec les exploitants, dans des conditions proches d'une formation réelle, en présence des développeurs, pour finaliser la mise au point.

4. MODELE D'ARCHITECTURE SIMBA

L'architecture générale du modèle de simulation SIMBA est présentée sur le schéma de la figure suivante, pour un aménagement au sein d'une vallée. le logiciel de simulation est divisé en 4 grandes fonctionnalités distinctes :

- La *gestion des sources*, qui permet de déterminer le débit entrant dans l'aménagement ;
- La *gestion de l'écoulement*, qui réalise les calculs hydrauliques (niveaux, débits à l'intérieur du bief) ;
- La *gestion de la loi de conduite*, qui, en mode démonstration, détermine le débit à évacuer pour respecter les consignes d'exploitation ;
- Enfin la *gestion des organes*, qui effectue la répartition du débit sortant, les ouvertures d'organes, le calcul du débit sortant, etc.

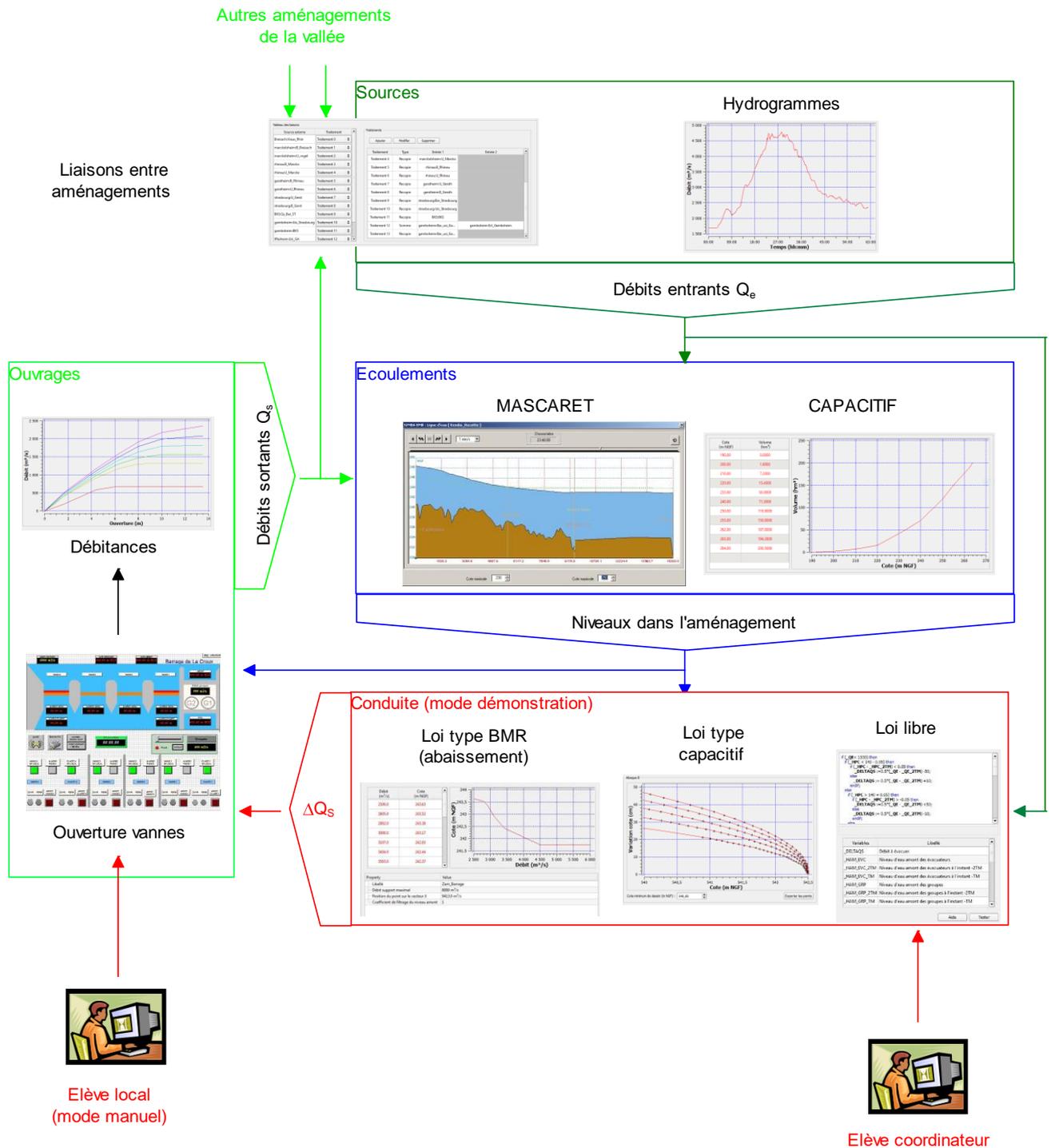


Figure 1 : Architecture générale du modèle de simulation SIMBA

Différents IHM ou synoptiques, pour la commande des ouvrages, la visualisation des mesures, viennent s'interfacer avec le modèle de simulation.

L'ensemble des valeurs utilisées ou produites par ces différents composants (débits, niveaux, ouvertures, etc.) sont stockées dans une base de données temps réel.

La gestion de cette base de données, les communications entre différents modules et les IHM s'appuient sur les services offerts par l'outil générique IGC (Interface Générale de Commande) d'EDF.

5. LA FORMATION DES EXPLOITANTS DES BARRAGES

La formation crue pour les exploitants se décompose en :

- Une partie théorique dont la révision des documents encadrant l'exploitation en crue,
- Une partie terrain pour apprendre ou revoir les manœuvres de vannes en modes normal et secours,
- Une partie simulation unitaire ou enchaîné avec le logiciel SIMBA.

Cette formation est réalisée à un rythme généralement annuel sous le format de recyclage permettant l'autorisation des agents à la gestion de leurs aménagements en crue.

Avec le simulateur SIMBA (capacitif, Barrage Mobile en Rivière ou enchaîné), les exploitants des barrages s'entraînent à gérer leurs aménagements en crue en mode dégradé. L'exploitant doit gérer son aménagement en autonomie et « en manuel » uniquement avec ses consignes de crue, ses abaques, son tableau de suivi, « un crayon, une gomme et une calculatrice ». D'autres modes dégradés sont possibles tels que des pannes d'organes d'évacuation de crue, des pertes de charge usine, des dérives de capteur.

Aujourd'hui, **les formations SIMBA unitaire** (Capacitif et BMR) sont réalisées par les **Grands Formateurs Crues** (GFC) dans leurs GU (environ 350 agents DPIH recyclés chaque année) **et les formations SIMBA enchaînés** sont réalisées par un formateur de l'UFPI (environ 280 agents DPIH recyclés chaque année).

La formation des GFC

Avant de réaliser des formations dans leur GU, les GFC sont formés pendant une semaine par l'UFPI à la pédagogie et à l'utilisation de l'outil SIMBA. A l'issue de cette formation, les GFC sont capables de préparer et d'animer une séquence de formation dans le domaine de la crue ainsi que d'évaluer les apprentissages de leurs stagiaires. Chaque année, deux sessions sont organisées et 16 stagiaires réalisent cette formation afin de devenir GFC. Lors de cette formation, un kit d'animation développé par l'UFPI est transmis à chaque GFC. Ce kit a pour objectif d'aider le GFC à réaliser son plan de formation local sur la crue en conformité avec les directives nationales d'EDF dans le domaine.

Les GFC sont alors en mesure de réaliser des formations sur l'hydrologie, le dossier crue, le retour d'expérience, la révision des consignes, la formation SIMBA unitaire et l'évaluation des capacités des stagiaires.

La formation SIMBA enchaîné

Les formations SIMBA enchaîné sont réalisées par des formateurs UFPI, ces formations représentent :

- en 2015, 32 sessions de formation pour 230 stagiaires (pour 14 configurations enchaînées) ;
- en 2016, 46 sessions de formation pour 340 stagiaires (pour 20 configurations enchaînées).

L'UFPI réalise la formation sur l'outil SIMBA enchaîné dans les GU pour tous les exploitants ayant un rôle à jouer dans l'exploitation de leurs aménagements en crue.

Cette formation est préparée par l'UFPI, via une convention de formation, en relation avec le management et le GFC afin de correspondre parfaitement aux besoins du GU. La formation est cadrée sur les points suivants :

- le scénario de formation avec, par exemple : une crue puis une décrue, le passage dans tous les états d'exploitations, la perte temporaire ou définitive des communications, les conditions d'une chasse, le changement de quart ;
- le scénario de simulation avec, par exemple : les cotes et débit initiaux de la simulation et le type d'hydrogramme à mettre en œuvre, les pannes sur les vannes et groupes de production.

L'animation de la formation est réalisée en deux temps, la simulation par les agents du scénario prévu, puis le débriefing. Après quoi, la formation fait l'objet d'un échange de synthèse.

Le débriefing est l'occasion pour les stagiaires d'expliquer à l'ensemble du groupe :

- la stratégie mise en œuvre par chacun pour gérer son aménagement en crue afin de respecter les rangs de la consigne,
- les décisions prises pour les changements d'état.

Ce débriefing permet des échanges entre agents sur les consignes et instructions. Ces débats participent à l'amélioration continue de ces documents opérationnels pour la gestion des crues et la pertinence du modèle SIMBA. Cet échange local sert par ailleurs à alimenter le REX national de l'outil et à décider, par exemple, des évolutions ou adaptations nécessaires.

En synthèse, les stagiaires apprécient de pouvoir s'exercer sur des crues centennales ou millénales à l'aide d'un simulateur représentant fidèlement leurs aménagements. C'est aussi un moment privilégié d'échanges et de partage entre agents du GU.

6. MODELISATION ET CONFIGURATION SIMBA DE LA VALLEE DU RHIN

6.1. Configuration de la vallée

Dans le Haut-Rhin, 4 centrales et leurs écluses sont implantées sur le Grand Canal d'Alsace (GCA) : Kembs, Ottmarsheim, Fessenheim et Vogelgrün. En parallèle du GCA, se trouve le lit naturel du « Vieux-Rhin » qui correspond à un tronçon court-circuité à la tête duquel se trouve l'unique barrage de tête (barrage de Kembs).

Suivent ensuite dans le Bas-Rhin, 4 aménagements hydroélectriques réalisés « en feston » directement sur le cours du Rhin. Chacun comprend son propre barrage qui dérive l'eau du fleuve vers la centrale : Marckolsheim, Rhinau, Gerstheim et Strasbourg.

A l'aval de Strasbourg se trouvent les 2 derniers aménagements hydroélectriques du Rhin qui n'appartiennent pas à EDF. La centrale et barrage ont été construits sur une même ligne, perpendiculaire au fleuve : Gamsheim et Iffezheim (seul le premier aménagement a été modélisé, le second est exploité par ENBW).

A Brisach et à Kehl, 2 barrages agricoles gérés par les collectivités territoriales allemandes créent une retenue d'eau utile au maintien du niveau de la nappe phréatique dans la plaine du Rhin.



Figure 2 : Les ouvrages hydrauliques de la vallée du Rhin

Enfin, plusieurs polders (surface inondable de plusieurs centaines d'hectares et pouvant contenir plusieurs millions de m³) activable en période de crue ont été aménagés sur les rives du Rhin. A titre d'exemple, les conditions d'utilisation du polder d'Erstein ont été arrêtées dans un cadre Franco-Allemand. Il est aujourd'hui prévu que celui-ci soit mis en eau dès que le débit du Rhin dépasse 3600 m³/s, ce qui se produit en moyenne une fois tous les 10 ans.

L'ensemble de ces ouvrages a été modélisé dans le cadre du développement de SIMBA Enchaîné, ce qui se traduit par :

- 7 barrages hydroélectriques dont 1 allemand ;
- 2 barrages agricoles allemands ;
- 10 centrales hydroélectriques, les trois centrales du GCA étant considérées comme un aménagement unique ;
- Environ 200 km de bief modélisés par Mascaret : GCA, Vieux-Rhin, Rhin canalisé ;
- 80 organes d'évacuations, parmi lesquels certains dont le début est influencé par le niveau aval ;
- 14 liaisons entre aménagements, dont 1 modèle Hayami ;
- 12 polders, 9 casiers, 6 affluents en plus de l'apport principal du Rhin à Bâle ;
- 3 scénarios de crues testés pour les besoins de la formation.

Le principe de gestion est basé sur une régulation de niveau indépendante et suffisamment robuste pour ne pas avoir à piloter les aménagements en débit. La vallée du Rhin ne nécessite pas une coordination de gestion des écoulements. La crue est gérée à chaque barrage de manière indépendante, ce qui est un modèle particulièrement robuste. Les opérateurs barrage sont amenés néanmoins à communiquer entre eux de manière informelle afin d'anticiper les passages d'états (compte tenu du délai de propagation) ou en cas d'anomalie de niveau ou de débit pouvant impacter respectivement l'aménagement amont ou aval. A noter le cas particulier des procédures d'écrêtement de crue qui nécessitent une information/coordination avec des entités externes (VNF, autorités allemandes) dans le cadre de l'activation des polders.

6.2. Le besoin de l'exploitant

- Disposer d'un modèle représentant le plus fidèlement possible la réalité physique observée sur le terrain : niveau amont, niveau aval, débitance de vanne, durée de transit, ...
- Visualiser les écoulements sur l'ensemble de la chaîne, l'évolution des niveaux et les débits en des points particuliers,
- Opérer les manœuvres à partir de synoptique d'armoires de commande les plus fidèle possible avec la réalité de terrain,
- A des fins d'entraînement, simuler des scénarios de crues exceptionnelles (crues de temps de retour peu probable) et tenant compte de situations dégradées (perte d'organe d'évacuation, anomalie de niveau liée à l'aménagement aval ou de débit lié à l'aménagement amont),
- Avoir un poste instructeur permettant de suivre l'ensemble des aménagements et d'intervenir sur eux (simulation de pannes, etc.).

6.3. Déroulement des études et développements

- 2008 : modélisation SIMBA-Mascaret des biefs et barrages français, en mode « unitaire » ;
- 2014 (juin à novembre) : modélisation en mode enchaîné de l'ensemble de la vallée, en incluant les barrages allemands et des polders ;
- Décembre 2014 : recette externe du modèle ;
- Janvier 2016 : Formation par l'UFPI des GFC en vue de démultiplication de la formation en local.

7. POINT PARTICULIER DE LA MODELISATION DU RHIN

La modélisation complète d'une vallée comme celle du Rhin exige de prendre en compte des phénomènes naturels de grande ampleur et les nombreuses particularités des sites.

La modularité de SIMBA enchaîné permet une modélisation très réaliste de l'ensemble des aménagements. Les singularités de chaque site et les différents modes de conduite peuvent être simulés de façon fidèle à la réalité. La notion d'enchaînement permet de reproduire au plus près la transmission des débits et la coordination des niveaux d'eau d'un aménagement à l'autre.

Quelques spécificités remarquables de la gestion en crue de vallée du Rhin avec SIMBA :

Spécificités de modélisation des retenues :

Les retenues des aménagements du Rhin sont en général canalisées et longues, ce qui peut occasionner des passages en mode transcritique en fonction des débits transités. Ainsi, la retenue de Strasbourg a dû être modélisée dans le modèle Mascaret en mode transcritique, alors que les autres biefs ont été modélisés en mode fluvial non permanent.

De même, le bief du vieux Rhin entre le barrage de Kembs et le barrage agricole de Breisach (soit une longueur de 40 km jusqu'à la queue de retenue) a fait l'objet d'études particulières pour parvenir à une modélisation optimale. Une première modélisation par modèle Saint-Venant 1D sur Mascaret donnait des résultats satisfaisants mais des temps de calcul beaucoup trop importants :

- Passages transcritiques, nécessitant une discrétisation fine (pas d'espace de 1 m, pas de temps de 0,06 s),
- Vitesse de simulation de 3 s/s (réel / cpu) incompatible avec les contraintes pratiques de formation (crue de 48h ...).

Une solution plus efficace a alors été développée, basée sur un modèle non linéaire de propagation de débit. Ce nouveau modèle donne de très bons résultats avec un temps de calcul beaucoup plus court. Son calage a été réalisé entre Kembs (PK 174) et la queue de retenue de Breisach (PK 214), puis a pu être intégré dans SIMBA :

- Interfaçage d'un module « Hayami » avec SIMBA 3.1 ;
- Vitesse de simulation augmentée à 30h/s.

Spécificités des biefs :

La gestion du Rhin en crue a pour objet de protéger les villes en aval en cas d'événement extrême. A cet effet, un programme de construction de polders est en cours pour disposer d'une série de bassins de rétention utilisables en fonction des débits observés. Des prises agricoles sont également présentes le long du fleuve.

Ces polders et prises ont été modélisés, avec une ouverture automatique en cas de débits importants (5 à Strasbourg, 2 à Strasbourg-Kehl, 1 à Gamsheim, 5 à Iffezheim).

Les affluents du fleuve sont aussi pris en compte (Ill, Kintzig, Rench...).

Spécificités des aménagements :

Les organes d'évacuation des différents barrages ont des caractéristiques différentes. La majorité des vannes sont de type secteur, surmontées d'un clapet de réglage. D'autres technologies de vannes sont présentes sur certains ouvrages :

- Breisach : clapets escamotables, venant s'intégrer à un seuil déversant une fois complètement abaissés.



Figure 3 : Coupe et photographie en position vannes effacées du barrage agricole de Breisach. Marckolsheim : vannes wagon superposées permettant un débit au-dessus ou en-dessous des demi-vannes :

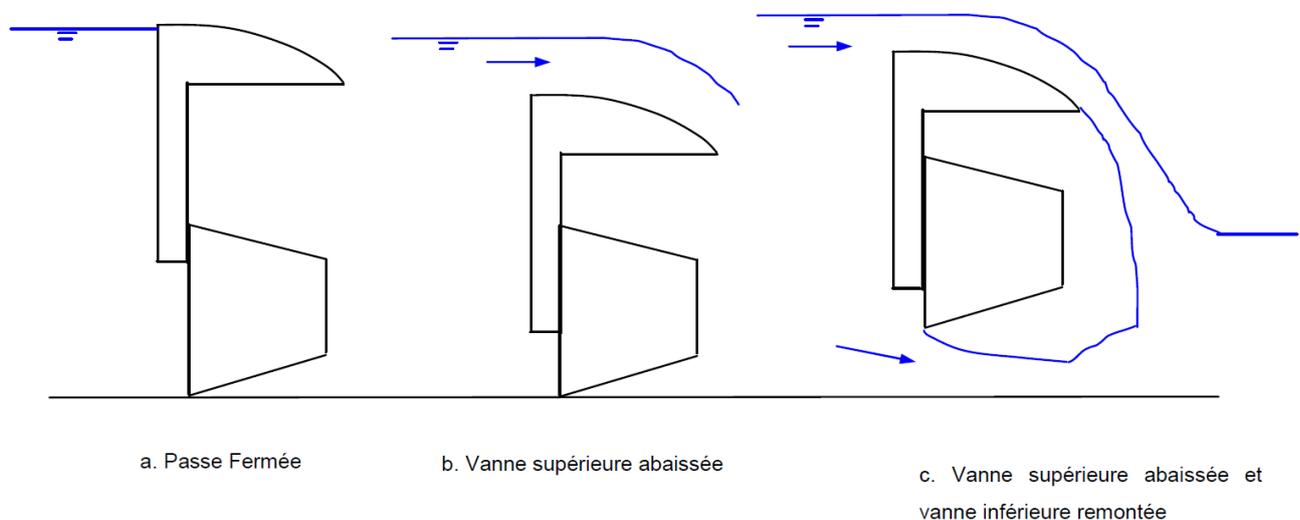


Figure 4 : Coupe de principe des vannes wagon à deux corps superposés du barrage de Marckolsheim.

Sur certains ouvrages, l'influence du niveau peut être sensible sur la débitance globale des évacuateurs. Les tables de débitance tiennent donc compte de cette influence à Kembs et Strasbourg.

Spécificités des lois de conduite :

Plusieurs spécificités remarquables ont été développées dans le modèle de la vallée du Rhin. Le mode de gestion des barrages EDF sur le Rhin est effectué suivant un algorithme de régulation de la cote de retenue (modèle LNHE).

Plusieurs ouvrages (Marckolsheim, Rhinau, Gerstheim) sont gérés par rapport à un niveau nominal du plan d'eau. En revanche, les barrages de Kembs, Strasbourg et Gamsheim sont gérés suivant une loi de conduite en régulation du plan d'eau par rapport à un niveau variable en fonction du débit entrant (loi d'abaissement).

De plus, à Kembs, la régulation s'effectue suivant un point de réglage situé à la hauteur du port de Bâle (Huningue) tant que le débit entrant n'excède pas 2800 m³/s, de façon à garantir au mieux les conditions de navigation. Au-delà de ce débit, la régulation bascule vers un point de réglage situé à proximité immédiate du barrage de Kembs.

Les lois de conduite des ouvrages non EDF ont été modélisées sur la base de leurs consignes de crues, afin de reproduire leurs comportements durant les formations.

Le barrage d'Iffezheim présente une loi de conduite par régulation de niveau par rapport à un niveau variable suivant une loi d'abaissement (proche de celle de Gambsheim). Les barrages agricoles de Breisach et de Strasbourg-Kehl sont, quant à eux, gérés suivant des lois particulières :

- Breisach : régulation à un niveau constant (192 NN) tant que le débit reste inférieur à 800 m³/s au limnimètre de Rheinfelden, puis réalisation d'un effacement avec une phase de pré-vidange en suivant un surdébit contrôlé (+ 40 m³/s) ;
- Strasbourg-Kehl : régulation à cote constante (140 NN) tant que le débit reste inférieur à 2800 m³/s au limnimètre de Kronenhof (environ 1300 m³/s au barrage), puis réalisation d'une pré-vidange en suivant une loi de surdébit progressive. Une phase de rétention est alors observée si le débit au barrage excède 3800 m³/s au limnimètre de Maxau (soit environ 2200 m³/s au barrage), et tant que la cote au barrage ne dépasse pas 144,50 NN. L'abaissement du plan d'eau est également contrôlé à la décrue. Il convient aussi de noter que les évacuateurs de crue de ce barrage combinent un déversoir et des vannes secteur.
-

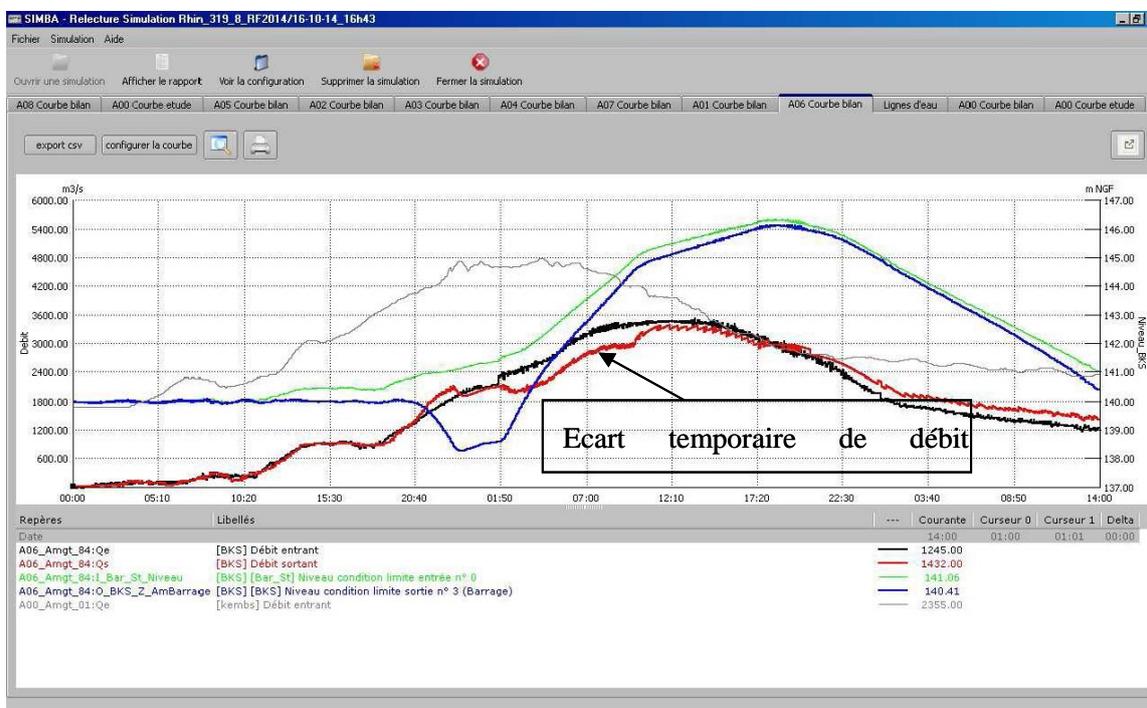


Figure 5 : Exemple de gestion en crue au barrage de Strasbourg-Kehl avec procédure de rétention

La gestion des centrales en chaîne sur le Grand Canal d'Alsace est représentée par une gestion automatique du débit turbiné.

En conclusion, c'est bien l'extrême modularité du configurateur de SIMBA qui permet la prise en compte d'autant de caractéristiques spécifiques en un seul modèle coordonné.

Les modèles SIMBA permettent une simulation de la gestion en crue de l'ensemble des aménagements du Rhin :

- ✓ En utilisant les synoptiques qui reproduisent fidèlement la configuration du panneau de contrôle de chaque barrage ;

- ✓ De façon simultanée et fortement couplée : les débits évacués par un aménagement amont sont ceux qui entrent dans l'aménagement suivant. Les niveaux aval des vannes sont ceux issus du modèle Mascaret de l'aménagement aval ;
- ✓ En mode « rendez-vous » : le modèle pilote la vallée, jusqu'à un temps t au-delà duquel les exploitants reprennent la main en mode manuel. Cela permet par exemple de cibler une formation sur une phase délicate.

8. CONCLUSION

Sur le Rhin comme sur les autres vallées, l'exploitant s'est montré satisfait de la capacité de l'outil à simuler des crues en reproduisant fidèlement le fonctionnement hydraulique de la vallée.

Sur le Rhin en particulier, l'outil permet d'appréhender la gestion de crue de manière globale et donne l'occasion d'un partage d'expérience enrichissant entre les différents formateurs crues et chargés de conduite.

L'outil permet également de simuler l'influence des écarts d'un bief sur l'autre en mettant le chargé de conduite en situation de communication avec les aménagements périphériques.

La simulation en mode enchaîné de la vallée du Rhin apporte donc une vision globale et simultanée précieuse pour la compréhension de la gestion des différents barrages et une meilleure approche des conséquences en cascade de la gestion d'un bief.

La « plasticité » de SIMBA a permis de simuler les multiples configurations et particularité des ouvrages présents sur la vallée.

Les exploitants sont pleinement satisfaits du fonctionnement de l'outil de simulation. Une plateforme dédiée au Rhin est mise en œuvre en Alsace pour pouvoir former les 80 agents autorisés à passer les crues du Rhin.

GLOSSAIRE

Bief : Portion de canal ou de rivière situé entre au moins deux ou plusieurs ouvrages (barrages ou écluses).

BMR : Barrage Mobile en Rivière

GU : Groupement d'Usines

GFC : Grands Formateurs Crue

GCA : Grand Canal d'Alsace

Écoulement Transcritique : Caractérise un écoulement « mixte » fluvial et torrentiel dans un même tronçon. Dans Mascaret ces écoulements sont traités pas un noyau de calcul spécifique.

NN : Normalnull (littéralement « zéro normal » en allemand) était le référent altimétrique en vigueur en Allemagne et en Alsace depuis 1912 et dont le niveau zéro correspond au niveau moyen de la mer du Nord. Depuis les années 1990, il a été remplacé en Allemagne par le système DHHN92 (DHHN pour Deutsches Haupthöhennetz, l'ancien système NN continuant à être utilisé en Alsace.

Polder : A l'inverse des polders néerlandais qui permettent de gagner des terres sur l'eau, les polders rhénans sont des bassins de rétention destinés à être inondés pour stocker d'importants volumes d'eau en cas de crues du Rhin [5].

Coordinateurs de crue : Dans certaines chaînes d'ouvrages complexes ou réalisant des manœuvres coordonnées pour réaliser des transparences par exemple, la conduite de la crue peut être pilotée par un coordinateur qui a une vue d'ensemble.

RN : Cote de Retenue Normale, Il s'agit de la cote maximale que la retenue peut atteindre en exploitation normale hors épisode de crue.

IHM : Interface Homme-Machine

Interface Générale de Commande : Ensemble de modules logiciels standardisés développés par CIH pour gérer les Interfaces Homme Machines, les données (notamment leur filtrage), etc.

Convention de formation : Document établi entre l'entité en charge d'assurer la formation (UFPI) et l'équipe formée (Groupement d'Usines généralement) et qui définit notamment les scénarios prévus, les interlocuteurs, le nombre de personnes à former, les « préalables » nécessaires, etc.

MCO : Maintien en Conditions Opérationnelles

Mode démonstration / mode manuel : SIMBA permet la simulation du fonctionnement des aménagements en deux modes :

- En mode démonstration : Le modèle simule seul les lois de conduites de chaque aménagement ;
- En mode manuel : Les utilisateurs pilotent les organes d'évacuations pour gérer la crue.

RÉFÉRENCES ET CITATIONS

- [1] SIMBA - le simulateur de barrage pour la formation des exploitants à la gestion des ouvrages hydrauliques en crue - Laurent Del Gatto, Pierre Mazingue, Eric Demay - Publication au Colloque CFBR-SHF: «Dimensionnement et fonctionnement des évacuateurs de crues», 20-21 janvier 2009, Lyon
- [2] MASCARET : An Open Source 1D Simulation Code for Flow Hydrodynamic with a Generic Application Programming Interface – Jean-Marc LACOMBE, Fabrice ZAOUI, Nicole GOUTAL - OpenWater 2013, Brussels, Belgium
- [3] MASCARET : a 1-D open-source software for flow hydrodynamic and water quality in open channel networks – Nicole GOUTAL, Jean-Marc LACOMBE, Fabrice ZAOUI, Kamal EL KADU ABDERREZZAK – River Flow 2012, Mulrillo (Ed.), Taylor & Francis Group, London, pp. 1169-1174
- [4] Hayami non linéaire, tel qu'implémenté dans SIMBA, n'a pas fait l'objet de communication externe à EDF. Le code développé se base en partie sur différentes publications traitant de modélisation hydraulique ou de solveurs numériques, notamment :- A generalized, non-linear, diffusion wave equation : theoretical development and application - M. Silvapalan, B.C. Bates, J.E. Larsen – Journal of Hydrology (1997) 192, 1-16 - Mass and momentum conservation in the simplified flood routing models - D. Gariorowski, R. Szymkiewicz – Journal of Hydrology (2007) 346, 51-58 - Comparative study of numerical schemes used for one-dimensional transport modeling - A. Gajdos, S. Mandelkern – 2nd Int. PhD Symposium in Civil Engineering – Budapest 1998 - Conditions aux limites pseudo-absorbantes pour l'équation de diffusion - INRIA - Rapport de recherche n° 505 - mars 1986

- [5] La gestion durable du risque inondation : Les polders - GOUIFERDA Khalid, GRUNENBERGER Jean, RUEDA Clément - Ecole Nationale du Génie de l'Eau et de l'Environnement de Strasbourg Séminaire Développement Durable 2011

ANALYSE ET CAPITALISATION DU RETOUR D'EXPERIENCE – LIEN AVEC LE PROCESSUS DE FORMATION À LA CONDUITE EN MANUEL DES BARRAGES.

Analysis and capitalization of experience feedback – Link with the process of training has the dams manual conduct.

DOI : 10.24346/cfbr_colloque2016_e01a

François-Xavier Hostin,

Compagnie Nationale du Rhône, LYON

Téléphone : +33 (0) 4 26 23 19 14, f.hostin@cnr.tm.fr

Sandie Devillard,

Compagnie Nationale du Rhône LYON

Téléphone : +33 (0) 4 26 23 19 58, s.devillard@cnr.tm.fr

Jean-Pierre Chelle,

Compagnie Nationale du Rhône LYON

Téléphone : +33 (0) 4 72 00 68 74, j.chelle@cnr.tm.fr

MOTS CLÉS

Simulateur, conduite, évaluations, opérateur, sûreté hydraulique, exploitation.

RÉSUMÉ

La maîtrise de la conduite d'un aménagement en exploitation normale et en crue constitue un élément essentiel de la sûreté hydraulique. Bien que conduit en automatique, il est nécessaire en cas de dysfonctionnement des automates que l'exploitant reprenne la conduite en manuelle.

Il est donc important de permettre à l'exploitant d'acquérir, de maintenir des compétences et des comportements nécessaires à la conduite manuelle des installations en période de crue, dans le respect des consignes d'exploitation. Le simulateur SIAM répond à ce besoin.

L'apprentissage de cette conduite sur ce simulateur et les moyens d'évaluations font l'objet du présent rapport.

ABSTRACT

The control of the conduct of a hydraulic structure in normal exploitation and during a flood establishes an essential element of the hydraulic safety. Although driven in automatic, it is necessary in case of dysfunction of the automatons that the operators take back the conducy in manual worker.

It is thus important to allow the operators to acquire, to maintain skills and behavior necessary for the manual conduct of the installations in period of floods, in the respect for the instructions of exploitation. The simulator SIAM answers this need.

Learnings of this conduct on this simulator and the ways of evaluations are the object of the present report.

1. INTRODUCTION

1.1 Sûreté hydraulique

La Sûreté Hydraulique correspond à l'ensemble des dispositions prises, de la conception à l'exploitation des ouvrages pour prévenir tout risque lié à l'existence ou au fonctionnement de nos aménagements.

Les aménagements de la CNR sont conduits en période normale par des automates et des calculateurs, pour des débits les plus bas comme pour les débits de crue les plus importants. L'occurrence et le caractère exceptionnel

des crues, le bon fonctionnement des automatismes de conduite ne permet pas toujours aux exploitants de conduire en réel et en manuel les barrages mobiles. Ces barrages doivent pouvoir évacuer en toute circonstance (jusqu'à la crue de projet) le débit du fleuve.

Ils constituent l'organe de sécurité de nos aménagements. La compétence des opérateurs de conduite, chargés d'exploitation, ne doit pas être mise en cause et doit être opérationnelle, prioritaire et immédiate en cas de repli des calculateurs. Pour toutes ces raisons un outil d'entraînement est donc nécessaire. Le **SI**mulateur d'**AM**énagement **SIAM** permet depuis début 2016 de reproduire des situations incidentielles ou des crues passées, de simuler des situations accidentelles. Le résultat de ces entraînements permettra une évaluation individuelle, qui déterminera un niveau d'opérateur.

1.2 Spécificités aménagements du Rhône

CNR est le deuxième producteur français d'hydroélectricité avec 15.7 TWh de production en moyenne par an. Dix-huit aménagements avec 20 barrages vannés (dont 19 mobiles) constituent le parc de production. Les aménagements du Rhône n'ont pas été conçus pour contenir ou même réduire les effets de crue : le fonctionnement et l'exploitation est du type fil de l'eau. Il n'y a donc aucune capacité de stockage dans les retenues délimitées par les digues, usine et barrage.

En général, la conduite de l'aménagement est assurée par un automate chargé de la commande des ouvrages. En cas de défaillance de cet automate, la conduite est reprise en manuel.

2. ENJEUX ET CONTRAINTES

Les contraintes fondamentales pour l'exploitation d'un aménagement hydroélectrique sont aux nombres de deux et se traduisent par la garantie de :

- La sécurité publique associée à celle des ouvrages (sûreté hydraulique) ;
- La non-aggravation des conséquences de la crue par rapport à ce qui se passerait à l'état naturel (situation préexistante immédiatement avant aménagement), en particulier la non-aggravation des niveaux des crues comme des débits

2.1 Respect des consignes d'exploitation

CNR a reçu concession de l'Etat pour l'aménagement et l'exploitation du Rhône entre la frontière Suisse et la mer Méditerranée dans les conditions déterminées par le Cahier des Charges Général annexé à la convention de concession générale. Ce cahier des charges général est décliné en cahier des charges spécial (particulier à un aménagement), puis en consigne d'exploitation approuvée par l'Administration (DREAL).

Ces consignes précisent la conduite de l'aménagement en exploitation normale et en crue. Elles sont établies en regard des objectifs fixés dans la Consigne Générale d'Exploitation et précisent les modalités mises en œuvre pour garantir le respect de ces objectifs. La consigne d'exploitation normale et en crue précise les lois de niveau introduites dans l'automate en conduite automatique, lois que les agents d'astreinte auront également à suivre lorsqu'ils auront exceptionnellement à assurer la conduite manuelle des ouvrages. Cette loi de niveau a été établie en vue de respecter les prescriptions du Cahier des Charges et les objectifs et contraintes fixés dans la Consigne Générale d'Exploitation.

2.2 Neutralité des aménagements



En période de crue, les barrages s'ouvrent progressivement pour évacuer les débits, en surplus de ceux transitant par l'usine. Ces évacuations doivent être faites dans le respect des consignes, en n'aggravant pas les effets de l'écoulement que la crue aurait eu avant aménagement. Cette neutralité s'applique tant sur les débits que sur les lignes d'eau naturelles. Les ouvrages de la CNR reposent donc sur le principe de ne jamais déverser à l'aval des installations en période de crue plus d'eau qu'il n'en arrive à l'amont, au temps de propagation près. La CNR a l'obligation juridique de respecter ce principe de neutralité.¶

¶ Légende 1°: Barrage de Pierre Bénite ¶
en janvier 2012 ¶

2.3 Niveaux opérateurs et Formation :

Deux niveaux opérateurs ont été définis pour la conduite des aménagements.

Etre « opérateur 2 » signifie avoir les capacités de conduire en parfaite autonomie les installations (barrage et usine) en possédant une connaissance approfondie des consignes d'exploitation, en ayant le geste sûr grâce à des mises en situations réelles et en ayant réussi plusieurs conduites sur simulateur SIAM.

« Un opérateur 1 » est un agent en cours d'acquisition d'expérience et d'apprentissage. Il travaillera la conduite sur ordre et/ou accompagnement d'un opérateur de niveau 2. Sa marge de manœuvre est soumise et limitée à des périodes de crue calmes, et avec un fonctionnement non dégradé. Ses entraînements se feront avec le simulateur de conduite SIAM (Simulateur AMénagement).

La formation se compose d'une session initiale avec :

- Description de l'aménagement des opérateurs et ses spécificités,
- Appropriation des documents d'exploitation (consignes et courbes d'exploitation, instructions permanentes d'exploitation, courbes et tableaux de débitance),
- Explication des phénomènes hydrauliques,
- Conduite d'un scénario simple

Cette formation initiale est consolidée l'année suivante, puis tous les deux ans, d'un entraînement sur le simulateur SIAM avec une évaluation individuelle nominative. Les scénarios peuvent mettre en œuvre :

- Des crues de type cévenoles,
- Des crues théoriques avec de forts gradients,
- Des crues réelles,
- Des situations délicates de la consigne comme les changements de points de réglage,
- Des manœuvres d'exploitation comme des transferts de débit de l'usine vers le barrage (dégrillage) en prenant en compte les temps de propagation.

Les évaluations de simulation sont formalisées, archivées et transmises au responsable d'aménagements (voir §5). Les formations se font toujours en présentiel, avec un ingénieur d'exploitation chargé de formation. Les sessions d'entraînement se font sur quatre aménagements successifs et « enchaînés les uns aux autres ». Ce qui signifie que les actions de l'amont se répercutent directement dans l'aménagement suivant en aval.

3. METHODE DE CONDUITE MANUELLE (PRINCIPE)

La conduite manuelle doit être simple, intuitive mais rigoureuse. Lorsque les calculateurs n'étaient pas en place dans les années 70/80, les chefs de quart « conduisaient » les aménagements en regardant les niveaux aux points de réglage. Ils ouvraient de manière progressive les vannes : si le niveau montait, ils effectuaient une ouverture, jusqu'à stabilisation du niveau. D'autres ouvertures se faisaient ensuite pour retrouver le niveau de consigne. C'est une conduite typique d'une régulation Proportionnelle Intégrale. Pour éviter d'avoir des variations de débit, trop importantes et subites, ils surveillaient le débit entrant dans l'aménagement, ce qui constituait une

sorte d'anticipation. Dans la conduite manuelle des barrages en crue, on a poursuivi cette pratique en la mettant en équation.

$$\text{PI}\Delta Q = a \cdot \Delta Q_{EP} + K_p(Z_t - Z_{t-1}) + K_i(Z_t - Z_c) \quad \text{où :}$$

PIΔQ est la variation de débit à apporter au barrage à chaque pas de calcul, typiquement 15 minutes

ΔQ_{EP} est la variation de débit entrant, propagé au point de réglage et « a » le coefficient d'anticipation

Z_t est la mesure du niveau à l'instant t, et Z_{t-1} est la mesure de niveau au pas de calcul précédent ; K_p est le coefficient d'action proportionnelle multipliant la variation de niveau

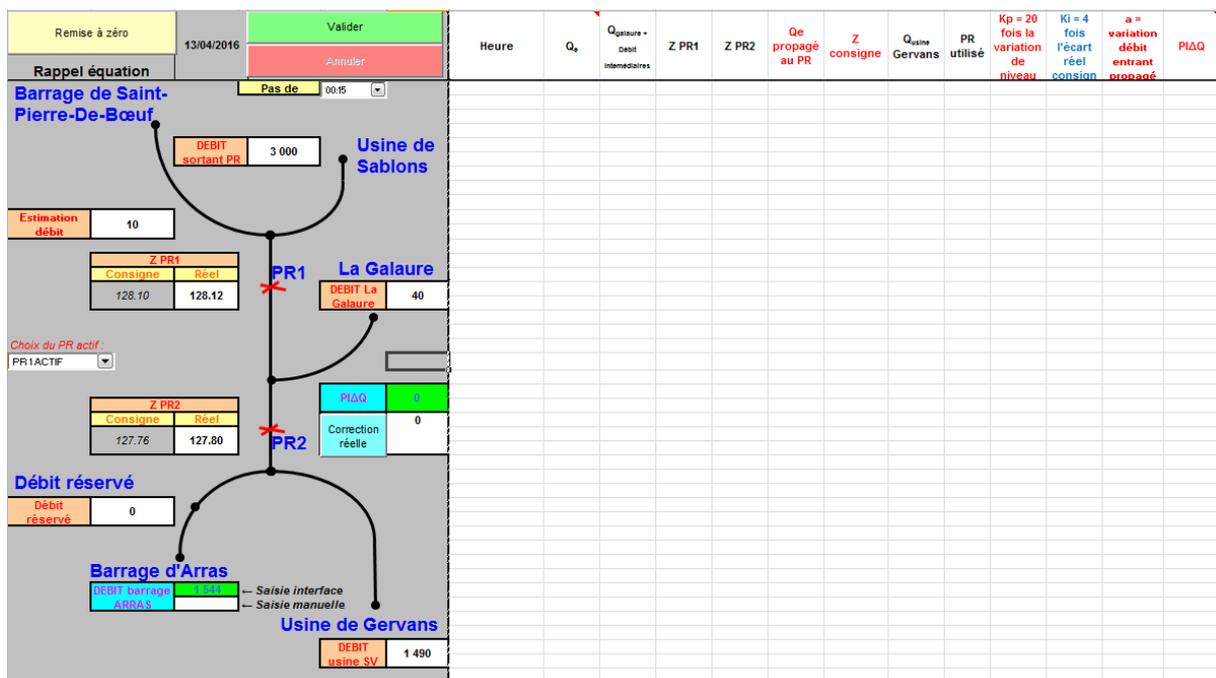
Z_c est la valeur de la consigne de niveau ; K_i est le coefficient d'action Intégrale multipliant l'écart de niveau à la consigne

Le stagiaire renseigne l'hydrologie en indiquant les différents débits entrants dans l'aménagement (débits amont et débit des affluents), le débit sortant (débit usine de l'aménagement) ainsi que les niveaux aux points de réglage et les niveaux de la consigne d'exploitation en fonction du débit de pilotage. Il renseigne la position des vannes supérieures et inférieures), les niveaux amont et/ou aval du barrage pour calculer le débit au barrage.

Ces calculs sont faits toutes les 15 ou 20 minutes selon les aménagements. Ils sont tracés dans une feuille Excel. Les courbes de débits, de niveau dans le temps, de niveau sur la consigne d'exploitation sont tracées au fur et à mesure que les données sont rentrées.

Le stagiaire peut renseigner un certain nombre de commentaires afin de faciliter l'analyse après la conduite.

Ces calculs permettent de donner une tendance sur la manœuvre à indiquer au simulateur (ouverture/fermeture) mais ne se substitue en rien à la réflexion.



Légende 2 : Feuille de calcul de l'aménagement de Saint Vallier

4. SIAM OUTIL DE FORMATION

4.1 Présentation

Le simulateur SIAM est un outil qui permet de se former à la conduite de l'aménagement. Il n'est pas utilisé en outil de comportement, permettant notamment de mettre au point des consignes d'exploitation. C'est une application Web dite « client léger » qui fonctionne en intranet à CNR sous Internet Explorer 11. Un exploitant pourra s'entraîner à conduire de son usine, et non pas uniquement lors des sessions de formation. La notion d'e-learning est donc possible, permettant au stagiaire une autonomie de formation, tout en ayant un encadrement

pédagogique. Toutes les simulations sont enregistrées sur un serveur central, permettant une analyse à posteriori entre le stagiaire et le formateur.

La maintenance de cet outil est entièrement gérée par CNR, laissant la possibilité de faire évoluer cet outil, s'adaptant ainsi aux évolutions potentielles des ouvrages

SIAM a été paramétré pour gérer huit stagiaires. Plusieurs possibilités s'offrent au formateur pour entraîner les stagiaires à la conduite manuelle de barrage. Les plus novices seront entièrement indépendants des autres conduites, pouvant pleinement prendre conscience du fonctionnement de son aménagement. Les plus chevronnés auront leur aménagement enchaînés entre eux, représentant ainsi la réalité. Leur conduite a donc des conséquences sur les aménagements amont et surtout aval.

La salle de formation, située à Pierre Bénite dans le Rhône est dimensionnée pour former huit personnes maximum. Le poste de travail du stagiaire est composé d'un ordinateur PC avec deux écrans 24 pouces pour utiliser le logiciel SIAM et d'un ordinateur portable utilisé pour le calcul du débit au barrage (Voir §3).

Avant chaque session de formation, il est rappelé aux stagiaires les consignes d'exploitation de son aménagement ainsi que le principe de la feuille de calcul Excel. Annuellement 180 personnes sont régulièrement formées, sur des cycles de deux ans. SIAM est aussi utilisé pour découvrir les phénomènes hydrauliques auprès de personnes non techniciennes, et aussi pour simuler des scénarios d'exercice de crises.

4.2 Fonctionnalités

Le simulateur SIAM est le fruit d'une coopération entre les services d'Ingénierie, de Maintenance et d'Exploitation. Cet outil est composé d'un ensemble de trois modules visant à simuler la conduite en manuelle d'un aménagement (barrage et usine) :

- 1^{er} module : la simulation de retenue

La simulation de retenue consiste à modéliser un aménagement afin de prendre en compte les caractéristiques propres à cet aménagement (Barrage, usine) ainsi que la géométrie complexe du cours d'eau (lit mineur, majeur et casiers) tout en simulant des conditions hydrologiques (crue, étiage etc....).

La modélisation mathématique de l'aménagement est effectuée à partir du logiciel « CRUE », développé à CNR. Le modèle, simulant le comportement hydraulique d'une rivière, est basé sur l'intégration numérique des équations de Barré-Saint-Venant appliquées le long des biefs. Ces biefs sont séparés par des profils en travers permettant la meilleure représentation physique du tronçon à modéliser.

L'actualisation de ces modèles (bathymétrie notamment) est régulièrement mise à jour. Le comportement hydraulique ainsi simulé dans SIAM est fidèle à la réalité.

- 2^{ème} module : La régulation prédictive

Le principe de la régulation prédictive est de prédire le comportement futur du processus soumis aux perturbations actuelles. En fonction de débits entrants (débit en amont et débit des affluents), du niveau de consigne, la régulation prédictive donne un débit de consigne sortant de l'aménagement.

L'objectif est de respecter la consigne d'exploitation de l'aménagement en étant :

- précis (obtenir un écart minimal voir nul),
- dynamique (le temps de rattrapage doit être le plus court possible),
- stable (en régime transitoire l'écart maximal admissible entre la consigne et la mesure doit être limité).

- 3^{ème} module : Simulation des process

Le principe de la simulation du procédé est de modéliser les actions sur les commandes des organes (vanne au barrage, groupe à l'usine et vanne déchargeurs à l'usine). Les notions d'ouverture et de fermetures sont simulées, de même que les notions de défaut ou d'alerte de niveau atteint.

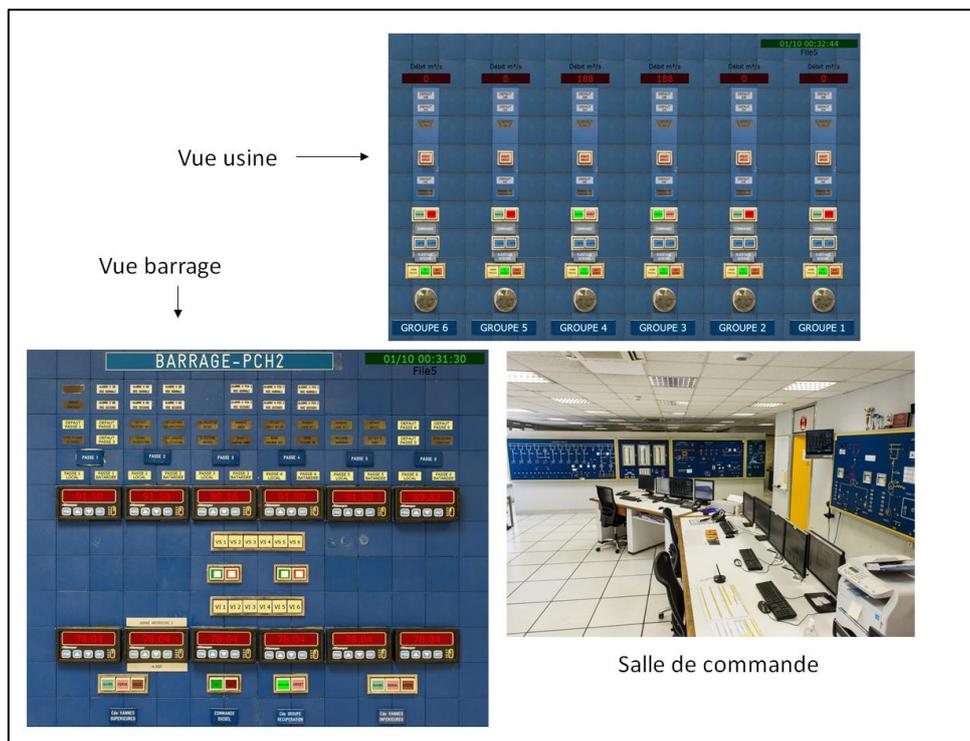
Au barrage, la simulation d'ouverture ou de fermeture des vannes entraîne l'augmentation ou la diminution du débit au barrage en lien avec les conditions hydrauliques (cote amont/aval barrage) et la débitance des vannes.

La simulation de prise de charge des groupes entraîne une modification du débit de l'usine en lien avec les conditions hydrauliques (cote amont et aval).

4.3 Interfaces Homme Machine de SIAM

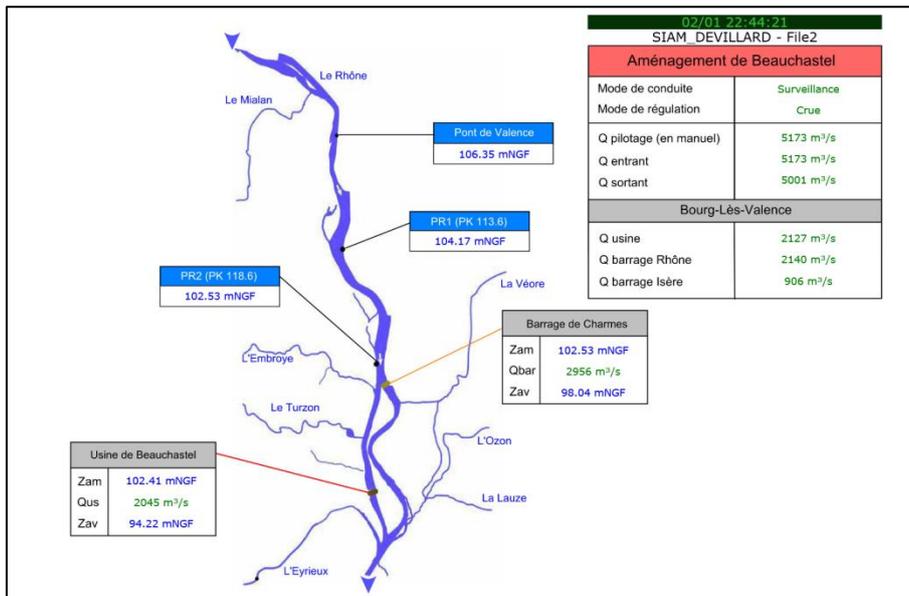
Application Web, SIAM se présente sous forme de différents onglets. Pour chaque onglet, il propose :

- Une vue « commande barrage » : Une photo du panneau de commande du barrage a été prise et les boutons ont été ensuite animés afin de simuler des manœuvres de vannes.
- Une vue « commande usine » : Elle représente une photo du panneau de commande du panneau des groupes.



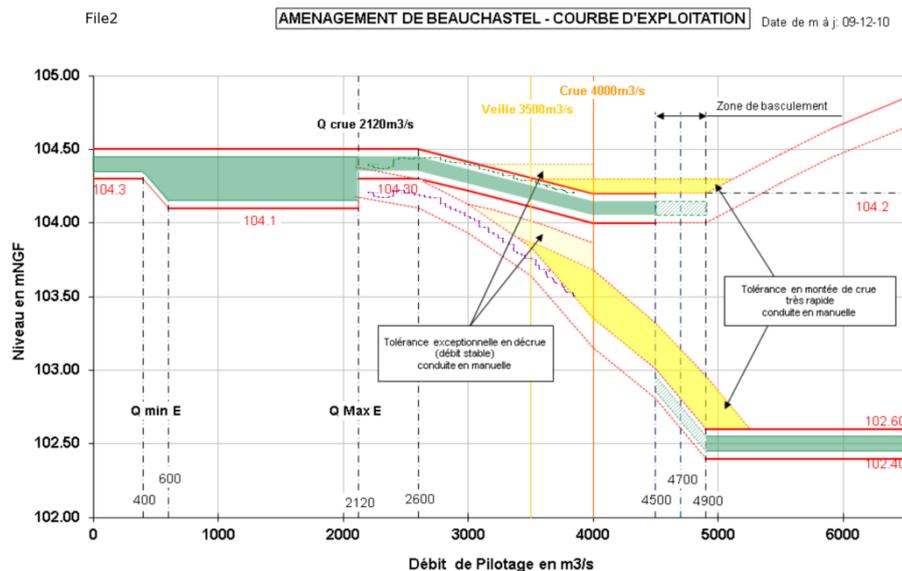
Légende 3 : Vue des onglets commandes « Barrage » et « Usine » dans SIAM et la salle de commande

- Une vue « synoptique » : Elle représente une vue schématique de l'aménagement, où les débits entrants/sortants/ouvrages et les niveaux aux points de réglages/amont et aval ouvrages, sont renseignés.



Légende 4 : Vue de l'onglet « Synoptique » dans SIAM

- Une « vue courbe d'exploitation » : Elle représente la consigne d'exploitation de l'aménagement avec le tracé de la conduite au point de réglage actif.



Légende 5 : Vue de l'onglet « Consigne d'exploitation » dans SIAM

- Une « vue restitution graphique » : Elle représente les courbes des débits entrants/sortants/ouvrages et des niveaux aux points de réglages et amont/aval ouvrages.

4.4 Scénarios

Il est possible dans SIAM de simuler tous types de scénarios. Du scénario à faible hydrologie aux plus fortes crues théoriques ou passées. La gestion des lâchers d'alerte, les changements de loi de consigne ou la gestion de conduite en crue sont des exemples de scénarios généralement présentés aux participants.

Le simulateur permet aussi le masquage d'une partie ou de l'ensemble des informations (débits ou niveaux). Cette dissimulation permet de simuler la perte d'informations que l'exploitant peut rencontrer sur le terrain (perte d'une transmission de niveau, ou capillaires bouchés par exemple).

Il est possible de simuler des incidents d'exploitation. Des déclenchements de groupes, des défauts de vannes, représentent les défauts mécaniques, électriques ou externes que l'exploitant peut rencontrer à l'usine.

SIAM a la capacité de simuler des Evènement Significatifs pour la Sureté Hydraulique (ESSH) qui ont pu se produire. Ces scénarios consistent à mettre en situation le stagiaire. L'ingénieur chargé de formation pourra tester sa conduite (savoir-faire) mais aussi son comportement (savoir-être). Il lui est proposé par exemple de rattraper un niveau de consigne particulièrement haut ou particulièrement bas.

5. EVALUATIONS

Les évaluations sont de deux ordres : les connaissances de l'aménagement et de ses consignes, et le savoir-faire. Deux outils ont été développés pour celles-ci : SimulEval, et le simulateur SIAM.

5.1 Test de connaissances : SimulEval

SimulEval est une application informatique développée en interne à CNR. Une série de 12 questions à choix multiple est tirée au sort parmi un panel de 60 questions par aménagement. Un pourcentage de réussite de 70 % est demandé à un opérateur 2, tandis que 50 % suffisent pour un opérateur 1. Ces questionnaires sont régulièrement mis à jour. Les questions sont ciblées sur les périmètres de travail des opérateurs. Les managers ont accès aux résultats et peuvent éventuellement compléter les lacunes de connaissances. Les tests sont aussi archivés et peuvent être édités à la demande.



Légende 6 : Application « SimulEval »

5.2 Evaluation conduite sur simulateur

Les critères d'évaluations des simulations sont

- Respect des directives et/ou instructions d'exploitation
- Respect des tolérances de niveau aux points de réglages
- Gradient de débit sortant
- Pas de surdébit important et durable, ni de dépassement de la pointe de crue
- Pas de manœuvres opposées et successives des vannes
- Respect des règles de manœuvres des organes
- Comportement responsable et de sécurité
- Confiance en soi
- Confiance du formateur envers le participant.

L'ingénieur d'exploitation chargé de formation rédige un compte rendu par stagiaire sur l'ensemble de ces critères et émet un indice de confiance. Cet indice de confiance (0 pour pas du tout confiant et 9 entièrement confiant) aidera la décision du responsable hiérarchique pour l'habilitation de son agent à la conduite manuelle. Les niveaux d'habilitation (OP1 ou OP2) devront toujours être validés par une mise en situation en réelle.

Remarques sur le participant : DUPONT Michel	
⇒ Respect de la consigne (tolérances) :	
Oui <input checked="" type="checkbox"/>	dépassée temporairement <input type="checkbox"/> peu respectée durablement <input type="checkbox"/>
⇒ Respect des rangs d'objectifs définis dans la DPE ou IPE	
Oui <input checked="" type="checkbox"/>	Aggravation débit entrant <input type="checkbox"/> Dépassement du niveau naturel <input type="checkbox"/>
⇒ Respect de la feuille de calcul de conduite :	
Oui <input type="checkbox"/>	oui après compréhension <input type="checkbox"/> oui avec bonne interprétation <input checked="" type="checkbox"/> non <input type="checkbox"/>
⇒ Variation de débit barrage :	
Manœuvres antagonistes répétées <input type="checkbox"/>	Gradients trop importants <input type="checkbox"/>
Manœuvres trop « timides » ou tardives <input type="checkbox"/>	Calcul débit barrage correct <input checked="" type="checkbox"/>
⇒ Sérénité de l'opérateur sur simulateur :	
Pas à l'aise <input type="checkbox"/> pas très à l'aise <input type="checkbox"/> A l'aise <input checked="" type="checkbox"/>	Excès de confiance en soi <input type="checkbox"/>
⇒ Adéquation des résultats présentés ci-dessus avec la complexité du scénario :	
A correctement conduit <input checked="" type="checkbox"/>	A conduit au mieux <input type="checkbox"/> A fait des erreurs de conduite <input type="checkbox"/>
⇒ Avis du formateur à l'attention du management de l'opérateur:	
Capable de conduire seul <input checked="" type="checkbox"/>	Conduite avec accompagnement <input type="checkbox"/>
Besoin d'accompagnement <input type="checkbox"/>	Retour en recyclage conseillé <input type="checkbox"/>
⇒ Indice de confiance donné par formateur: de 0 (pas du tout confiance) à 9 (complète confiance en sa capacité à conduire) :	
<p>Opérateur 1</p> <p>Opérateur 2</p>	

Légende 7 : Fiche d'évaluation nominative

6. CONCLUSIONS

La maîtrise de la conduite d'un aménagement en exploitation normale et en crue constitue un élément essentiel de la sûreté hydraulique. Pour ce faire, il est indispensable de disposer en permanence d'un personnel disponible, compétent, parfaitement entraîné. La garantie d'une conduite maîtrisée repose sur un solide professionnalisme et un maintien régulier des compétences. Il est certes impératif de former, d'entraîner le personnel d'exploitation à la conduite en manuel, mais il est tout aussi important de pouvoir évaluer la capacité à conduire l'aménagement en crue.

Le simulateur SIAM permet l'entraînement à la conduite, et SimulEval permet le test de connaissances nécessaire à la conduite.

L'évaluation de la conduite en manuelle se déroule en deux étapes :

- Une évaluation des connaissances de l'aménagement et de ses consignes via l'outil SimulEval.
- Une conduite sur le simulateur SIAM en respectant les contraintes d'exploitation.

En fin de simulation, un échange entre le formateur et le stagiaire est effectué pour qu'il comprenne les erreurs commises. Le formateur estime un indice de confiance sur la conduite de barrage en manuel, pour que le responsable d'aménagement valide la qualification de ses agents d'exploitation.

DISCUSSION SUR LES MECANISMES DE DEFAILLANCE DES BARRAGES-VOÛTES. RETOUR D'EXPERIENCE DE L'ACCIDENTOLOGIE ET DE L'INCIDENTOLOGIE

Discussion about arch-dam failure mechanisms. Informations provided by accidents and incidents analysis

DOI : 10.24346/cfbr_colloque2016_e02

Eric Bourdarot

EDF-CIH 73373 Savoie Technolac. France

eric.bourdarot@edf.fr

MOTS CLÉS

Adaptation, stabilité, confortement, sous-pressions, thermique, gonflement, béton, appuis, érosion, interface, fondation, états-limites

RÉSUMÉ

L'analyse de l'accidentologie et de l'incidentologie des barrages-voûtes fournit un ensemble d'informations utiles tant à la compréhension du comportement des ouvrages, que dans l'exercice délicat consistant à se projeter dans des situations proches de la rupture. Structures hyperstatiques, elles sont le siège de processus normaux d'adaptation et de redistribution d'efforts. Ces processus lorsqu'ils dépassent ceux acceptables dans le cadre d'un état-limite de service peuvent conduire à des ruptures locales qui doivent être distinguées des processus de rupture globale de l'ouvrage, attribuables principalement à celle des appuis.

ABSTRACT

Arch dams accidentology and incidentology analysis provides a lot of informations usefull for dam behavior comprehension as to get the proper response regarding a better failure situations appraisal. Hyperstatic structures, arch dams experience adaptative processes leading to efforts redistributions. The evaluation of these adaptatives processes limits is the main goal of safety analysis. When they cross the service limit-state, they can lead to local failure which have to be distinguished from global failure processes mainly linked with abutment failure.

1. INTRODUCTION

Le mode de fonctionnement mécanique des barrages-voûtes, qui repose sur la transmission des efforts à leur fondation par une mobilisation des effets d'arcs, constitue une manière efficace d'utiliser les propriétés du béton en recherchant au maximum la transmission des efforts en compression. Il apparaît intrinsèquement sûr dans la mesure où la stabilité des appuis est assurée.

Bien qu'heureusement peu fournie, l'accidentologie confirme ce point en mettant en évidence que les quelques ruptures totales ou partielles enregistrées sont essentiellement liées à la défaillance des rives. L'analyse de l'incidentologie montre également que les voûtes, structures fortement hyperstatiques, peuvent présenter une certaine capacité d'adaptation aux déplacements des appuis grâce une redistribution des efforts.

L'analyse combinée des informations fournies par l'accidentologie, l'incidentologie permet globalement de mieux identifier les mécanismes de défaillance de ce type d'ouvrage. Elle peut permettre notamment de distinguer entre des mécanismes locaux de défaillance et des mécanismes globaux et d'identifier des situations de danger qui ne dépendent pas uniquement du chargement hydrostatique appliqué à l'ouvrage.

Le retour d'expérience tiré de l'analyse des accidents et incidents et plus globalement des ouvrages existants a été intégré dans la conception des ouvrages par l'évolution des formes de voûtes, l'augmentation de leur finesse, le design de voûte en vallée large, le traitement des fondations.

Aujourd'hui le développement des analyses de risque conduit à évoluer d'une démarche de justification d'un ouvrage pour un chargement spécifié (crue, séisme, thermique) vers la recherche de situations limites qui passe par une identification des mécanismes principaux de défaillance. La recherche d'une réponse quantifiée précise peut apparaître aujourd'hui, dans l'état des connaissances, encore difficile à atteindre. L'identification des mécanismes principaux de défaillance et leur interclassement en termes d'occurrence, étapes requises dans cette analyse, ne peuvent que tirer partie de ces informations, en attendant que des outils de modélisation, nécessairement fortement non-linéaires, ne permettent à l'avenir, d'envisager une projection vers des chargements largement au-delà de ceux déjà connus par l'ouvrage. Pour la validation de ces outils numériques la simulation de cas tirés de l'accidentologie et de l'incidentologie sera très utile.

2. LES MECANISMES DE DEFAILLANCE OBSERVES

Si les cas de rupture de barrages-voûtes sont heureusement peu nombreux, de nombreuses références sont disponibles concernant des incidents observés sur des ouvrages, le plus souvent au cours des premières années de mise en eau, mais parfois également au gré des sollicitations mécaniques ultérieures ou du développement de phénomènes irréversibles, comme ceux liés aux réactions de gonflement des bétons.

Dans un certain nombre de cas, peu nombreux, les ouvrages ont été remplacés. Dans d'autres exemples ils ont fait l'objet de confortements plus ou moins lourds. Il est difficile dans ces situations de définir à quel état pouvait être rattaché l'ouvrage lorsque la décision d'intervenir a été prise :

- situation pouvant compromettre l'exploitation de l'ouvrage et amenant des pertes d'eau significatives avec impact médiatique non supportable. Rupture locale éventuelle ?
- situation proche de la rupture totale de l'ouvrage ?

Ces cas permettent cependant d'identifier des scénarios redoutés à l'époque en en cernant les causes. C'est pourquoi dans ce document le fil conducteur que constitue l'identification des principaux mécanismes de défaillance observés sur les voûtes est proposé. Seront examinées à la fois les données provenant de l'accidentologie et de l'incidentologie, sans prétendre à l'exhaustivité dans ce dernier domaine.

La question de l'effet des séismes et de l'incidentologie sous séisme des barrages-voûtes ne sera pas évoquée. Il faut néanmoins noter que le retour d'expérience du comportement des barrages-voûtes au séisme apparaît globalement très favorable. Le cas des barrages à voûtes multiples, qui associent à un comportement en voûte celui de contreforts fonctionnant en poids ne sera pas non plus envisagé.

3. DEFAILLANCE DES FONDATIONS :

La défaillance des fondations constitue le principal risque pour un barrage-voûte. Deux cas de rupture complète ont en effet été constatés sur des barrages-voûtes, attribuables aux conditions d'appui de la voûte :

- Le barrage de Malpasset par la défaillance de la fondation,
- Le barrage de Meihua par une rupture le long du joint pulvino situé à la base. Ce cas ne constitue pas à proprement parler une défaillance de la fondation et sera traité à part.

3.1 Malpasset (France 1959)

Le barrage-voûte à double courbure de Malpasset, d'une hauteur de 66,5 m sur fondations, d'un volume de 48 000 m³, d'une longueur en crête de 223 m, de 1,5 m d'épaisseur en crête, 6,8 m à la base, fondé sur des gneiss et des micaschistes, a été construit entre 1952 et 1954. Après une mise en eau longue (en 1959 le niveau d'eau était encore inférieur de 7 m à la cote d'exploitation normale), de fortes précipitations début décembre entraînaient une montée brutale du niveau d'eau (4 m en 24 h). Le 2 décembre le barrage se rompit laissant subsister une partie de la rive droite et la base des consoles centrales. En rive gauche ne subsistait qu'une partie du mur en aile et l'extrémité rive droite de la culée (cf. figure 1).

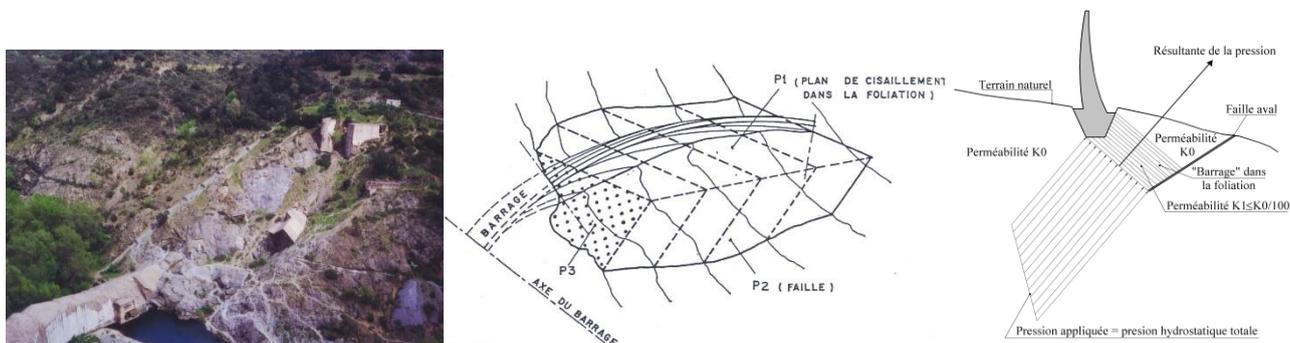


Figure 1 : Barrage de Malpasset. Restes de l'ouvrage en rive gauche (gauche). Schéma de la zone de rupture (centre). Forces hydrauliques s'exerçant sur le dièdre (droite).

Les investigations et études réalisées ont montré que la rupture de l'appui RG s'est produite sous les effets combinés des sous-pressions et de la poussée de l'ouvrage. La présence d'une faille faiblement inclinée à l'aval, l'orientation de la schistosité de la roche ont favorisé la rupture d'une portion de la fondation, suivant une géométrie assimilable à celle d'un dièdre rocheux.

Par ailleurs dans les micaschistes, la réduction de la perméabilité de la roche sous l'effet des contraintes de compression, a pu également jouer un rôle en limitant le drainage dans l'appui rive gauche. Dans cette zone, la montée des sous-pressions s'est avérée doublement déstabilisatrice par amplification des poussées sur le plan amont du dièdre et diminution de la résistance au cisaillement sur le plan aval. Cet accident a eu un impact majeur à la fois :

- sur la prise en compte des conditions de stabilité des appuis des barrages-voûtes, en particulier la nécessité de mieux identifier les familles de discontinuités dans les appuis, de prendre en compte l'effet des sous-pressions,
- sur les conditions d'étanchéité-drainage dans les appuis et dans certains cas la nécessité de mettre en œuvre des dispositions de drainage,
- sur la surveillance et l'auscultation des ouvrages, en particulier lors de la phase de mise en eau,
- par la mise en place d'une réglementation dans le domaine des barrages et la création du CTPB.

Néanmoins comme l'indique Marcel Mary (réf. 1.) : 'Il est de fait que la rupture du barrage de Malpasset n'a pas entamé la confiance des constructeurs en ce type d'ouvrages et les causes de l'accident ayant bien été établies cette confiance est parfaitement justifiée'

3.2 Frayle

Le barrage du Frayle, construit au Pérou à proximité de la ville d'Aréquipa, voûte très mince à double courbure (1,60 m en crête, 6,2 m à la base), de 70 m de hauteur, mis en eau en 1958, situé dans une vallée très étroite à parois presque verticales a connu en 1961, alors que le niveau de la retenue atteignait la première fois la cote RN-9,30, un éboulement massif (15 000 m³) d'une partie de son appui RG. La fondation de l'ouvrage est constituée d'andésite, roche volcanique présentant de très bonnes caractéristiques mécaniques. Elle est recoupée cependant par un jeu de diaclases globalement subverticales sensiblement parallèles à la culée RG (cf. figure 2).

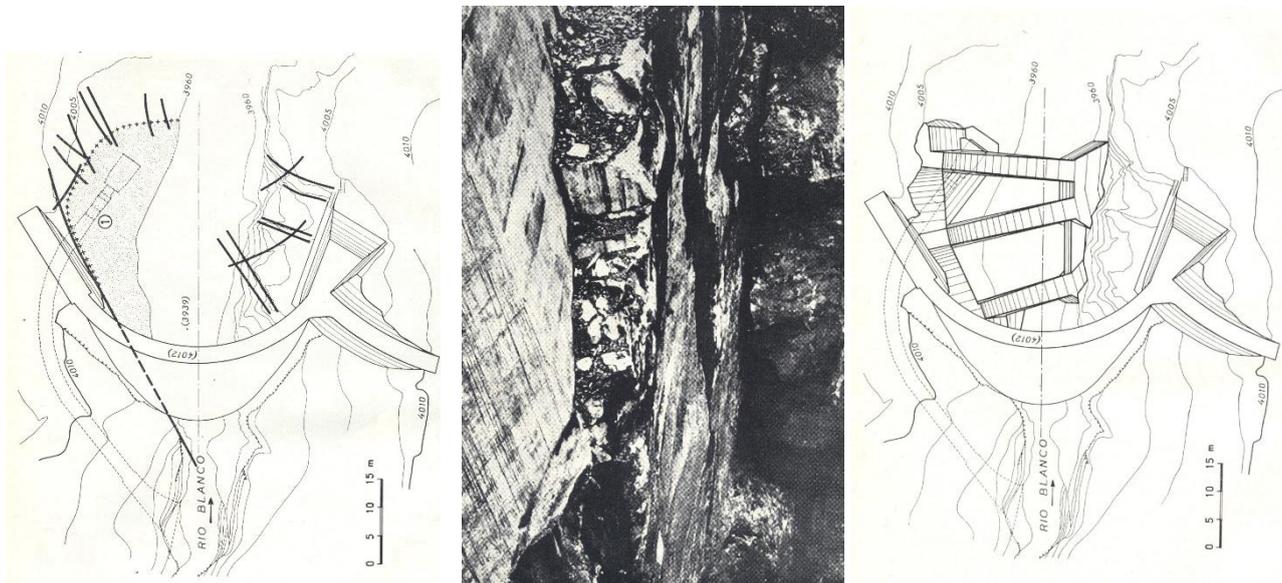


Figure 2 : Barrage du Frayle. Distribution des discontinuités et zone éboulée en RG (grisée).
Appui RD après éboulement (centre). Confortement (droite).

L'éboulement de 1961 qui supprimé la fondation rive droite jusqu'au nu de la culée RG, faisant apparaître une falaise verticale de 20 m de hauteur, s'est produit bancs par bancs. La galerie de restitution, dont la chambre des vannes se trouve à l'aval, a été coupée par l'éboulement. Avant l'éboulement de petites venues d'eau avaient été observées dans la chambre des vannes puis progressivement sous forme de jets sous pression. La mise en pression des diaclases par des circulations directes depuis la retenue et le drainage naturel, insuffisant à l'aval, ont donc conduit à des abattages successifs des bancs verticaux espacés de quelques minutes, signalés par le gardien. Les travaux de réparation ont consisté en un renforcement de l'appui rive gauche par contreforts, butonnés sur la rive droite, accompagné de la création d'un réseau de drainage efficace.

3.3 Idbar

Le barrage-voûte mince à double courbure d'Idbar construit entre 1958 et 1959 dans l'ex-Yougoslavie, de 38 m de hauteur pour une longueur totale en crête de 105 m, une épaisseur en crête de 2,1 m, 4,2 m à la base et d'un volume de 7 000 m³ a été conçu comme un ouvrage expérimental afin d'évaluer les possibilités de construire un barrage de type voûte sur une fondation particulièrement déformable. Il est fondé sur des calcaires comportant une zone schisteuse particulièrement déformable en partie inférieure de la rive droite.

Lors de la première mise en eau de l'ouvrage des suintements importants sont apparus sur cette rive, dans la zone de contact entre les calcaires et les schistes qui ont conduit au lancement de travaux d'étanchement. Au cours de ceux-ci, la survenue d'une crue a entraîné le remplissage de la retenue et un déversement de l'ouvrage. Pendant cette période des fuites importantes (cf. figure 3) se sont développées en RD (estimation jusqu'à 1m³/s) conduisant à une déstabilisation de plusieurs bloc calcaires. Après l'arrêt du déversement, un bouchon en pied de voûte a été miné et l'ouvrage vidangé.

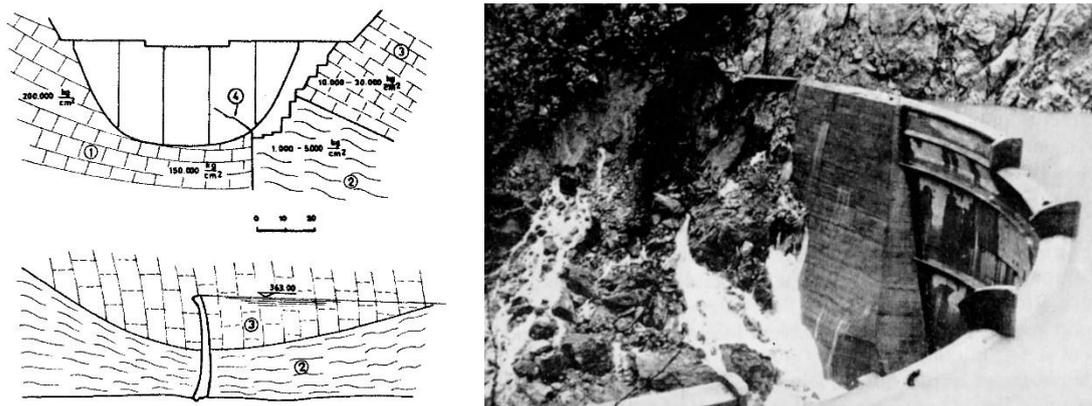


Figure 3 : Barrage d'Idbar : coupe géologique et fuites dans l'appui RD

Des déplacements importants de l'appui atteignant jusqu'à 12 cm en crête en rive droite ont été observés. Sur la voûte, une ouverture des joints entre plots et une fissuration de développant au droit du contact calcaire-schistes et remontant à 40 ° vers la console de clef a été observée. L'ouverture maximale observée des fissures a été de 6 mm.

3.4 Montsalvens

Le barrage-voûte de Montsalvens, premier barrage-voûte à arcs à courbure variable construit en Europe entre 1919 et 1920, d'une hauteur de 52 m, d'un volume de 26 000 m³, d'une longueur en crête de 110 m, de 2 m d'épaisseur en crête, 22 m à la base est fondé sur des calcaires du Malm. En rive gauche les bancs sont subverticaux et de faible épaisseur. Cette disposition conjuguée à la relative finesse de l'éperon sur lequel s'appuie l'ouvrage induit depuis l'origine une mobilité irréversible de cet appui.

Suite aux déversements de l'évacuateur situé dans cette zone des confortements de surface (gunitage) ont été mis en place. La poursuite des évolutions, la réévaluation des conditions de passage des crues ont conduit au renforcement de la capacité de l'EVC rive gauche (mise en place de hausses Hydroplus) ainsi qu'à la nécessité d'un renforcement de l'appui RG. ayant entraîné des éboulements de la falaise,

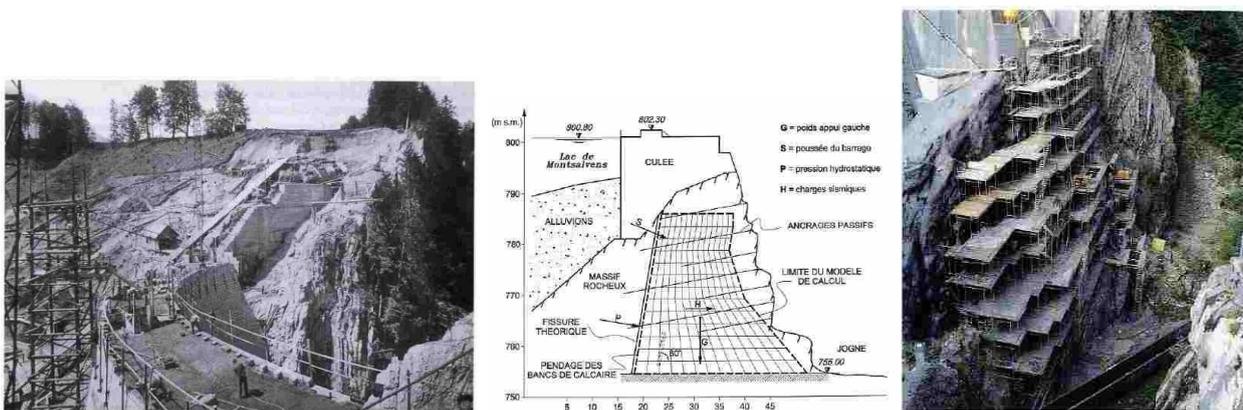


Figure 4 : Barrage de Montsalvens. Construction. Principe du confortement. Réalisation des travaux.

Ce renforcement, visant à protéger la falaise contre tout risque d'éboulement superficiel et à augmenter la résistance au cisaillement le long des plans de litage, a été réalisé par le clouage de la paroi sur 1 900 m² à l'aide de 252 boulons de 288 mm de diamètre de 6 m de longueur et par la mise en place de 169 barres de 50 mm de diamètre et de 27 m de longueur.

3.5 El Atazar

Le barrage d'El Atazar qui sert à l'alimentation de la ville de Madrid est un barrage-voûte à double courbure de 134 m de hauteur avec une longueur en crête de 484 m. Construit entre 1966 et 1972 sur une fondation schisteuse affectée de plusieurs familles de discontinuités et de faille, l'ouvrage nécessita des investigations et des études poussées ainsi que différentes dispositions constructives : ouvrage épais (épaisseur en crête 6 m, à la base 36,70 m volume de béton de 900 000 m³), excavations importantes (2 Mo m³), renforcement de la fondation.

Ainsi en rive gauche différents glissements pendant les terrassements imposèrent un renforcement du talus amont par un réseau de poutres ancrées par tirants précontraints complété par une protection de surface. En rive droite, un système de 7 longrines ancrées par 135 tirants de 220 T et de 50 m de longueur ont servi à stabiliser les couches de schistes, compte tenu de leur pendage vers la vallée et de la perte de butée en pied entraînée par le creusement du bassin d'amortissement.

Dès la mise en eau des déplacements dissymétriques vers la rive gauche ont été observés, attribués aux différences de déformabilité de la roche en rive gauche et aux renforcements en pied de rive droite. Une fissuration globalement plongeante entre le parement amont et les galeries inférieures a également été observée accompagnée de fuites significatives qui ont justifié un traitement par injection. En 1978 après une montée rapide du plan d'eau à une cote historique, une augmentation rapide des débits a été observée (jusqu'à 130 l/s) conduisant à une baisse du plan d'eau et de nouvelles injections.

En 1985, des investigations ont attribué aux mouvements de l'ouvrage une détérioration des caractéristiques mécaniques de la fondation. Une campagne d'injection a été réalisée et une réduction des déplacements de l'ouvrage a été observée. En 1988, le niveau du plan d'eau a dépassé le seuil déversant. Depuis cette date

l'ouvrage fait l'objet d'une surveillance attentive appuyée sur un renforcement du dispositif d'auscultation. Des injections de la fissure à l'aide de produit souple sont également effectuées. Une progressive stabilisation des évolutions irréversibles de l'ouvrage est observée.

3.6 Esch sur Sûre

Le barrage d'Esch sur Sûre, barrage-voûte mince situé au Luxembourg de 50 m de hauteur environ sur fondations, 1,5 m d'épaisseur en crête et de 4,3 m en pied présente un développement de 168 m en crête et de 75 mètres à la base. La déformation de cette voûte mince en vallée large a amené le développement en pied d'ouvrage d'une fissuration dans le bas de la voûte accompagnée de fuites dans l'usine, située en pied d'ouvrage, maximales en hiver. Des campagnes d'injection répétées ont permis de réduire ces fuites, sans empêcher leur réapparition.

La solution adoptée à Esch sur Sûre a consisté en la réalisation d'une plinthe en pied amont ancrée au rocher, raccordée de manière souple au barrage et complétée par un voile d'injection. Par ailleurs afin d'éviter le risque de développement ou de réactivation d'une fissure au-dessus du niveau de la plinthe, un enduit de résine epoxy a été appliqué sur les 10 m inférieurs du barrage. Ces travaux ont été l'occasion d'investigations du rocher en rive droite qui ont montré la présence d'un rocher présentant un certain degré de fracturation et d'altération. Des travaux comprenant un curage général du rocher superficiel altéré en pied aval rive droite et la réalisation d'une série de gradins totalisant 1000 m³ de béton, ancrés par 60 tirants de 90 tonnes, soigneusement drainés. Une quinzaine de tirants de 400 tonnes ont été mis en place sur la culée.

3.7 Zeuzier

Le barrage de Zeuzier de 156 m de hauteur construit entre 1954 et 1957 a présenté un comportement satisfaisant jusqu'en 1978, date à partir de laquelle un mouvement vers l'amont a été observé. En 1979, les phénomènes se sont accélérés et des fissures d'une ouverture atteignant 15 mm apparurent en pied aval. Cette fissuration s'est accompagnée d'un déport vers l'amont de 12,5 cm, d'un tassement au droit du barrage de 13 cm et d'un resserrement de la vallée à 7,5 m. Ces désordres apparurent concomitamment avec le creusement de la galerie de reconnaissance routière du Rawil située à 1500 m en distance horizontale et 400 m environ en profondeur. Dans cette galerie, des débits dépassant 500 l/s furent de manière transitoire observés, bien corrélés avec les déplacements de la voûte. L'ordre de vidanger le réservoir et d'arrêter les travaux de la galerie furent rapidement donnés.

L'ouvrage est en effet fondé sur des couches calcaires du Malm reposant elles-mêmes sur des couches du Dogger dans lesquelles était emprisonnée une nappe captive. La galerie routière creusée dans le Malm a entraîné par l'intermédiaire d'un jeu de failles et de discontinuités un drainage de la nappe captive et le tassement en masse des couches du Malm sus-jacentes. Ce phénomène a pu être bien décrit par le modèle couplé mécanique-hydraulique FES mis au point par le Dr Lombardi.

3.8 Discussion

Les cas présentés ci-dessus mettent en évidence différents mécanismes pouvant entraîner la déformation des appuis d'un barrage-voûte. Cette déformation est un sujet majeur de préoccupation, compte tenu du scénario extrême que constitue la perte d'un appui, rédhibitoire pour la stabilité de l'ouvrage.

Les processus de déformation s'expliquent principalement par la rhéologie du massif rocheux, les couplages mécaniques-hydrauliques (Malpasset, Frayle, Zeuzier) et les phénomènes d'érosion. Les questions qui se posent concernent l'évaluation de la cinématique de la déformation et les limites d'acceptabilité de ces déformations pour la voûte. Il faut noter que l'essentiel des renforcements décrits dans les différents exemples ci-dessus, ont été mis en œuvre avec anticipation par rapport à une situation assimilable à des états limites de service et avant que des dégradations significatives impactant significativement l'exploitation de l'ouvrage n'interviennent. En ce sens ils nous renseignent sur les processus redoutés pouvant conduire à ces états.

Ces exemples montrent que les barrages-voûtes peuvent accepter des déplacements d'appui (jusqu'à 12 cm à Idbar) et trouver différentes formes d'adaptation : ouverture du contact béton-rocher, ouverture de joints de plots ou de reprises de bétonnage, fissuration avec développement de fuites.

La préoccupation majeure concerne l'éventualité d'une accélération brusque des phénomènes pouvant aboutir plus ou moins rapidement à la situation-limite que constitue par la rupture de l'appui. La difficulté étant de

définir, lorsqu'un déplacement irréversible se développe, quels mécanismes entre en jeu et quelle évolution ils vont connaître. L'évaluation de leur cinématique devient alors essentielle en recherchant si les déformations observées peuvent s'accompagner d'une mobilisation défavorable de jeux de discontinuités, de la formation de zones de localisation de la déformation (bandes de cisaillement), d'une perte de résistance par dépassement des caractéristiques de pic, du développement de zones de circulations préférentielles et d'une augmentation des sous-pressions.

Dans les situations défavorables, la présence d'un drainage efficace, en limitant la diffusion des sous-pressions au reste de l'appui, constitue une barrière principale. Combiné à l'analyse d'autres paramètres (piézométrie, déplacements), le suivi de l'évolution des débits de drainage devrait faciliter la détection des changements de cinétique des phénomènes couplés mécaniques et hydrauliques.

4. LE CAS PARTICULIER DU BARRAGE DE MEIHUA

Le barrage-voûte de Meihua situé en Chine présentait une hauteur de 22 m, une longueur développée en crête de 64 m, une épaisseur en crête de 1 m, à la base de 1,2 m, de 2 m au niveau du socle. Il a en effet été réalisé avec un joint périmétral de type pulvino. Il comportait un évacuateur de surface calé 0,7 m sous la crête. Achevé en mars 1981, sa mise en eau s'est terminée en juin 1981. En juillet, suite à une crue, un déversement de 0,3 m sur la crête a été observé. Un nouveau déversement fut enregistré les 11/12 septembre 1981 et les déversements se sont poursuivis jusqu'au 18 septembre. Les inspections de l'ouvrage n'ont alors rien détecté d'anormal. A 13 h 35, le 18 septembre le barrage se rompit en totalité (cf. figure 5). Les expertises de terrain ont mis en évidence des marques de glissement le long du joint périmétral, ainsi qu'une rupture des plots d'extrémité ne comportant pas de joint périmétral.

Les études menées ont conclu à un mécanisme de glissement le long du joint périmétral amenant à une surcharge des plots d'extrémité, leur rupture entraînant la rupture de la voûte. Les effets thermiques ont pu dans ce cas jouer un effet amplificateur. Cette rupture attire l'attention sur les angles de frottement qui peuvent être mobilisés au contact de rives peu pentues. Dans cette situation, un joint de type pulvino présente une situation défavorable, un joint sec béton-béton ayant le plus souvent des caractéristiques au cisaillement nettement moins bonnes que celles d'un joint béton-rocher.



Figure 5 : barrage de Meihua : vue générale et appui RG

5. EROSIONS DES APPUIS

5.1 Moyie River (Etats Unis 1925)

Le barrage de Moyie River construit aux Etats Unis dans l'état d'Idaho est une voûte cylindrique de 16 mètres de hauteur, très mince (0,60 m d'épaisseur en crête, de 1,6 m à la base). L'appui RG était formé par une mince arrête séparant la vallée principale d'un petit affluent. Un canal déversoir revêtu de bois le 7,2 m de largeur, 3,6 m de profondeur, de 15 m de longueur, situé en RG de la voûte, servait d'évacuateur de crue.

Suite à une crue, partiellement due à la rupture de trois petits barrages amont, un déversement de 2 à 4 m sur le barrage a été observé, entraînant une érosion de l'appui rive gauche et le creusement d'un chenal de 15 m de profondeur et de 5,5m de largeur à la base (cf. figure 6). L'érosion de l'appui a été également accélérée par le courant en provenance d'un affluent RG immédiatement à l'aval.



Figure 6 : Barrages de Moyie river (gauche) et de Lake Lanier (droite)

Malgré la perte d'une partie significative de l'appui RG, le reste de la voûte est resté en place.

5.2 Lake Lanier (Etats Unis 1926)

Le barrage de Lake Lanier ou Vaughn Creek, construit dans l'état Caroline du nord a été achevé en mars 1925. L'ouvrage cylindrique très mince et très large présentait une hauteur de 19 m une longueur en crête de 91,5 m, une épaisseur en crête de 0,30 m, 3,8 m en pied et comportait deux culées-poids en rive droite et rive gauche. En situation d'atteinte de la RN pour la première fois le 21 janvier 1926, des fuites sont apparues sous la culée RG ainsi que des craquements dans le béton suivis d'un tassement et d'un basculement de la culée. Le reste de la voûte est resté en place (cf. figure 6). La rupture peut être imputée à la qualité de la fondation, bonne globalement sous l'ouvrage, sauf localement sous la culée RG.

5.3 Sweetwater (Etats Unis 1895)

Le barrage de Sweetwater situé dans l'état de Californie était initialement un barrage-voûte en maçonnerie de 30 m de hauteur construit en trois phases en 1886, 1887 et 1888.

Une première crue en 1895 occasionne un déversement de 0,6 m sur le parapet et 1,5 m sur la crête pendant 40 heures, sans dégradation. Renforcé à l'aval, l'ouvrage surélevé de 6 m en 1910-1911 est transformé en voûte-poids. Le 30 janvier 1916 une crue occasionne un déversement de 1,1 m sur la crête, amenant une rupture de la culée rive droite, puis d'une partie de l'appui RD. Le reste de l'ouvrage ne connaît pas de dégâts. A la suite de cette rupture partielle un nouvel évacuateur a été intégré en rive droite et l'ouvrage est remis en eau.



Figure 7 : Barrage de Sweetwater. Erosion de l'appui RD.

5.4 Discussion

Ces différents exemples montrent qu'en cas de déversement les rives peuvent constituer des zones de fragilité particulière en raison le plus souvent d'une qualité moindre des appuis qui explique souvent la mise en place de culée poids. Dans ce cas la déstabilisation des culées peut intervenir par une action combinée des érosions et des sous-pressions.

Il faut noter par ailleurs que dans les trois cas évoqués ci-dessus, la perte significative d'une partie de la voûte n'a pas entraîné de rupture de l'ensemble de l'ouvrage, les efforts étant redirigés vers la partie basse des appuis. Il est possible également, compte tenu du volume des retenues, que le processus d'érosion ait induit une perte progressive des appuis, mais une baisse corrélative de la poussée sur les ouvrages.

Ce processus diffère de celui d'un mécanisme de rupture de type Malpasset qui se traduit à pleine charge par un effacement brutal de l'ensemble de l'appui, entraînant la rupture complète de l'ouvrage.

6. COMPORTEMENT DU PIED AMONT DES BARRAGES-VOÛTES

La mise en extension du pied amont des barrages-voûtes, qui accompagne le mouvement de flexion des consoles vers l'aval sous l'effet du chargement de la retenue, se trouve amplifiée par les évolutions irréversibles de l'ouvrage et par l'effet des pressions interstitielles. Elle se traduit le plus souvent par une ouverture de la zone du contact barrage-fondation qui traduit l'adaptation de l'ouvrage à ses conditions d'encastrement. Suivant les situations (géologie, forme de l'ouvrage...) elle peut se développer dans la fondation par l'ouverture de discontinuités ou de manière moins favorable plus haut à l'intérieur de l'ouvrage. En fonction de cette localisation les conséquences en termes de stabilité de l'ouvrage et de moyens d'intervention peuvent donc s'avérer différentes. Plusieurs barrages-voûtes autrichiens réalisés dans les années 1980 sont représentatifs de cette question et diffèrent pas les solutions apportées.

6.1 Kölnbrein

Le barrage de Kölnbrein barrage-voûte mince à double courbure de 200 m de hauteur, situé dans une vallée relativement large (longueur développée en crête de 626 m) (rapport L/H= 3,1) présente une épaisseur en crête de 7,6 m et à la base de 36 m. Son volume est de 1,6 Mo de m³. Construit entre 1971 et 1977, le barrage a vu se développer dès sa mise en eau un réseau de fissuration plongeante en pied amont de la voûte. Différentes actions ont été tentées : campagnes d'injections répétées, congélation, réalisation d'une plinthe en pied amont.

A la suite de cette dernière un nouveau réseau de fissure s'est développé dans la voûte démarrant au-dessus de la plinthe et affectant une partie plus étendue de la voûte. Par ailleurs, la recherche d'une efficacité poussée du clavage avait conduit à la formation en pied d'aval d'un réseau de fissures se propageant à l'intérieur de la voûte (cf. figure 8). Une extension de la fissuration depuis le parement amont pouvant rejoindre le réseau de fissure aval et compromettre la reprise des cisaillements à la base de l'ouvrage a conduit à la mise en œuvre d'un confortement lourd en pied aval constitué d'un massif en BCR sur lequel s'appuie le tiers inférieur de la voûte, par l'intermédiaire d'appuis réglables.

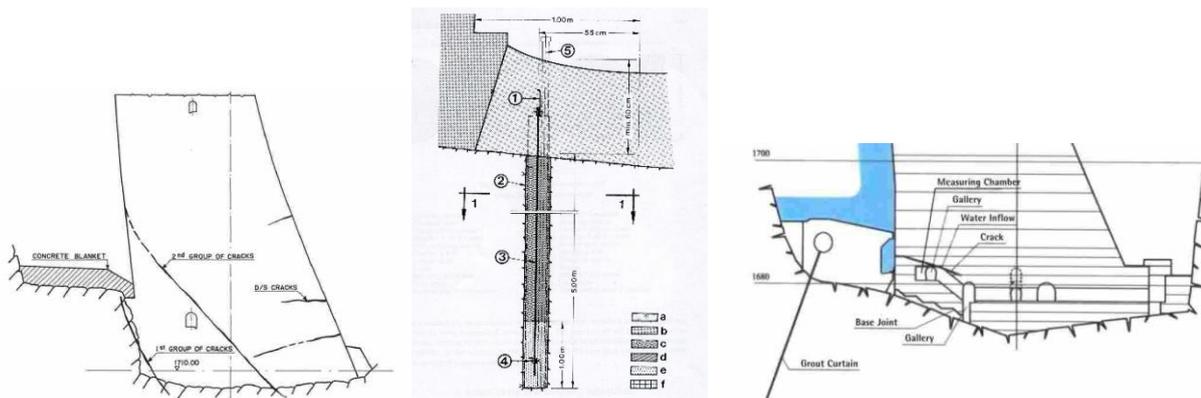


Figure 8 : Kölnbrein. Patron de fissuration (gauche). Schlegeis. Ecran étanche sous l'ouvrage (centre). Zillergrundl. Patron de fissuration et joint de base mis en pression (droite).

6.2 Schlegeis

Le barrage de Schlegeis, barrage-voûte mince à double courbure de 131 m de hauteur situé dans une vallée large (longueur développée en crête de 721 m) (rapport L/H=5,5), présente une épaisseur en crête de 9 m et à la base de 34 m. Son volume est de 960 000 m³. Construit entre 1969 et 1971, l'ouvrage comportait une galerie de drainage basse située à 7 m du parement amont et placée directement au contact du rocher à partir de laquelle des drains étaient distribués dans la fondation. Lors du remplissage de la retenue, une augmentation progressive des débits de drainage a été observée s'amplifiant considérablement pour les niveaux hauts de remplissage du réservoir pour atteindre 251 l/s. Les fuites provenaient principalement de joints en fondation en relation avec leur ouverture mesurées par extensométrie.

Après un essai de traitement par injections, le remède retenu a été la mise en œuvre d'un voile étanche souple de 6 m de profondeur réalisé à partir du radier de la galerie dans une tranchée réalisée par forages sécants constitué d'une membrane plastique ancrée en fond et en sommet de forage et d'un remplissage en sable et graviers injectés de résine (cf. figure 8). En fond de galerie, un radier en béton de 0,60 m d'épaisseur ferme l'étanchéité.

6.3 Zillergründl

Le barrage de Zillergründl, barrage-voûte mince à double courbure de 186 m de hauteur, situé dans une vallée relativement large (longueur développée en crête de 506 m) (rapport L/H = 2,36) présente une épaisseur en crête de 7,0 m et à la base de 42 m. Son volume est de 1,37 Mo de m³. Construit entre 1980 et 1985, il comprenait dès l'origine un dispositif de plinthe amont raccordé par un joint souple au pied de voûte et un joint horizontal préformé sur le tiers amont de la voûte entre le pied de la plinthe et la galerie de drainage. L'objectif de ce joint drainé était de servir de zone de localisation à la zone d'ouverture du contact barrage-fondation.

Lors de la mise en eau de l'ouvrage, à environ 10 m de la fin du remplissage, une fissure s'est formée au-dessus du niveau étanché de la plinthe débouchant à l'intérieur de l'ouvrage et entraînant une fuite de 150 l/s.

Le développement de cette fissure montre que lors de la mise en extension du pied de voûte, l'absence de force de sous-pressions à la base de l'ouvrage ne permet pas de maintenir suffisamment en compression le pied de voûte et rend possible, sous l'effet des sous-pressions se développant dans le béton ou dans des reprises au-dessus du niveau de la plinthe, un phénomène assimilable à une fracturation hydraulique.

La solution mise en œuvre a été, au lieu de drainer le joint, de le mettre en pression à 8 bars et d'injecter la fissure (cf. figure 8).

6.4 Laouzas

Le barrage de Laouzas, voûte mince à double courbure de 52 m de hauteur sur fondations, situé dans une vallée relativement large (longueur développée en crête de 295 m) (rapport L/H = 5,67) présente une épaisseur en crête de 2,5 m et à la base de 10,5 m. Son volume est de 60 000 m³.

Dès la mise en eau une ouverture du contact barrage-fondation a été observée se traduisant par une augmentation sensible des débits de drainage. L'accentuation du phénomène sous les effets du fluage et de la redistribution des efforts dans la structure a conduit à différentes interventions : reblavage de l'ouvrage puis déplacement du réseau de drainage en pied aval. En dépit d'un ralentissement des évolutions, l'atteinte de niveaux historiques en janvier 2006 sur certains paramètres a conduit à réexaminer en détail le comportement de l'ouvrage. La mise en place d'un profil piézométrique au tiers aval des consoles centrales a mis en évidence la propagation des pressions jusqu'en pied aval en hiver à cote haute. Dans cette situation il apparaît que la poussée de la voûte au pied des consoles est subhorizontale et s'applique sur leur encastrement d'une épaisseur de 3 m environ (cf. figure 9). Ce mode de fonctionnement, vraisemblablement assez courant même s'il n'est pas toujours mis en évidence, attire l'attention sur les conditions de transmission des efforts de la butée aval à la fondation.

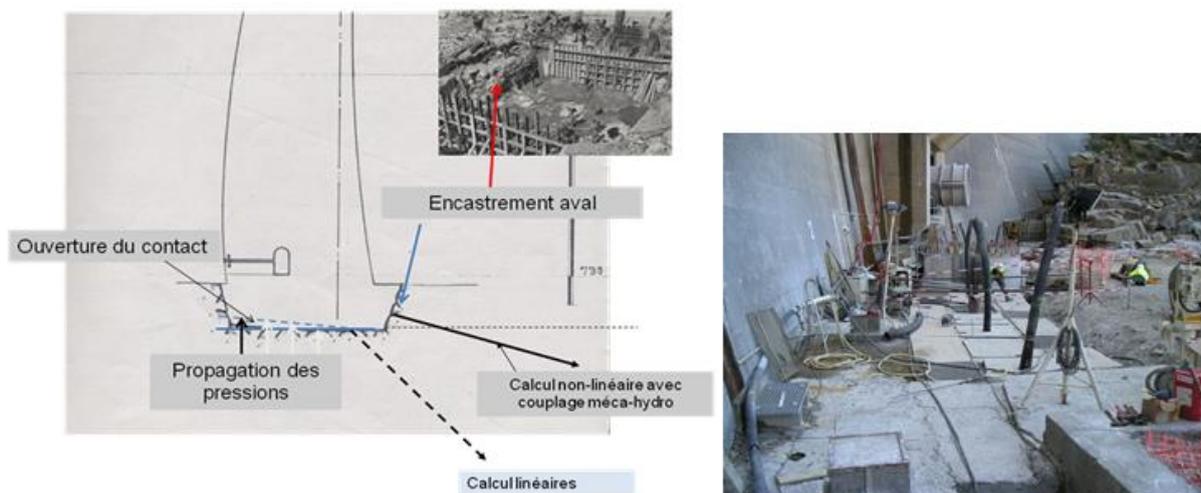


Figure 9 : Barrage de Laouzas. Mécanisme d'ouverture du contact et conséquences sur la distribution des efforts en pied d'ouvrage. Réalisation de la poutre aval de confortement.

Dans le cas de Laouzas la solution proposée et mise en œuvre est de conforter la butée par la mise en place d'un dispositif de précontrainte combiné à un dispositif de drainage. Ce dispositif supporté par une poutre en béton de 1,3 m d'épaisseur, dissociée mécaniquement du barrage, assure le confinement de la fondation tout en prévenant la propagation des pressions vers l'aval, garantissant ainsi la pérennité de la fonction de la butée dans la transmission des efforts des consoles centrales à la fondation.

6.5 Inguri

Le barrage-voûte d'Inguri, plus haut barrage-voûte du monde jusqu'au début des années 2000, présente une hauteur de 271 m sur fondation, une épaisseur en crête de 10 m et de 90 m à la base du socle sur lequel est construit l'ouvrage. Le volume de béton atteint 3,9 Mo de m³. L'ouvrage est situé à l'emplacement d'un petit anticlinal calcaire. De nombreux accidents traversent la fondation de l'ouvrage en particulier une faille en rive droite, fracture secondaire d'une faille sismiquement active passant dans la retenue à de 1 à 1,5 Km de l'ouvrage.

Un joint périmétral de type pulvino est réalisé entre le pied de la voûte et le socle dont l'épaisseur moyenne à la base est de 50 m. La réalisation du socle et du pulvino a été motivée à la fois par l'hétérogénéité de la fondation, le besoin d'adaptation aux éventuels déplacements différentiels et par la recherche d'une localisation des extensions de la voûte au droit du joint. Un important système d'injection et de drainage a été mis en place avec un ensemble de réseaux de galeries dans le corps de l'ouvrage se prolongeant sur les rives. L'ouvrage comprend en particulier en pied deux galeries en série (injection et drainage), la première traversant le contact barrage-fondation en position relativement amont.

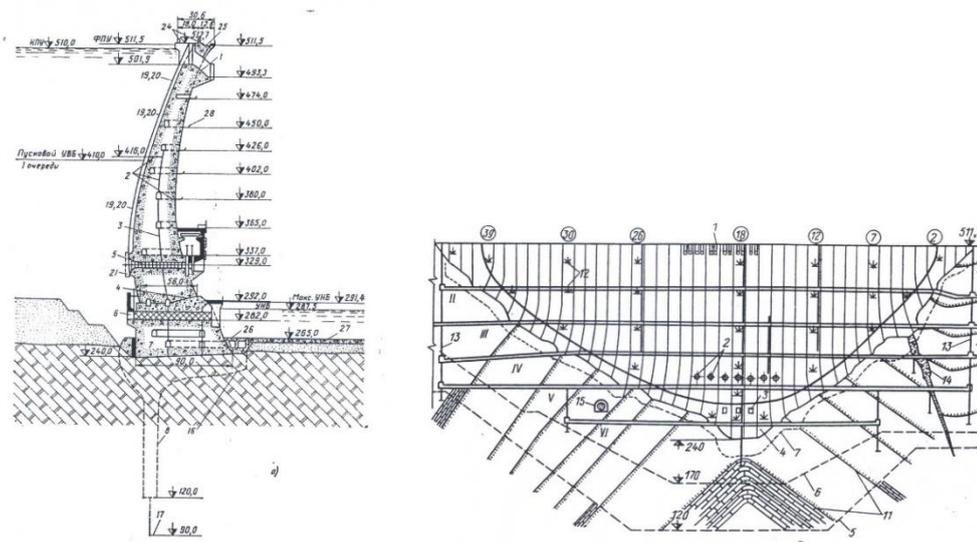


Figure 10 : Barrage d'Inguri. Coupe en partie centrale. Elévation aval.

La mise en eau de l'ouvrage a montré, qu'en dépit de la présence du pulvino, l'ouverture du contact barrage-fondation s'est produite, les pressions interstitielles s'établissant dans ce joint et non dans le pulvino, isolé de la retenue par un waterstop placé en position amont. Les mouvements d'ouverture du contact barrage-fondation ont amené des fuites importantes au travers des revêtements des galeries amont et la nécessité de renforcements massifs par un anneau fortement ferraillé et bétonné de la galerie basse. Les forts gradients hydrauliques autour de la galerie, dans une fondation présentant des remplissages érodables, ont entraîné des débousses locaux et son noyage.

6.6 Discussion

Le comportement du pied amont des barrages-voûtes, même s'il présente globalement les mêmes causes, peut se traduire par des conséquences différentes, suivant les dispositions adoptées en pied d'ouvrage mais également la nature de la fondation. Dans cette situation où la compatibilité des déformations entre le pied de voûte et la fondation joue un rôle important, la localisation de l'ouverture du contact peut se situer dans une situation plus ou moins défavorable. Plus favorable dans la fondation, permettant l'ouverture d'un jeu de discontinuités plongeantes en fondation, nettement moins favorable lorsque l'ouverture du contact se produit dans l'ouvrage, favorisée par des dispositions constructives et aux conséquences amplifiées par la présence de galeries.

Il est cependant difficile de trouver dans les différents exemples évoqués des phénomènes qui soient assimilables à une rupture locale en pied d'ouvrage. Ces situations s'étant traduites principalement par des fuites et des montées piézométriques. Les scénarios envisageables, au-delà de cette situation, consisteraient en une rupture par cisaillement du pied d'ouvrage qui se traduirait par une mobilisation des effets d'arc des arcs inférieurs et des fuites plus ou moins importantes en pied.

L'exemple d'Inguri met en évidence, au-delà du non fonctionnement d'un joint de type pulvino pour prévenir l'ouverture du contact barrage-fondation, l'attention qui doit être portée au positionnement des galeries d'injection et de drainage en particulier en partie basse des appuis où dans leur traversée du contact barrage-fondation elles peuvent se trouver soumises à des tractions et des cisaillements. La question se pose également dans le corps des voûtes, la présence d'une galerie en pied d'ouvrage dans une position trop amont pouvant apporter plus d'inconvénients que d'avantages. La réalisation de drains au contact barrage-fondation à partir de telles galeries s'étant le plus souvent soldée par la fermeture de ses drains, leur rebouchage et le déplacement du voile de drainage en position plus aval.

7. DIMENSIONNEMENT. HARDIESSE DES VOUTES.

Si les accidents et incidents observés sur les voûtes peuvent être expliqués par différents mécanismes de défaillance imputables à la fondation et aux sollicitations auxquelles est soumis l'ouvrage, la forme intrinsèque de la voûte est également un facteur important, mais souvent difficile à caractériser.

L'exercice consistant à dire a posteriori quelle forme aurait pu convenir n'étant jamais effectué et a fortiori le résultat jamais vérifié... Des paramètres permettant de caractériser la sensibilité particulière d'un ouvrage ont été élaborés, dont le plus connu est celui proposé par Giovanni Lombardi (F^2/VH où F est la surface développée du parement amont de la voûte, V son volume et H sa hauteur) qui caractérise la hardiesse d'une voûte (cf. réf. 10). Globalement ce critère se corrèle bien avec les niveaux de sensibilité des ouvrages.

7.2 Le Gage 1

Sur cet ouvrage à simple courbure construit en 1953, l'expérience avait été proposée et tentée de dimensionner un ouvrage avec des contraintes moyennes de compression (rapport Pr/e) voisines de 10 MPa, soit près du double des contraintes moyennes adoptées à l'époque. Le barrage présente une hauteur maximale sur fondation de 41 m et un développement en crête de 153 m. L'épaisseur en crête est de 1,3 m et à la base de 2,77 m en clef (4m environ aux naissances des arcs). Le volume de l'ouvrage est de 4 500 m³.

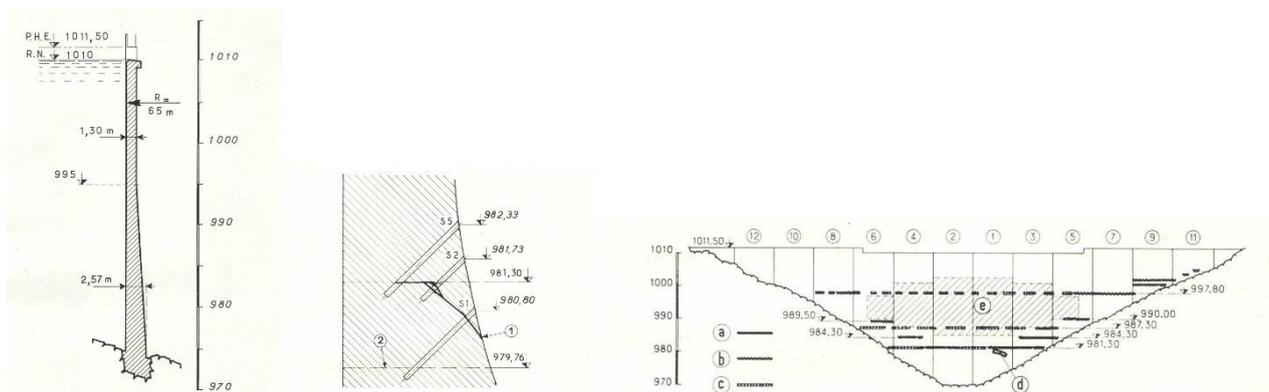


Figure 11 : Barrage du Gage 1. Coupe en partie centrale. Fissure plongeante en parement aval. Fissuration en parement aval.

Les zones de développement de traction et de fissuration avait été identifiées et des armatures mises en place afin d'éviter une meilleure répartition de la fissuration tout en admettant une plastification des aciers. Les premières observations, en particulier à l'occasion des nombreuses variations du plan d'eau faites à titre expérimental, ont dans un premier temps conduit à la conclusion (cf. réf. 17) que "Le comportement s'est révélé élastique une fois obtenu une certaine adaptation de la fondation".

En novembre 1963 cependant, lors du remplissage hivernal une progression nette de la fissuration, est observée, en particulier l'apparition d'une fissure à une dizaine de mètres au-dessus de la console centrale, présentant un caractère plongeant vers l'aval avec un léger rejeu (cf. figure 11). Cette évolution de la fissuration a conduit à la décision de réaliser un nouvel ouvrage à l'amont immédiat. L'impact de la réalisation en 1962 d'un important tapis de dissipation en pied aval de l'ouvrage a fait l'objet de discussions. Malgré la dissociation de ce tapis, la présence de blocages locaux auraient pu en effet altérer la compatibilité des déformations entre la voûte et sa fondation, impact particulièrement sensible sur un ouvrage mince.

Il faut par ailleurs noter dans la réf. 17 la remarque suivante : "Pour ce qui est des fatigues thermiques la minceur procure donc un double gain. Il compense dans une proportion notable, sinon décisive, l'augmentation de la contrainte moyenne sous la charge d'eau si bien qu'au total amincir un barrage-voûte est moins osé qu'il est souvent objecté, c'est plutôt économiser sur la matière pour qu'elle travaille utilement". L'exemple présenté au

§ 8.1 du barrage de Tolla montre que cette analyse, qui ne tient compte que de l'impact sur les effets d'arc, est mise en défaut par les conséquences défavorables sur les effets consoles.

7.3 Les Plats

Le barrage des Plats est un second exemple de barrage-voûte mince en vallée large pour lequel un confortement aval a été réalisé. Ouvrage à simple courbure de 21,0 m de hauteur en crête sur fondation, de 140 m de développement en crête, il présente un rapport largeur de la vallée-hauteur voisin de 5,5. Il s'agit donc d'un ouvrage situé dans une vallée large à fond plat par ailleurs très mince (1,5 m en crête, 3,3 m à la base). Deux mécanismes de défaillance ont été mis en avant dans la décision du renforcement : la présence d'une fissure traversante en pied d'ouvrage faisant redouter un mécanisme de cisaillement du pied des consoles, un reclavage non maîtrisé après un épisode froid à retenue vide. La présence d'un tapis aval fortement ferrillé a pu contribuer à une rigidification de la fondation, altérant selon une problématique voisine de celle du Gage, la compatibilité des déformations entre le pied de la voûte et la fondation.

7.4 Les Toules

Le barrage-voûte des Toules, construit en deux étapes entre les années 1955 et 1964 présente une hauteur de 86 m, une longueur développée en crête de 460 m, une épaisseur en crête de 4,2 m, à la base de 20,50 m pour un volume de béton de 240 000 m³. L'ouvrage est donc situé dans une vallée large (rapport l/h voisin de 4,5) à fond relativement plat. Il présente également la particularité de comporter un faible épaissement des consoles en rive et d'avoir été conçu sans boite de cisaillement. L'ouvrage a par ailleurs été construit en deux phases avec un joint injecté entre les deux ouvrages.

La réévaluation des conditions de stabilité de l'ouvrage en situation de crues et de séisme laissant apparaître d'importantes contraintes de traction en pied amont au droit des consoles latérales, des contraintes d'arc horizontales en crête faisant craindre une ouverture significative des joints de plots, situation défavorable en l'absence de boite de cisaillement, un renforcement de l'ouvrage a été décidé.

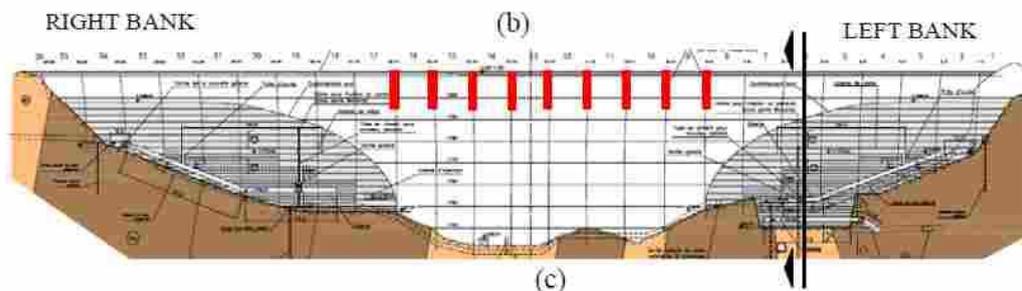


Figure 12 : Barrage des Toules. Vue du renforcement aval.

La solution de confortement adoptée a été de d'épaissir les consoles de rive par l'adjonction de deux massifs de béton à l'aval (66 000 m³ au total). Ce confortement (cf. figure 12) a pour effet de renforcer les effets d'arc et de transférer une partie de la charge des consoles centrales sur les rives, tout en répartissant mieux les contraintes sur celles-ci.

7.5 Discussion

La prise en compte de la géométrie des voûtes apparaît sur ces exemples comme un facteur distinctif, dans le sens où il peut entraîner une sensibilité particulière à certains phénomènes, comme l'ouverture du contact barrage-fondation où la réponse aux sollicitations thermiques. Même si au final les taux moyens de contraintes conservent toujours des marges importantes vis-à-vis de la résistance à la compression du béton, la fissuration qui se développe dans ces structures minces soulève vite la question de la dimension des sections résiduelles résistantes.

Les formes d'ouvrage jouent également un rôle, en particulier l'épaississement des consoles sur les rives qui doit être suffisant, en particulier pour permettre une meilleure adaptation aux hétérogénéités de la fondation.

8. LES SOLLICITATIONS THERMIQUES

8.1 Tolla

La qualité de la fondation du barrage de Tolla constituée d'un granite très dur ainsi que la géométrie du site ont conduit à construire entre 1958 et 1960 un barrage-voûte très mince avec des taux de contrainte moyenne atteignant 8 MPa, soit légèrement inférieurs mais proches de ceux du Gage (10 MPa). L'ouvrage présente ainsi une hauteur de 90 m, un rayon amont de 71 m, une épaisseur en crête de 1,50 m à la base des consoles centrales de 2,43 m et maximale de 4,2 m aux naissances des arcs.

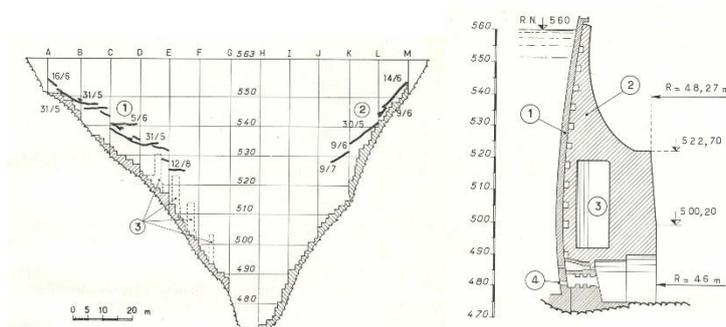


Figure 13 : Barrage de Tolla. Localisation des zones de fissuration en parement aval et renforcement aval.

Dès la mise en eau en 1961, une fissuration de la voûte s'est développée en partie haute à partir de l'aval au voisinage des appuis. Cette fissuration est expliquée par l'échauffement de la voûte conduisant au déport des consoles latérales vers l'amont accentué par la déformation en double bosse liée à la poussée hydrostatique.

En 1963 et 1964 fut réalisé un confortement lourd aval sous la forme d'un anneau confortatif relié à la voûte par des murs verticaux formant butons. L'expérience de Tolla montre que l'avantage procuré par la finesse d'une voûte, par la limitation des moments d'encastrement au niveau des rives, se trouve compensé par la forte rigidité de la fondation et surtout par sa moindre inertie thermique.

8.2 Gage 2

Le parti de reconstruire dans un délai rapide un second barrage-voûte directement à l'amont de Gage 1 et donc avec une implantation relativement contrainte, a induit différentes sujétions qui se sont avérées non sans effet sur la réalisation et le comportement de Gage 2. L'adaptation à la géométrie de la fouille et son approfondissement n'ont pu se faire que moyennant la réalisation de blocages en fondation, générateurs de variations d'inertie. L'ouvrage à double courbure réalisé entre 1965 et 1967 présente des dimensions (hauteur, largeur) voisines de celles de Gage 2, mais une épaisseur sensiblement plus importante (1,5 m en crête, 4,5 m à la base). Le volume de l'ouvrage est voisin de 15 000 m³.

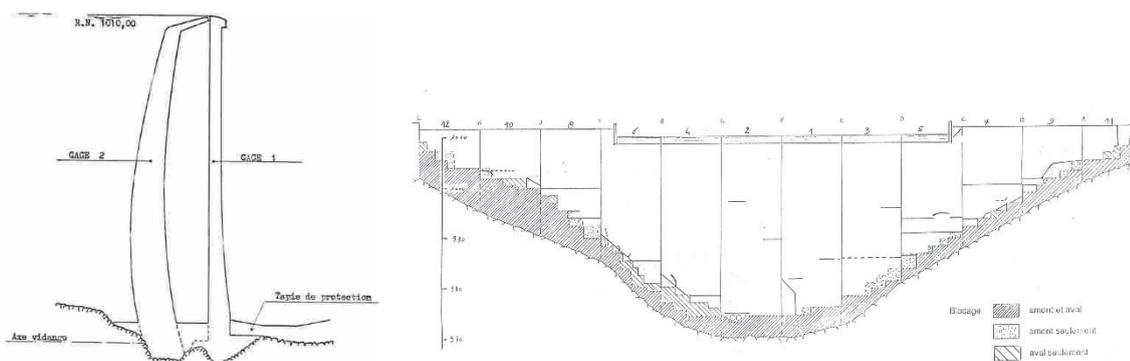


Figure 14 : Barrage du Gage. Coupe en console centrale. Développement d'une fissuration en parement aval

L'apparition dans les années 1980 de déplacements irréversibles vers l'amont et d'une fissuration en pied aval débutant en partie haute des appuis et tendant à se propager vers le bas, a conduit à analyser le comportement de cet ouvrage singulier. Il est ainsi apparu que ces évolutions étaient à mettre en rapport avec le changement de mode d'exploitation de l'ouvrage amené à connaître des baisses de plan d'eau accentuées en fin d'été et donc une majoration de ses contraintes thermiques en été. Depuis, la mise en place d'un arrosage du parement amont en été a permis de pallier ces phénomènes et de redonner la pleine gestion du plan d'eau.

Sur un ouvrage mince comme Gage 2 (bien que plus épais que Gage 1), les chargements thermiques apparaissent sensibles en été mais également en hiver en induisant une ouverture du contact barrage-fondation. Afin de réduire la sollicitation de l'ouvrage il a été tiré parti de l'avantage de la situation Gage 1- Gage 2 pour chauffer l'espace inter-voûtaire en hiver.

8.3 Discussion

Les sollicitations thermiques s'ajoutent aux autres chargements, en particulier hydrostatiques. Ils ne constituent pas cependant, au contraire de ce dernier, un chargement extérieur mais contribuent à développer des efforts dans les voûtes en raison de leur caractère hyperstatique. Ils conduisent à modifier la localisation des zones maximales de sollicitation des appuis suivant les saisons ainsi que les distributions de contraintes dans les structures. La forme des voûtes est un élément important en raison des effets de l'inertie thermique très sensible sur les voûtes minces, ce qui rejoint la discussion du chapitre 7.

Ils peuvent ainsi amplifier les effets des autres chargements. En hiver, en accentuant l'ouverture du contact barrage-fondation, ils favorisent la propagation des pressions interstitielles vers l'aval. En été à niveau bas de la retenue, ils peuvent conduire au développement d'une fissuration en pied aval qui refermée en hiver permettra cependant la transmission des efforts de compression. Il faut noter que dans ces zones le chargement d'été se combine défavorablement avec les effets du gonflement. Il en est de même pour ce qui concerne la sollicitation des culées.

9. LE GONFLEMENT DES BETONS

Le gonflement dans les barrages-voûtes se traduit globalement par un exhaussement de la crête et un déplacement d'ensemble vers l'amont. Cette déformation a pour effet une mise en extension du parement aval avec dans certain cas le développement d'une fissuration plus ou moins continue en pied aval. Le gonflement est susceptible de compenser les effets du retrait et du fluage observé dans les premières années de l'ouvrage et conduisant à une ouverture du pied amont. Dans le cas des voûtes présentant des culées le bilan des efforts fait apparaître une augmentation du frottement mobilisé.

9.1 Problématique de la stabilité des culées (Maury, Choranche)

Les barrages de Maury et de Choranche sont deux exemples d'ouvrages pour lesquels une augmentation de l'effort résistant au niveau des culées a été recherchée par ajout de précontrainte. Cette solution présente ainsi l'avantage d'assurer la reprise de chargements supplémentaires tels que crues et séisme sans bloquer les possibilités d'adaptation de l'ouvrage sous l'effet des déformations imposées liées au gonflement ; tout blocage pouvant entraîner un développement ailleurs dans l'ouvrage de la fissuration.

9.2 Précontrainte dans la voûte (Stewart Mountain)

Sur le barrage-voûte de Stewart Mountain en Californie, ouvrage de 65 m de hauteur terminé en 1930, les phénomènes d'alcali réaction combinés avec un mauvais traitement de surface des bétons à la construction, les phénomènes de lixiviation ont conduit à une perte de liaison des reprises. Afin d'assurer la stabilité au séisme de l'ouvrage 62 tirants précontraints verticaux ont été mis dans l'ensemble des plots de la voûte ainsi que 22 sur la culée RG.

9.3 Fissure aval (Pian Telessio)

Sur le barrage-voûte de Pian-Telessio affecté par une réaction alcali-granulats, une opération de sciage des plots a été effectuée afin d'opérer un déconfinement de l'ouvrage. L'ouvrage comporte en effet un joint périmétral de type 'Pulvino' conduisant à un basculement de l'ouvrage vers l'amont. Une concentration des contraintes de compression dans la zone amont du joint est donc observée. Les travaux de sciage ont été suivis d'une refermeture partielle des joints qui ont fait l'objet avant la mise en eau d'une opération de reblavage. Le retour de l'ouvrage vers l'aval semble ne pas avoir été aussi important qu'attendu.

9.4 Ouvrages remplacés

A noter que pour deux barrages-voûtes soumis à gonflement, la solution d'un remplacement a été préférée à des travaux de réhabilitation. Le barrage de Serra situé en Suisse, voûte très fine, qui avait fait l'objet d'un premier renforcement a été remplacé par un barrage-voûte situé immédiatement à l'aval. Le barrage d'Alto Ceira au Portugal a également été remplacé par un ouvrage construit à 200 m plus à l'aval avec une augmentation en corolaire de la réserve d'eau.

9.5 Discussion

Les réactions de gonflement des bétons induisent à l'intérieur des voûtes des déformations imposées qui se traduisent par des efforts supplémentaires sur les appuis en raison des blocages latéraux constitués par les appuis. Ce sont des phénomènes lents au cours desquels s'exercent les effets du fluage des bétons mais également des fondations sous l'effet des contraintes de compression et de cisaillement exercés par la voûte.

Le point d'attention que constitue la stabilité des culées trouve des éléments favorables d'appréciation dans le fait que des déplacements millimétriques suffisent pour amener une réorientation plus favorable des efforts.

Ces phénomènes adaptatifs expliquent pourquoi les mesures de contraintes mesurées in-situ sont le plus souvent très inférieures aux prédictions des modèles négligeant ces phénomènes. Les cas les plus sensibles apparaissent dans des situations de singularités géométriques (culées, joint pulvino...). Les mécanismes de défaillance apparaissent dans ce cas assez bien définis et des dispositions existent (précontrainte, sciage) susceptibles d'apporter des solutions confortatives satisfaisantes.

10. SYNTHÈSE ET CONCLUSIONS

Le nombre de ruptures recensées sur les barrages-voûtes est très faible, sensiblement moins important que celui des barrages-poids. Ce constat peut être considéré comme le reflet d'un comportement plus sûr en raison du mode de transmission des efforts à la fondation et par le fait que les sites les plus favorables (vallée étroite / qualité du rocher de fondation) ont été sélectionnés pour leur construction. L'analyse de l'accidentologie ne met en évidence que deux ruptures totales : les barrages de Malpasset et Meihua.

Le comportement de ces ouvrages est complexe. La raréfaction du nombre de projet (en dehors de quelques pays) réduit l'expérience tirée de la construction des ouvrages et impose de valoriser le REX sur l'accidentologie et l'incidentologie qui est susceptible d'étayer l'analyse du comportement des barrages-voûtes existants et l'évaluation des scénarios de défaillance possibles.

L'évolution des réglementations visant à prendre en compte des chargements d'occurrence nettement faibles pousse à rechercher les marges de dimensionnement des ouvrages. Elle conduit notamment à envisager des scénarios de défaillance contre lesquels les travaux de confortement lourds ont cherché à se prémunir sans pour toutefois signifier que des situations de rupture, même locales, aient été approchées. La prise en compte de scénarios enveloppes pour les chargements obligent à envisager des scénarios proches de la rupture pour les ouvrages. L'analyse des données permet de dégager différents mécanismes redoutés et contre lesquels les travaux de confortement ont cherché à se prémunir.

L'analyse du comportement des barrages-voûtes montre que dès la mise en eau des adaptations se produisent, reflets de la libération de blocages surabondants ou liés au mode de construction, mais non indispensables à la bonne transmission des efforts à la fondation. Dans cette phase assez systématique, mais pouvant prendre différentes formes, le comportement de l'ouvrage peut être considéré comme "normal" bien qu'encore évolutif si des chargements non encore éprouvés se produisent. Au cours de ce processus d'adaptation, qui peut se traduire par des déplacements d'appuis, l'apparition de fissuration dans la structure et avant que des processus de rupture locale ne se développent, des travaux confortatifs peuvent être décidés. A cette configuration peut être rattachée la plupart des cas évoqués ci-dessus. Il faut souligner dans cette situation le rôle essentiel de l'auscultation de l'ouvrage et de sa fondation qui permet de suivre les différentes étapes de ces processus et de fournir des informations sur leur cinétique.

Le dépassement des états-limites de service conduit à des dégradations qui peuvent être considérées comme préjudiciables à l'exploitation de l'ouvrage, comme des fuites atteignant ou dépassant plusieurs m³/s et conduisant à des processus de rupture locale, comme le cisaillement d'une voûte à sa base, des déplacements pluricentimétriques sur les appuis, des dégradations significatives sur une culée, voire sur des plots de rive, s'accompagnant d'une redistribution des efforts dans le reste de l'ouvrage.

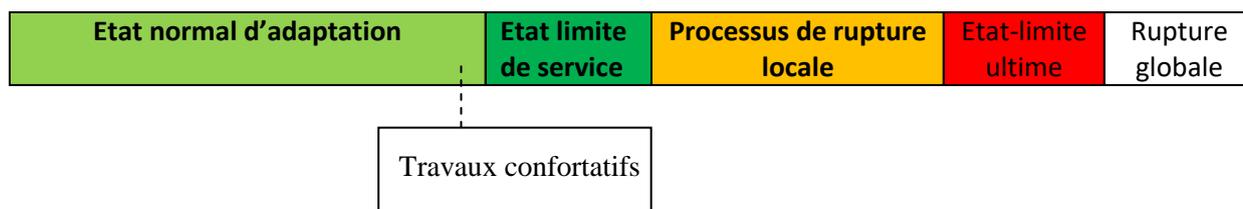


Figure15 : Représentation des états d'un barrage-voûte et des processus de rupture.

La figure 15 peut résumer le positionnement des différents états et processus de rupture issus de la précédente analyse. Le besoin de se projeter dans une situation d'état-limite ultime pour la simulation de cas de charge extrêmes ou dans le cadre d'une démarche d'étude de danger impose de dépasser les critères de jugement habituellement adoptés pour des situations durables ou exceptionnelles d'exploitation.

REFERENCES

- [1] Barrages-Voûtes. Marcel Mary. Dunod 1968.
- [2] Désordres graves constatés sur des barrages français. CIGB 1979. Q49 R37.
- [3] Comportement d'un barrage expérimental subissant par suite d'infiltrations de grandes déformations dans un de ses appuis. Dusan Milovanovitch. CIGB 1967 Q34 R45.
- [4] Analysis of an experimental dam Failure. Ru Neihua. Water Power and dam construction. July 1989.
Stewart Mountain Dam Stabilization. USCOLD Newletters March 1992
- [5] Réhabilitation du barrage des Plats M. Hoonakker, A. Jansen, P. Cazenave, I. Clément. Colloque CFBR novembre 2013. Modernisation des barrages.
- [6] Confortement de l'appui gauche du barrage de Montsalvens. Philippe Lazaro. Daniel Golliard. Revue Eau-Energie-Air. 1999. Cahier 11/12
- [7] Seismic assessment and strengthening of a slender arc dam. N. Nilipour and L. Mouvet 14th World Conference on Earthquake Engineering 2008, Beijing
- [8] Rehabilitation of the Pian-Telessio dam affected by alacali-aggregate reaction. F. Amberg. R. Bremen. N. Brizzo. ICOLD 2009 Q 90 R213.
- [9] Arch dam safety and long term deformation. F. Sanchez-Caro. CIGB 2012 Q 95-R23

- [10] Conception et calcul des barrages-voûtes. G. Lombardi. Séminaire Rabbat. Octobre 1997.
- [11] Kölnbrein Dam. A special solution for a special problem. G. Lombardi Water-Power Issue. ICOLD Congress Vienna 1991.
- [12] Experience with the supplementary installation of an elastic diaphragm in the rock of the Schlegeis dam arch dam. H Flögl, H Stäubli. CIGB 1991. Q 66 R 41.
- [13] Arch dam analysis using Zillergründl as example. P. Oberhuber. CIGB 2009. Q 90 R 25.
- [14] Effects of temperature and pore pressure in the non-linear analysis of arch dams. E. Bourdarot and B. Bary. Dam Fracture and Damage. 16-18 March 1994.
- [15] Le comportement des barrages-voûtes en vallée large. Expériences tirées des barrages de Laouzas et Vouglans. E. Bourdarot, M. Hoonakker. CIGB 2012. Q95 R11.
- [16] Analysis of the Behavior of the foundation of Inguri dam. D. Mirtskhulava. L. Noniev. M. Kalabegishvili
- [17] Divers renseignements sur le comportement du barrage du Gage. J. Bellier, G. Mauboussin, V. Mladynovitch. Rapport CIGB 1958 Q21 R 103.

APPORT DES MODELES PHYSIQUES DANS L'EVALUATION DE LA SÛRETE DES BARRAGES EN REMBLAI

Contribution of physical models to the embankment dam safety assessment

DOI : 10.24346/cfbr_colloque2016_e03

Jean-Jacques FRY

EDF CIH, Savoie Technolac 73 373 Le Bourget du Lac Cedex

jean-jacques.fry@edf.fr

Téléphone : + 33 (0) 6 70 70 16 37, Fax : +33 (0) 4 79 60 62 24

MOTS CLÉS

Sûreté, barrages en remblai, modèles physiques, diagnostic, marge de sécurité, dimensionnement.

RÉSUMÉ

L'ingénieur est avant tout un homme de sciences expérimentales, le développement récent et exponentiel des techniques numériques de calcul et de communication ne doit pas faire oublier la base de notre métier. Les techniques de construction ont précédé leurs méthodes de dimensionnement. Ce principe de l'expérimentation est le principe fondateur des Projets Nationaux : fédérer la profession autour de la réalisation d'un ouvrage témoin ou d'une technique nouvelle. L'objectif de cette communication est de rappeler aux jeunes ingénieurs qu'ils peuvent trouver la solution à un problème qui a trop d'inconnues, en reconstituant par un modèle physique un scénario de chargement ou plus généralement une situation à risque, en auscultant son comportement sous chargement et en interprétant les résultats obtenus. Son contenu détaille plusieurs exemples récents où le modèle physique a été utilisé par EDF et ses partenaires. Ces exemples sont :

- *Les essais IJKDIJK en Hollande : qualification de systèmes de détection précoce de rupture*
- *Les essais du PN ERINOH : mécanisme de rupture par érosion de contact*
- *Les essais EDF-CNR : mode de rupture par sous-pressions à la base des recharges*
- *Les essais PEDRA : résistance des perrés des barrages en enrochement*
- *Le démonstrateur du FUI DigueELITE : quantification de la résistance à l'érosion des sols traités*
- *La planche d'essai de l'ANR TERREDURABLE : mise en évidence du surcompactage et de ses effets.*

ABSTRACT

The engineer is, first of all, a contributor to the experimental sciences, the recent and exponential development of numerical modeling and new communication technologies has not to hide that ground of our professional activities. The works techniques were first set up by experience before getting the dimensioning justifications. The principle of prototype experimentation is the basic principle of the National Projects of R&D in France: a cluster encompasses engineers for building one prototype or testing one new technology. The objective of this paper is to remind to young engineers that they can find the solution to their problem with too many unknowns in studying loadings scenario or hazard situation with physical model, monitoring the structure behavior and interpreting data. The content of this paper details several recent examples where the physical model was used by EDF and its partners. They are:

- *The IJKDIJK tests in Netherlands : early detection methods of failure by instability or internal erosion*
- *The ERINOH tests : failure mode by contact erosion*
- *The EDF-CNR tests: failure mode of downstream shoulder under the uplift*
- *The EDF PEDRA tests: shear strength of rockfill dams with pitching stones*
- *The DigueELITE tests: erosion strength of lime treated soils*
- *The TERREDURABLE test: existence and impact of overcompaction.*

1. INTRODUCTION

Pendant plus d'un siècle, l'ingénieur met au point ses machines et ses procédés en construisant des prototypes, qu'il ne cesse d'améliorer. Freyssinet n'aurait pas développé l'usage du béton précontraint sans avoir testé et utilisé les aciers haute résistance. Coyne n'aurait pas développé autant de voûtes audacieuses, sans en avoir mesuré, dans le Massif Central sur une voûte accolée au rocher, l'important coefficient de sécurité. Notre profession, comme celle des autres ingénieurs, tire son savoir des sciences expérimentales qui testent nos matériaux et de l'observation des phénomènes auxquels nos ouvrages sont soumis.

Ainsi des générations de barrages ont été conçues, bien avant qu'une méthode de calcul ait été établie pour les dimensionner. Le barrage en enrochement à masque amont en est la parfaite illustration : fruit des réussites et des malheurs des premiers chercheurs d'or, il a été dimensionné par l'adoption des choix constructifs d'exemples passés et rassemblés par Barry Cooke, jusqu'à ce que la réalisation récente des très grands CFRD en montre les limites et en modifie les règles (Albert et Frossard, 2007).

Dans notre pays qui prône l'excellence des mathématiques, à l'époque où les moyens de calculs sont démultipliés et délocalisés et où les techniques de communication ne renvoient instantanément de la réalité que des images ou des fragments d'informations, il est primordial de rappeler aux jeunes générations que si l'évaluation de la sécurité repose sur l'emploi des méthodes éprouvées pour les situations connues, elle doit aussi reposer sur la reconstitution et l'observation des situations inconnues ou dénuées de méthode (chargements, conditions aux limites, matériau nouveau).

Certes, la réponse ne sera pas immédiate, mais elle fera l'objet d'un consensus, surtout si elle est étudiée collectivement au sein de la profession, réunie dans un Projet National. Promu et géré par l'IREX, l'Institut pour la Recherche et l'Expérimentation, le Projet National est l'opportunité pour la profession de renforcer la connaissance par la réalisation d'un ouvrage témoin. Si l'état ne finance plus cet effort unique de la profession, et envidé à l'étranger, il existe d'autres opportunités : les offres de l'Agence Nationale de la Recherche malheureusement moins portées sur un produit fini pour les utilisateurs, les Fonds Uniques d'Investissement, qui a contrario permettent de développer un produit final et l'emploi associé via des financements régionaux et nationaux et enfin les partenariats privés qui prennent le relais quand l'enjeu économique le justifie.

Six exemples d'expérimentation auxquelles l'auteur a contribué sont rapportés dans les chapitres suivants sous forme de fiches. Trois types d'information y sont rassemblés. Tout d'abord le contexte de l'expérimentation est décrit avec le rappel des objectifs et l'organisation choisie pour y parvenir. Ensuite, la description des moyens mis en œuvre, la justification des choix et le déroulement de l'expérience sont sommairement rappelés. Enfin, les leçons et les perspectives de l'expérimentation sont tracées. L'ordre d'apparition de ces exemples est chronologique.

2. DETECTION PREVENTIVE DE LA RUPTURE : LES TESTS IJKDIJK

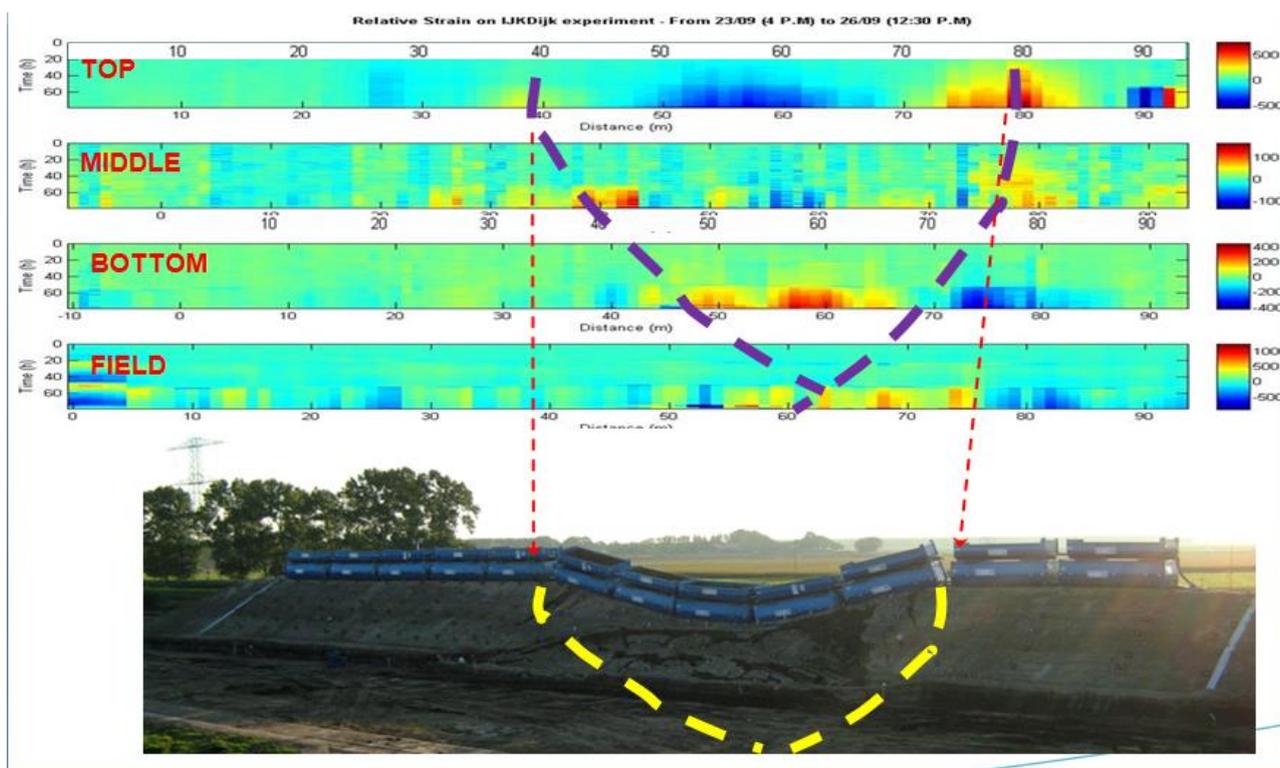
2.1 Contexte

Après la canicule de 2003, une digue en Hollande se rompt l'après midi, après que son inspection visuelle n'ait rien décelé le matin même. Cette rupture projette soudainement un doute sur l'efficacité de l'inspection visuelle et plus globalement sur la surveillance des digues, à l'abri desquelles vit toute une population. Le gouvernement veut éradiquer toute nouvelle défaillance et demande à Deltarès de sélectionner les méthodes de surveillance les plus fiables. Deltarès lance en 2005 le projet IJkdijk. Le projet consiste à inviter fabricants ou utilisateurs à tester en vraie grandeur leurs technologies de détection sur des digues, qui seront sollicitées jusqu'à la rupture par divers modes de rupture. Les participants sont plus de 30 fabricants ou installateurs à répondre réunis dans un consortium sous la maîtrise d'œuvre de Deltarès. Les organisateurs rencontrent le Projet National ERINOH début 2006 et l'invite à se joindre aux participants. EDF et Géophysconsult s'associent à la société néerlandaise TENCATE pour y participer. Le premier mode de rupture testé est le glissement d'une digue construite en 2008. Le second est l'érosion interne régressive d'une fondation sableuse sous 4 digues en argile construites en 2009. Chaque technique doit détecter au plus tôt les prémices de la rupture.

2.2 Expérimentation du glissement

Une digue de 6 m de hauteur est construite avec un noyau en sable et des recharges en argile (profil traditionnel le long des côtes des Pays Bas). Sa fondation est constituée d'une épaisse couche de sable, surmontée par 2 m de tourbe et 0,5 m d'argile. D'après le calcul de stabilité et suite à un essai en vraie grandeur, elle se rompt en présence d'un contre canal en pied d'une profondeur > 2 m et d'une surcharge en crête constituée de containers remplis d'eau. En réalité, la rupture survient quand $F=0,98$ (Bishop).

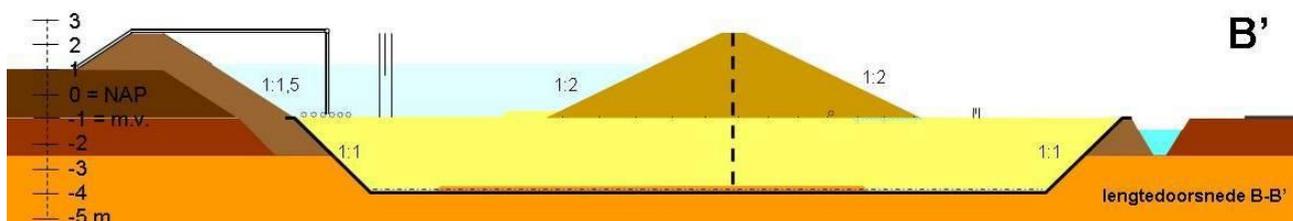
Une fibre optique insérée dans quatre bandes de géotextile Géodetect, posées sur la crête aval, au milieu et en pied du parement aval et sur la fondation aval, surveille le parement aval par télé auscultation. Le test commence le 9 septembre 2008. Le Graphique 1 représente la concentration des déformations sur chaque bande (distance en abscisse) pendant 80 h (temps en ordonnée). Les premiers signes sont décelés en crête, 2,5 jours avant la rupture. Un jour avant la rupture, la surface de rupture est localisée sur les 4 bandes et coupe peu après la fibre.



Graphique 1 : Localisation des déformations des 4 fibres fonction du temps et de l'abscisse comparée à la localisation du glissement dans la digue

2.3 Expérimentations de l'érosion interne

En 2009, le programme IJKdijk prévoit la réalisation de 4 tests de rupture par érosion régressive. Deux bassins de 15*30 m sont creusés, étanchés, remplis chacun par un sable sec différent ($d_{50}=150 \mu$ et $d_{50}=200 \mu$), légèrement compacté puis saturé. Dessus est construite une digue en argile de 3,5 m de hauteur, 15 m de largeur à la base et de fruit 2/1. A l'aval le sable est submergé par 10 à 20 cm d'eau (Graphique 2).

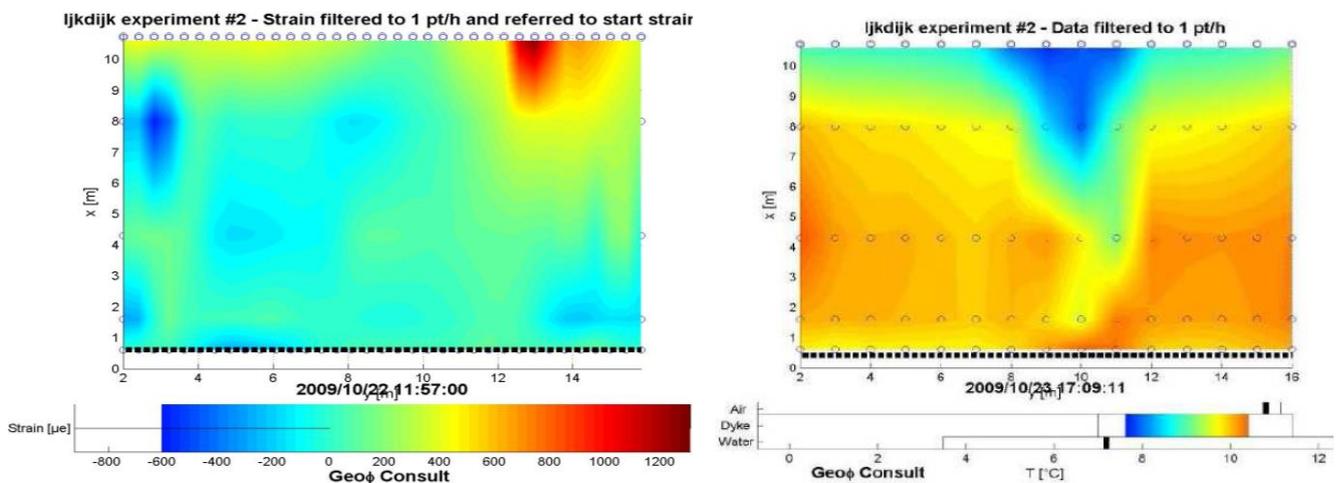


Graphique 2 : Géométrie des 4 tests IJKdijk d'érosion régressive

Plusieurs rangées de boucles de fibre optique sont installées dans la fondation sous le contact avec le remblai pour suivre les effets de la mise en eau. Le niveau d'eau amont est élevé de 10 cm par heure par des pompes d'une capacité de 150 m³/h. Lorsque le transport de sable est mis en évidence à l'aval, la montée du plan d'eau est arrêtée jusqu'à ce qu'il stoppe. Le dépôt de sable est nettoyé à la main pour ne pas changer le gradient. La montée dure moins d'une semaine jusqu'à rupture de la digue. Le tableau 1 compare les durées de détection de l'inspection visuelle à celles de la fibre. Dans tous les cas, le temps de détection de la fibre est équivalent au temps de formation du tumulus à l'aval. Cette alerte par la fibre optique prévient suffisamment tôt pour qu'une télé auscultation déclenche l'alerte et l'évacuation. Le graphique 3 montre les anomalies détectées par la fibre, 4 et 3 jours avant la rupture du test 2.

Test	Sable	Temps de rupture	Temps de formation du tumulus à l'aval	Temps d'alerte de la fibre
1	$d_{50}=150\mu$ $k=8E-5m/s$	4j et 4h	1 jour	1 jour
2	$d_{50}=200\mu$ $k=1.4E-4m/s$	6j	1 jour + 4h	1 jour
3	$d_{50}=150\mu$ $k=8E-5m/s$	4j et 16h	2 jours	2 jours
4	$d_{50}=200\mu$ $k=1.4E-4m/s$	5j	?	4 jours

Tableau 1 : Temps de rupture, temps de détection du fontis par inspection et d'alerte de la fibre optique



Graphique 3 : Localisation des zones d'érosion régressive sous la digue du test 2 par mesures réparties de déformation (gauche) le 22 octobre 2009 et de la température (droite) le 23 octobre, la rupture a eu lieu le 26.

2.3 Leçons

Le projet IJKdijk nous enseigne que :

- La qualification d'une technique (la fibre optique) ou d'un critère (la loi de Sellmeijer) est indéniable sur modèle physique en vraie grandeur. Si un tel projet mobilise un délai important (minimum 5 ans) et des sommes conséquentes, il économise des années de tâtonnements et fournit une référence internationale permanente.
- La fibre optique est la technique d'auscultation la plus fiable du benchmark pour détecter aussi bien un glissement que l'érosion interne (les mini capteurs de pression sont efficaces mais trop fragiles).
- Si l'inspection visuelle est aussi efficace que la fibre pour détecter l'érosion interne (vue des tumulus), la télé auscultation continue de la fibre a une plus grande fiabilité, les nuits d'hiver (les ruptures les plus meurtrières ont eu lieu lors de nuits froides) ou en cas de crise (crue très rapide ou très lente).
- La fibre optique est une métrologie de modèle physique à réutiliser.

3. LE CRITERE D'EROSION DE CONTACT : LE TEST DU PN ERINOH

3.1 Contexte

Le Projet National ERINOH, comme tout PN, doit mettre à l'épreuve ses résultats sur un ouvrage réel. Au début du projet, il est question de détecter les fuites d'une fouille creusée à l'abri de parois moulées.

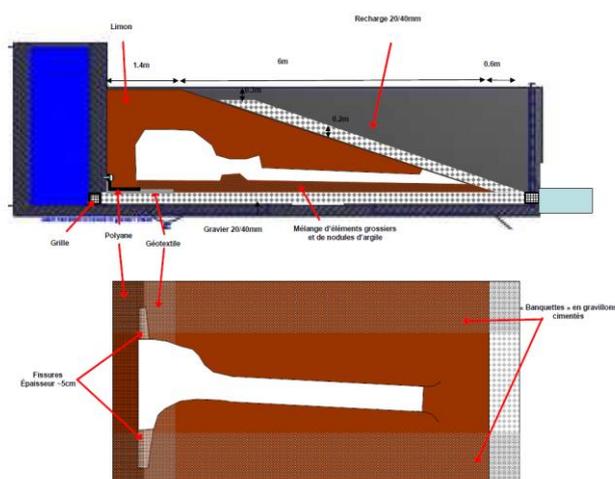
La mise au point de cette expérimentation se heurte (1) à la planification du chantier, (2) à la difficulté d'obtenir une installation intacte pendant tout le chantier et (3) au fait que si l'installation ne détecte rien, elle ne démontrera pas forcément son bon fonctionnement.

Le succès du projet IJkdijk impose l'idée d'une variante : une digue à l'échelle 1 à 1/3, construite et testée en laboratoire. Cette digue permettrait (1) de tester en vraie grandeur les critères d'érosion qu'ERINOH met en évidence, (2) de détailler finement les diverses influences (charge amont, profil-type, perméabilité) et (3) d'utiliser la fibre pour suivre et comprendre le développement du phénomène.

Le comportement des digues à l'érosion régressive est testée en Hollande depuis des décennies, le comportement à l'érosion de trou, observé dans les essais de Rössvatn en Norvège, a été bien modélisé par S. Bonelli et O. Brivois (2007), il reste donc à tester l'érosion de contact et la suffusion. Le laboratoire CACOH de la CNR accueille cette étude avec le soutien financier d'EDF et la maîtrise d'œuvre de Géophysconsult. Les essais démarrent en 2010 et se terminent en 2011.

3.2 Expérimentations

Le modèle représente la partie aval d'une digue de 4 m de largeur, construite entre trois murs. Les essais 1 à 3 testent une tranche de 8 m de longueur et de 2,25 m de hauteur, qui repose sur une fondation en grave de 20 cm. La fondation est mise en charge par un réservoir d'eau dont le niveau est augmenté par paliers. L'eau suinte à l'aval dans un réservoir muni d'un déversoir pour maintenir un niveau constant. La fondation est constituée de grave alluvionnaire roulée 12/20 mm. Elle est remplacée par une grave 20/40 mm pour amplifier l'érosion dès le 3^e essai. Les 6 autres essais testent un parement aval de digue de fruit 3/1, en sédiments les plus érodables du Rhône (limon sableux de Bourg-Lès-Valence, $d_{50}=0,14$ mm, $d_{85}=0,025$ mm, 2 % $<2\mu$) compacté en couches de 20 cm, à 92 % OPN. La pente est recouverte d'une fine couche de grave propre, 20/50 mm, d'une épaisseur verticale de 20 cm (Graphique 4).



Graphique 4 : Phénomène observé lors de l'essai 4

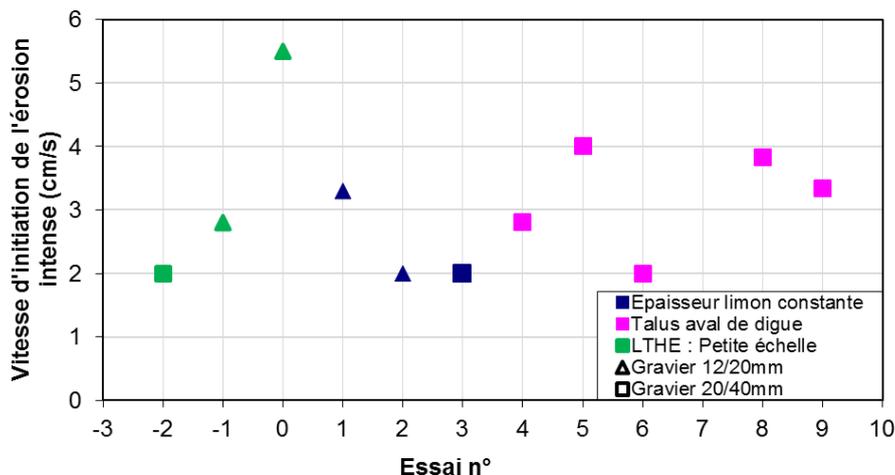
L'essai 4 montre que l'érosion de contact développe une cavité qui débouche sur le parement aval.

Le seuil de déclenchement de l'érosion de contact trouvé à petite échelle, vitesse de Darcy >2 cm/s, est retrouvé dans les 9 essais à grande échelle (Graphique 5).

3.3 Leçons

- Le critère d'érosion de contact trouvé à petite échelle est retrouvé à grande échelle. L'effet d'échelle sur le gradient hydraulique critique de l'érosion régressive n'existe pas sur la vitesse critique de l'érosion de contact.

- L'érosion de contact peut se prolonger par une érosion de conduit qui ruinerait la digue, si 4 conditions étaient réunies: la règle de filtration géométrique n'est pas respectée entre le limon et le gravier, la vitesse de Darcy est >2 cm/s dans la grave, le silt est très érodable et apte à tenir un conduit sans s'effondrer et le conduit d'érosion débouche sur le parement aval après claquage ou soulèvement hydraulique.



Graphique 5 : Seuil de déclenchement de l'érosion de contact en vitesse de Darcy dans la grave

4. LE CRITERE DE DECHAUSSEMENT : LES TESTS EDF PAREOT-CNR

4.1 Contexte

Les résultats précédents du PN ERINOH posent deux questions.

1. Des centaines de km de digues le long de nos grands fleuves (Rhin, Rhône) sont constituées de recharge en alluvions. Des dizaines ont été soumises à l'érosion de contact, aucune ne s'est rompue. D'où vient la différence avec la digue ERINOH ?
2. Si une érosion de conduit « perce » une recharge de faible épaisseur, alors qu'une recharge épaisse empêcherait la ruine de la digue, il existerait donc une épaisseur de recharge critique, qui à la fois empêcherait le glissement mais aussi bloquerait l'érosion interne.

4.2 Expérimentations

Pour répondre à la première question, un troisième modèle est mis en place avec une recharge de 130 cm d'épaisseur verticale en matériau suffusif, les alluvions de Chavanay. Malgré une charge d'eau amont de 2,1 m et une érosion de contact dans la fondation, activée par une vitesse de Darcy supérieure à 2 cm/s, aucune rupture ne succède à plusieurs jours d'érosion. La répétition de l'essai confirme que les gradients hydrauliques supérieurs au gradient critique provoquent une suffusion massive qui colmate la grave. L'écoulement est obligé de contourner cette zone colmatée. Sa résurgence sur le talus provoque une érosion régressive qui ravine le pied puis progresse vers la crête sans rupture.

Pour répondre à la seconde question, une campagne de dix essais est menée en 2013/2014, afin d'identifier sous quelles conditions une recharge peut éviter la rupture. Lors de chaque essai, une recharge granulaire d'une épaisseur comprise entre 0,5 et 1,5 m est construite dessus l'exutoire de 1 ou 5 tubes en PVC, qui simulent respectivement un écoulement concentré ou plan horizontal sortant du noyau. La charge hydraulique est augmentée par paliers à l'amont des tubes, jusqu'à une charge hydraulique « critique » causant la rupture de la recharge. Cette charge et le mécanisme de rupture diffèrent suivant la pente et le matériau de recharge (Graphique 6). Sur les matériaux très perméables, une érosion régressive ravine le talus. La protection consiste à zoner l'enrochement, vérifier la stabilité avec les sous-pressions et dimensionner les blocs extérieurs au déchaussement. Sur les matériaux semi perméables (alluvions), un glissement global est souvent observé. Dans

les deux cas, un soulèvement brutal par claquage hydraulique apparaît pour une recharge dont l'épaisseur peut être calculée si elle est soumise à un écoulement plan.



Graphique 6 : Recharge suffusive avec déchaussement régressif (gauche) et recharge perméable et non suffusive claquée (droite)

4.3 Leçons

- Il existe une épaisseur critique de charge hydraulique qui amène la rupture de la recharge et du filtre.
- Cette épaisseur diffère fortement suivant que l'écoulement est ponctuel (3D) ou plan (2D).
- En 2D, l'épaisseur critique correspond au claquage hydraulique qui fait glisser la pente et ouvrir une fissure verticale. La recharge suffusive se rompt par glissement, la recharge perméable par déchaussement.

5. LA STABILITE DES BARRAGES AVEC PERRE : LES TESTS DE L'ANR PEDRA

5.1 Contexte

Les modèles physiques de barrage, dont l'apport mis en évidence par IJkdijk est confirmé par ERINOH, ont donc été intégrés dans le projet PEDRA (2011-2014). L'objectif du Projet PEDRA est de donner aux bureaux d'études des outils de modélisation et de diagnostic des ouvrages en pierre peu ou non maçonnés durant leur durée de service. Pour les barrages, il s'agit de comprendre et de reproduire les mouvements observés sur les perrés des barrages en enrochements rangés ou déversés construits entre les années 1930 et 1950.

La modélisation aux éléments discrets de Deluzarche montre en 2003 qu'un perré aux pierres rangées accroît d'une manière considérable la stabilité d'un parement en enrochement. Est-ce vrai ? La modélisation met en évidence un fluage dont l'arrêt, dépendant des critères numérique adoptés, déplace la limite entre glissement et équilibre. Il a fallu attendre 10 ans pour vérifier ces résultats et plus généralement réaliser des tests qui servent de références d'étalonnage de tout modèle numérique de stabilité. En 2014, un modèle de barrage en enrochement avec perré est construit par les muraillers de Provence, ausculté par capteurs et caméra rapide de l'ENTPE et par photogrammétrie d'EDF DTG+DR et est sollicité jusqu'à la rupture.

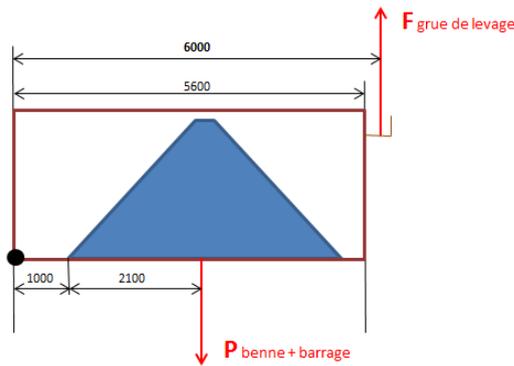
5.2 Expérimentations

Le remblai est constitué de blocs déversés de dimensions variant entre 4 à 7 cm (type 40-70 mm) provenant de la carrière de granite de Meaux-la-Montagne (Beaujolais). L'angle de frottement bloc sur bloc a une moyenne de 29° et un écart-type de 2° sur 27 mesures. L'angle de pente naturelle des stocks en carrière est de 36°. Le poids volumique de l'enrochement est estimé entre 12,9 et 14,1 kN/m³. L'angle de frottement mesuré à l'essai triaxial de 1m de diamètre est de 42° à 14,1 kN/m³ sous 100 kPa de confinement.

L'expérimentation consiste à construire un barrage en enrochement à l'échelle 1/10 dans une benne de camion et à mesurer la pente limite du parement, lors de la rotation de la benne (graphique 7).

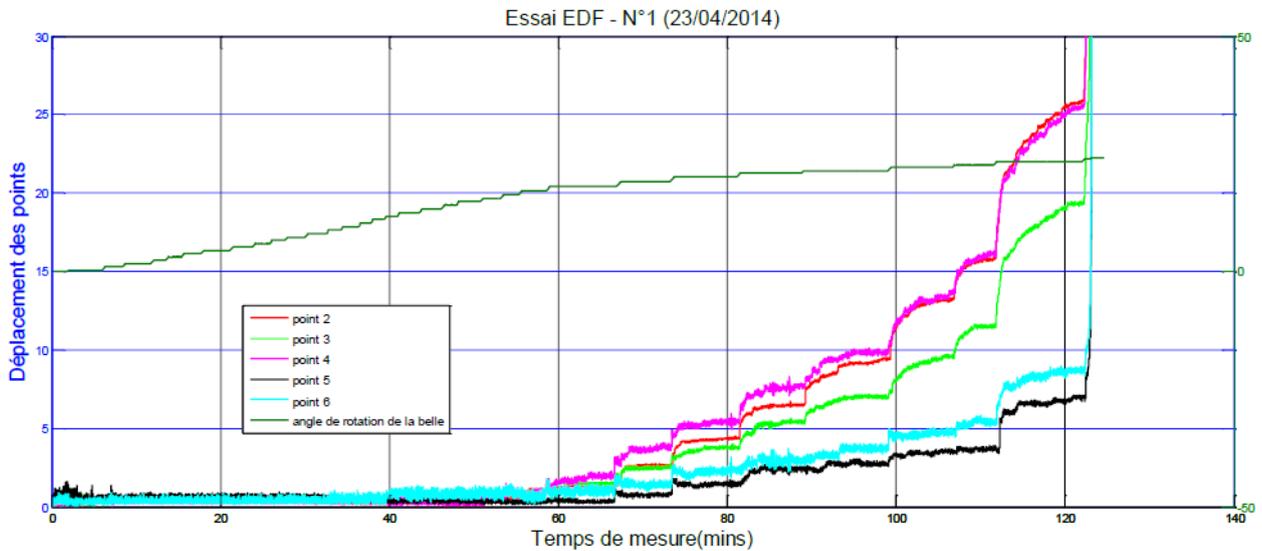
Le premier remblai est sans perré. Il est mis en place en décembre 2013. Il a une pente initiale de 24°. La rotation de la benne est conduite par paliers de 2° et de 5 min au début puis de 1° jusqu'à stabilisation apparente. Tant que l'angle de la pente avec l'horizontale est inférieur à 36°, les mouvements sont négligeables. Au-delà des mouvements différés apparaissent. Tant que l'angle de la pente est inférieur ou égal à 46°, les mouvements

différés de chaque palier s'amortissent. A 48°, les mouvements sont permanents. L'angle de frottement maximal est pris égal à 46°.

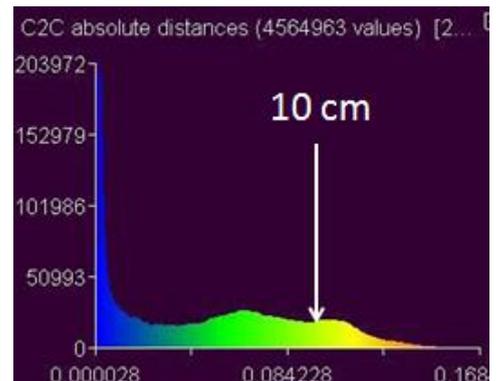
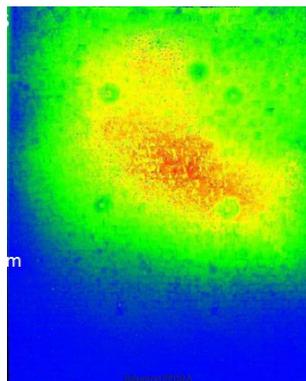


Graphique 7 : Le principe de rotation du remblai et l'appareil de levage

Le premier cas de remblai avec perré ressemble au barrage de Portillon à l'échelle 1/10. Il mesure 2 m de hauteur, 4,20 m de longueur et 2,25 m de largeur. L'épaisseur moyenne du perré est 5,6 cm. La pente du remblai initiale fait un angle de 45°. Tant que l'angle de rotation ne dépasse pas 16° et que la pente est inférieure ou égale à 61°, les points surveillés n'ont ni mouvement relatif ni différé, la pente est complètement stable. Avec une rotation de 16° à 23,5° et une pente de 61° à 68,5°, les déplacements différés apparaissent et augmentent avec la rotation. A 24°, ils sont permanents, un bruit d'écoulement est entendu et le parement se rompt en forme de vague (Graphique 8). La pente limite a un fruit de H/V=0.4/1 !



Graphique 8 : Déplacement des points en mm (gauche) et rotation (°) droite fonction du temps



Graphique 9 : Photographie et cartographie des déplacements par photogrammétrie

Trois autres cas de perré sont testés : le cas 2 a un perré en blocs de schiste taillés et ordonnés, le cas 3 a un perré en blocs de schistes irréguliers, le cas 4 double le perré du cas 1. Les résultats sont dans le tableau 2.

Expérience	Cas 1	Cas 2	Cas 3	Cas 4
Date	23/04/2014	06/05/2015	28/05/2015	16/07/2015
Roche mère des pierres du perré	Granite	Schiste	Schiste	Granite
Angle de frottement pierre sur 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
Épaisseur des pierres du perré (cm)	5-6	5	5-12	2*5-6
Masse surfacique (kg/m ²)	115	114	177	230
Angle limite du perré (°)	69	66	74,5	73

Tableau 2 : Caractéristiques des perrés et Pentés limites associées

5.3 Leçons

- La modélisation aux éléments discrets du LTDS avait raison :
- Le perré augmente fortement la pente limite du barrage.
- La pente limite augmente avec l'épaisseur du perré.
- Il existe bien un fluage tertiaire avant rupture.
- Ce fluage est un indice annonciateur de la rupture à intégrer dans les critères d'auscultation
- Une étude plus détaillée de ce fluage permettra de fixer les seuils d'intervention.

6. L'EMPLOI DES ARGILES TRAITÉES: LES TESTS DU FUI DIGUEELITE

6.1 Contexte

A la fin du projet ERINOH, la société LHOIST propose à IRSTEA (S. Bonelli) de travailler sur le traitement à la chaux des argiles comme parade à l'érosion interne. Les premiers résultats d'essais d'érosion de trou mettent en évidence une amélioration nette de la résistance à l'érosion. Ce résultat incite à développer cette solution pour améliorer la sécurité des digues en France. EDF, sollicitée, accepte de contribuer à cette innovation. ISL est le bureau d'études choisi pour rejoindre l'industriel, le centre de recherches et le maître d'ouvrage dans le consortium qui obtient un projet FUI (Fond Unique Interministériel) de 2013 à 2017.

L'objectif consiste à livrer à la profession une conception de Digue (neuve ou renforcée) Résistante (au glissement, à l'érosion interne et la surverse) en sols-chaux avec des dispositifs constructifs validés par un ou plusieurs ouvrages témoins sur site-pilote. Une première digue réalisée en 2011 montre la faisabilité de la réalisation, une seconde construite en 2015 est testée en 2016 pour mesurer sa résistance à la surverse.

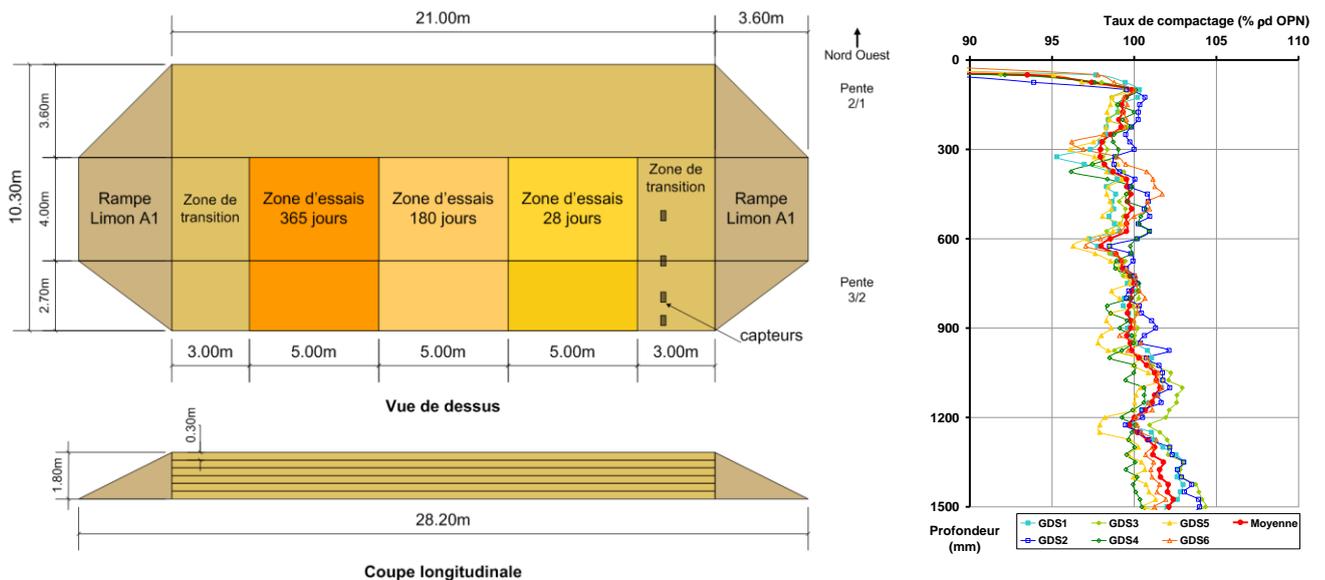
6.2 Expérimentation de 2011 : faisabilité d'une digue homogène en limon traité

Le contrôle d'argile traitée met en évidence dans les années 1970 de graves hétérogénéités, à tel point que le Cemagref ne recommande plus son emploi. Il est vrai que la première qualité d'un barrage homogène est son « homogénéité » ! Si les petites entreprises n'ont ni le matériel ni l'expérience pour obtenir cette qualité des terres, il est dangereux de leur préconiser cette technique.

Mais 40 ans plus tard, les grands travaux de terrassements (LGV et autoroutes) utilisent des matériels bien plus perfectionnés. Les nouveaux malaxeurs sur gite obtiennent une mouture 0/6 mm parfaitement régulière. La centrale mobile règle en continu les teneurs en eau et en chaux, comme la centrale à béton.

La démonstration de l'homogénéité par ces équipements est vérifiée sur une digue expérimentale de 1,8 m de hauteur par LHOIST au CER de Rouen (Graphique 9), compactée en 6 couches par un rouleau vibrant à pieds

dameurs VP5 à 3 km/h. Le limon ($I_p=14$, $\gamma_{dOPN}/\gamma_w=1,82$, $w_{opn}=14,5\%$) est traité à 2,5 % de chaux ($\gamma_{dOPN}/\gamma_w=1,738$, $w_{opn}=17,8\%$). Les contrôles montrent que la mouture est un 0/20 mm et que l'écart-type de la teneur en eau n'est que de 0,7 % (118 mesures), celui du taux de compactage de 1,1 % (42 mesures) et celui du taux de chaux n'est que 0,2 % (6 mesures) !



Graphique 10 : Les dimensions et le zonage de la digue expérimentale de Rouen (gauche) et 6 profils verticaux de taux de compactage à droite (document Lhoist)

6.3 Expérimentation de 2016 : test de surverse d'une digue homogène en limon traité

L'été 2015 un tronçon de digue a été construit avec deux sections, la première en limon non traité et la seconde en limon traité (Graphique 10). Les deux ont été soumis à un test de surverse développé par IRSTEA en avril 2016. Les résultats montrent que les deux tronçons ont résisté à la surverse. Le sol traité moins érodé que le sol naturel, l'expérimentation continuera pour définir l'état ultime de rupture et vérifier que le sol traité est une variante à la protection d'engrochement.



Graphique 11 : La digue expérimentale : section non traitée à gauche et section traitée à droite

6.4 Leçons

- La technologie existe pour réaliser des remblais homogènes d'argile ou de limon traité à la chaux, comme le démontre la réalisation de la digue d'essai du CER.
- Une digue d'essai du type digue de protection contre les crues, a été construite au bord du Vidourle et est en cours de tests de résistance à la surverse. Sans ce type de démonstrateur, il ne serait pas possible de conclure.

7. LE SURCOMPACTAGE : LES TESTS DE L'ANR TERREDURABLE

7.1 Contexte

Le « surcompactage » est-il le « monstre du Lock Ness » des terrassements ? Les témoins, qui pensent l'avoir vu, ne savent pas le décrire avec certitude. Il n'existe pas de document. Le projet ANR TERREDURABLE, financé en 2012, a l'objectif d'écrire un guide de recommandations traitant de la construction des ouvrages en sols fins et notamment des pathologies de construction, tels le feuilletage, l'orniérage, le matelassage et le surcompactage. A cette fin, il veut vérifier l'hypothèse que le surcompactage serait une chute de la portance conséquente à une énergie de compactage suffisamment élevée pour malaxer le sol et réduire drastiquement la succion et la cohésion. Un témoignage oral de Morel (responsable des essais au CER de Rouen dans les années 70-80) confirme qu'une grave intensément compactée a fini par se liquéfier après une nuit de compactage.

Le chantier de l'autoroute A304, regroupant plusieurs membres du projet, les terrassiers Vinci et Valerian sous maîtrise d'œuvre Egis, a été l'opportunité de concevoir et de réaliser une série de planches d'essai en vue de reproduire ce phénomène et de vérifier cette hypothèse [4].

7.2 Expérimentations

Une marne A2 d'IP=24 et de wOPN=21 % est compactée par deux rouleaux vibrant lourds, un V5 à bille lisse et un pied dameur VP5. La résistance de pointe du pénétromètre Panda, qd, est mesurée sur les 30 cm supérieurs de chaque plot d'essai, pour chaque plage de teneur en eau, et traitée conformément à la méthode du fascicule 62 (écrêtage à 1,3 fois la valeur moyenne de résistance de pointe et élimination des valeurs de résistance de pointe correspondant à des cailloux isolés). Le compactage normal est de 4 passes et le surcompactage de 16 passes.

- Côté sec du Proctor, le surcompactage améliore la résistance de pointe qd sur les 2 plots de matériau brut compacté (un au compacteur vibrant lisse V5 et l'autre au compacteur vibrant pied dameur VP5 dont les résultats sont beaucoup plus homogènes que ceux du V5).
- A l'optimum, le surcompactage n'améliore pas la résistance sauf sur un seul plot (matériau pulvimixé, compacté au V5) parmi les 4 plots de compactage testant la mouture (matériaux pulvimixés ou bruts) et le compacteur (V5 ou VP5).
- Côté humide, le surcompactage diminue fortement la résistance du matériau brut (avec le VP5, car la portance est trop faible pour compacter avec le V5).

7.3 Leçons

- Le surcompactage augmente la résistance du matériau compacté côté sec, car la succion, qui est le paramètre moteur, reste constante.
- A l'inverse il diminue sa résistance, côté humide, quand le matériau est tellement malaxé, l'air est chassé, le degré de saturation tend vers 100 % tandis que la succion tend vers 0.
- Il est très dangereux dans le compactage de vouloir compenser une forte humidité par une forte énergie de compactage, cela réduit encore plus la résistance du sol.

8. CONCLUSIONS ET PERSPECTIVES

Six exemples montrent comment des modèles physiques répondent à des questions très concrètes d'évaluation de la sécurité. Il est significatif de noter que ces modèles physiques se succèdent et à chaque fois ouvrent des perspectives nouvelles à d'autres modèles. Les résultats de ces modèles deviennent des références incontournables pour les modèles numériques, qui devront les simuler dans le cadre de la qualification des couples modélisateur-logiciel.

Ainsi, le prochain modèle physique sera un barrage en enrochement avec et sans perré, à l'échelle 1/10, soumis à un séisme, dans le cadre du Projet National « Barrages et Séismes ». Il ne s'agira pas de rechercher les lois de similitude, mais simplement de démontrer que les couples logiciels-modélisateurs sont aptes à reproduire ces expériences avant de modéliser un ouvrage en vraie grandeur.

Une modélisation de liquéfaction en vraie grandeur nature sera le modèle suivant et permettra à son tour de qualifier les analyses simplifiées ou couplées non linéaires de cette cause majeure de rupture sismique de remblai.

L'extrapolation des résultats du modèle physique à la réalité du modèle grandeur nature exige une connaissance des lois de similitudes et d'éventuels effets d'échelle. L'histoire a souvent montré que l'ingénieur savait interpoler mais ne savait pas extrapoler. Chaque extrapolation des résultats du modèle physique doit être sérieusement étudiée. Par exemple, les essais d'érosion de contact n'ont pas montré d'effet d'échelle sur la vitesse critique, cependant ils ont montré qu'il devait exister une limite de l'épaisseur de la couche de grave en deçà de laquelle le colmatage l'emporterait sur l'érosion, ce qui aurait pour effet de décaler la valeur critique.

Finalement, un grand nombre de situations à modéliser et un important travail collectif, incontournables à l'amélioration de la sûreté, attendent les jeunes ingénieurs qui prendront le relais de ces quelques exemples.

REMERCIEMENTS

Je remercie vivement les organismes de financement qui ont soutenu et soutiennent encore ces projets d'expérimentation comme les Projets Nationaux et les FUI (les régions). Je déplore le retrait financier de l'Etat au financement des PN et plaide pour son retour. Je tiens à remercier les nombreux collègues qui ont participé aux montages de toutes ces expérimentations et sont venus à bout des difficultés administratives, financières et technocratiques. Je leur souhaite de persévérer dans de futurs montages tant qu'ils le peuvent.

RÉFÉRENCES ET CITATIONS

- [1] Bonelli, S., and Brivois, O., (2007) The scaling law in the hole erosion test with a constant pressure drop Int. J. Numer. and Anal. Meth. in Geomech. DOI: 10.1002/nag 683.
- [2] Albert, R., & Frossard, E., (2008). Consideration on materials for high embankment dams. Hydropower & Dams Issue Two. Pages 102-107.
- [3] Nerinx, N., Bonelli, S., Puiatti, D., Herrier, G. Fry, J.-J., Tourment, R. Nicaise S. (2016) Impact of lime treated soils performance on design of earth fill dams and dikes Paper 232 ICOLD Johannesburg.
- [4] Pelizzari, B., Mahmutovic, D., Boutonnier, L., Bufalo, M., Gavois, L., Salager S., (2016). Planche de compactage expérimentale : impact de différents paramètres sur le bon compactage des matériaux fins. J. N. G. G., Nancy

RETOUR D'EXPERIENCE DE LA PREMIERE GENERATION DES ETUDES DE DANGERS DE BARRAGES EN FRANCE : ANALYSE METHODOLOGIQUE ET COMPARAISON A L'ACCIDENTOLOGIE

*Feedback on the first generation of French dam risk analysis studies :
methodological analysis and comparison with the accident database*

DOI : 10.24346/cfbr_colloque2016_e04

Simon Dieudonné, Laurent Peyras, Bruno Beullac

Irstea, 3275 route de Cézanne CS 40061, 13 182 Aix-en-Provence, France

{simon.dieudonne, laurent.peyras, bruno.beullac}@irstea.fr

Clément Gastaud, Guirec Prévot,

BETCGB, 44 avenue Marcelin Berthelot, 38 030 Grenoble, France

{guirec.prevot, clement.gastaud}@developpement-durable.gouv.fr

MOTS CLÉS

Barrages, Etudes de Dangers, Sûreté de Fonctionnement, Mécanismes de Défaillance, Accidentologie.

RÉSUMÉ

Cette communication vise à dresser un retour d'expérience sur la première génération d'études de dangers de barrages en France. Dans un premier temps, nous dressons un bilan des pratiques méthodologiques et des difficultés rencontrées dans chacune des étapes de l'analyse de risques (analyse fonctionnelle, analyse des modes de défaillances, modélisation des scénarios de défaillance, évaluation de la mesure de sûreté de fonctionnement, étude de réduction des risques). Dans un second temps, nous mettons en analogie l'examen des scénarios de défaillance identifiés dans les analyses de risques avec les incidents et accidents recueillis dans l'accidentologie nationale, et ce dans l'objectif de mettre en évidence les modes de défaillance insuffisamment développés. Au final, nous faisons quelques propositions destinées à améliorer les pratiques lors de la seconde génération d'études de dangers prévue dans les prochaines années.

ABSTRACT

This article presents a feedback on the first generation of French dam risk analysis studies. In a first phase, we present a review of methodological practices and difficulties encountered in each step of the risk analysis (functional analysis, analysis of failure modes, establishment of a failure scenario model, assessment of probabilities and consequences, study of risk reduction). In a second phase, we compare failure scenarios – identified in risk analysis – with the French feedback of accidents and incidents. The aim is to highlight underdeveloped failure modes in risk analysis. Finally, we indicate advice in order to improve the practice of the second generation of French dam risk analysis studies.

1. INTRODUCTION

Prévues dans le cadre de la réglementation s'appliquant aux grands barrages de classes A et B, les études de dangers visent à déterminer le niveau de sûreté des barrages et de leurs composants, puis à proposer des mesures aptes à améliorer la connaissance et la maîtrise des risques qu'ils représentent pour la sécurité publique. Le contenu en est détaillé dans l'arrêté du 12/06/2008 définissant « le plan de l'étude de dangers des barrages et des digues et en précisant le contenu » et la circulaire du 31/10/2008 incluant le « guide de lecture des études de dangers de barrages » [1].

Dans le cadre de la mission d'appui scientifique et technique au ministère chargé de l'écologie, le BETCGB et Irstea sont chargés de porter une analyse approfondie sur le contenu de ces études de dangers de barrages et de

soumettre des avis formulant des observations sur les points devant faire l'objet d'améliorations ou de compléments.

Dans ce contexte et à l'appui de plusieurs années d'instructions, cette communication vise à dresser un retour d'expérience sur la première génération d'études de dangers de barrages en France. Ce travail est mené par le biais d'une analyse des pratiques méthodologiques mises en œuvre et d'une analyse comparative entre les scénarios de défaillance identifiés dans les analyses de risques et les données issues de l'accidentologie. Ce travail vient s'inscrire comme une suite logique au premier retour d'expérience sur la pratique des études de dangers de barrages qui avait été dressé lors du colloque CFBR² de 2011.

Pour ce faire, le BETCGB et Irstea ont conjointement développé une base de données sur le cadre méthodologique employé dans les études de dangers et sur les mécanismes de défaillance identifiés dans les analyses de risques. Cette base a été implémentée au moyen d'un large échantillon d'études de dangers de barrages (environ 400) de tous types relevant du régime de la concession ou de l'autorisation. Cette communication s'appuie également sur le recueil des événements de l'accidentologie française identifiés dans les bases de données ARIA et du BETCGB.

2. RETOUR D'EXPERIENCE SUR LES PRATIQUES METHODOLOGIQUES DES ETUDES DE DANGERS DE PREMIERE GENERATION

2.1 La sûreté de fonctionnement dans le domaine des barrages

Les méthodes qualitatives de la sûreté de fonctionnement, issues de l'industrie, sont employées dans les études de dangers et sont adaptées aux systèmes complexes et uniques que représentent les barrages [2] [3].

La base de données développée par l'appui scientifique et technique comporte un volet sur le cadre méthodologique employé dans les études de dangers de barrages. Pour chacune des étapes méthodologiques, nous avons défini des champs afin de produire des analyses statistiques. L'intérêt de cette base de données est de faire un état des lieux sur les pratiques méthodologiques utilisées, et de faire apparaître les difficultés rencontrées mais également les améliorations constatées depuis le retour d'expérience du colloque CFBR de 2011, et ce afin d'en tirer une analyse critique.

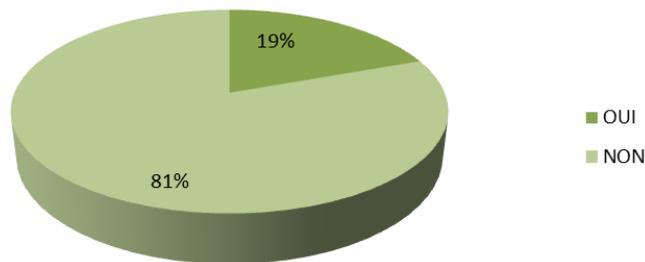
2.2 Pratique de l'analyse fonctionnelle

2.2.1 Analyse fonctionnelle externe

Pour l'ensemble des études de dangers analysées, la description de l'environnement du barrage est traitée de manière satisfaisante. Cette section identifie et localise les éléments relatifs à l'environnement naturel du site, aux habitations, aux activités humaines et aux infrastructures, que ce soit comme enjeux potentiels mais aussi comme facteurs d'agression.

Cependant, nous constatons que nombre d'études (81 %) se limitent à cette seule description de l'environnement de l'ouvrage sans réellement procéder à une analyse fonctionnelle externe. Celle-ci permettrait d'identifier l'ensemble des éléments extérieurs susceptibles de provoquer directement ou indirectement une situation dangereuse sur l'ouvrage et son environnement, et d'explicitier – au moyen d'un bloc de diagrammes fonctionnels – les interactions du barrage avec son environnement extérieur.

² CFBR/AFEID, Colloque sur « Les pratiques des études de dangers de barrages », Lyon, les 28 et 29/11/2011.



Graphique 1 : Répartition des études qui présentent une analyse fonctionnelle externe

2.2.2 Analyse fonctionnelle interne

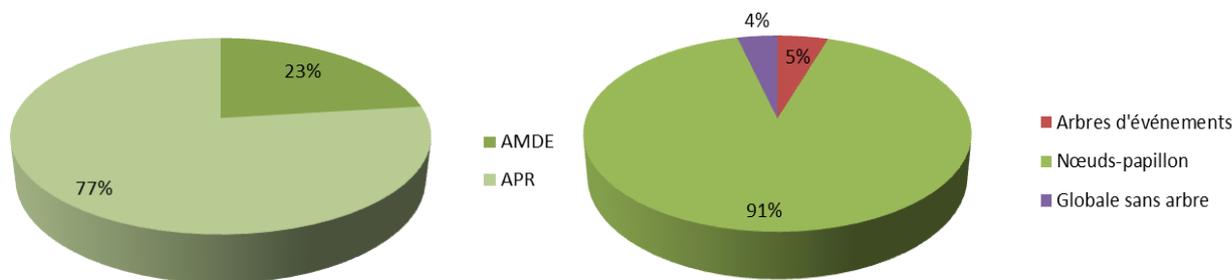
De manière générale, nous constatons que les études de dangers présentent une description complète et illustrée du barrage et de ses composants. La majorité des études déploie une analyse fonctionnelle interne (95 %) qui décompose explicitement le barrage, à l'échelle des macro-composants (72 %) (par exemple : « évacuateur de crues », « vidange », « auscultation », « étanchéité », etc.), voire même des sous-composants (27 %) (par exemple : pour le composant « évacuateur de crues », les sous-composants « seuil déversant », « coursier » et « bassin de dissipation »), ce qui conduit à identifier de manière exhaustive les fonctions techniques associées. Selon le niveau de complexité du système étudié, ce niveau de décomposition structurelle peut quelquefois se suffire pour des barrages de taille modeste. Il est toutefois attendu que l'analyse fonctionnelle soit menée avec un niveau de granularité plus précis (par exemple : pour les barrages qui présentent une architecture structurelle et fonctionnelle plus complexe). Cette insuffisance méthodologique peut conduire à omettre l'identification de modes de défaillance dans l'analyse de risques en l'absence d'analyse fonctionnelle suffisamment détaillée. Enfin, nous constatons parfois que la décomposition structurelle est menée en se limitant au barrage dans son ensemble (1 %).

2.3 Pratique de l'analyse des modes de défaillance

Les études analysées présentent un tableau d'analyse des modes de défaillances. Les deux principales méthodes appliquées sont : soit une approche experte par APR (Analyse Préliminaire des Risques – 77 % des études), soit une méthode plus poussée par AMDE (Analyse des Modes de Défaillance et de leurs Effets – 23 % des études).

L'application de la méthode d'APR repose largement sur une appréciation experte ; l'identification des dangers est effectuée grâce à l'expérience, à la connaissance des experts et à des listes de situations dangereuses adaptées au domaine des barrages. Nous constatons que les APR analysées se contentent généralement d'une analyse fonctionnelle interne sommaire ; elles exposent alors une analyse de premier ordre de grandeur en mettant en évidence uniquement les modes de défaillance majeurs susceptibles d'être rencontrés sur les barrages. C'est pourquoi elles apparaissent mal adaptées pour modéliser avec finesse l'enchaînement des modes de dégradation ou de défaillance d'un scénario de défaillance.

En revanche, l'application de la méthode d'AMDE est assujettie à la connaissance structurelle et fonctionnelle du barrage et dépend donc de la qualité apportée à l'analyse fonctionnelle. Par conséquent, nous constatons que cette méthode est principalement développée dans les études présentant une analyse fonctionnelle complète et détaillée. Néanmoins, l'analyse des études de dangers montre que l'AMDE n'est pas systématiquement effectuée en cohérence avec l'analyse fonctionnelle : elle ne reprend parfois pas le format de décomposition déployé dans l'analyse fonctionnelle, ce qui peut conduire à une perte d'informations et l'omission de modes de défaillance.



Graphiques 2 et 3 : Répartition des méthodes d'analyse des modes de défaillance (à gauche) et Répartition des méthodes d'arbres de scénarios (à droite)

2.4 Pratique de la modélisation des scénarios de défaillance

Les méthodes pour la représentation des scénarios de défaillance consistent à modéliser l'enchaînement des éléments – modes de dégradation, aléas naturels, conséquences – dans une arborescence rendant compte des scénarios pouvant conduire à la défaillance partielle ou totale du barrage. Les trois principales méthodes appliquées sont : la méthode des arbres d'événements (5 % des études), la méthode des arbres de causes et la représentation par nœuds-papillons (91 % des études pour ces deux méthodes). Toutefois, nous constatons qu'un petit nombre d'études traite les scénarios de manière globale, sans qu'ils ne soient analysés comme une succession de modes de défaillance (4 % des études).

L'application de la méthode du nœud-papillon s'apparente à la méthode des arbres de causes, puisque les conséquences découlant des scénarios accidentels sont peu développées. Nous constatons que la méthode des arbres de causes s'adapte bien à une APR puisque, au même titre que cette dernière, elle s'appuie essentiellement sur l'expertise ; elle ne permet donc pas de garantir l'exhaustivité des défaillances.

En revanche, l'application de la méthode des arbres d'événements trouve ses applications dans les études présentant une analyse fonctionnelle et une AMDE complètes et détaillées. De l'analyse des études, nous constatons que le développement de l'arbre se fait chronologiquement et de façon inductive en étudiant le comportement (fonctionnement ou dysfonctionnement) de chaque composant de l'ouvrage.

2.5 Pratique de l'estimation de la mesure de sûreté de fonctionnement

2.5.1 Probabilité d'occurrence

La très grande majorité des études de dangers (96 %) produisent une estimation des probabilités d'occurrence (par probabilité quantitative ou bien par classes de probabilité) associées aux modes de défaillances élémentaires. Cela permet ainsi d'estimer l'occurrence finale des scénarios par agrégation des probabilités. Toutefois, nous constatons qu'un petit nombre d'études (4 %) ne respectent pas cette démarche et procèdent à une évaluation globale des scénarios, simplement à dire d'experts et sans réelle analyse des événements pouvant intervenir dans l'arborescence des scénarios. Cette dernière pratique n'est pas à encourager car l'estimation directe par expertise d'un scénario souffre de biais d'évaluation très importante.

Différents types d'approches quantitatives sont déployées dans les études de dangers de barrages pour estimer les probabilités des modes de défaillance : la démarche probabiliste pour les aléas naturels (crue, séisme, vent) ; la démarche à dire d'experts basée sur des grilles d'appréciation définissant les classes de probabilités utilisées dans le domaine des barrages lorsqu'il est impossible de procéder à une estimation probabiliste ou fréquentielle.

Lorsque l'évaluation des probabilités des modes de défaillance est produite par approche experte, nous observons parfois que l'appréciation des classes de probabilités n'est pas suffisamment justifiée au regard des études techniques disponibles (hydrologie, hydraulique, stabilité) et du diagnostic expert de l'ouvrage (rapports de surveillance et d'auscultation). Aussi, en l'absence d'information et d'élément de justification suffisamment précis sur un élément particulier, l'évaluation à dire d'experts d'un mode de défaillance élémentaire associé à

une probabilité d'occurrence annuelle faible est contestable car elle comporte des biais d'évaluation très forts. Même si cette pratique est constatée dans certaines études de dangers, elle n'est pas à encourager.

Dans la majorité des études analysées (97 %), nous constatons que les composants les plus critiques, c'est-à-dire ceux présentant un enjeu de sûreté important, sont associés à des barrières de sécurité proposées pour assurer une fonction de sécurité. On peut ainsi trouver : le dispositif d'auscultation³, les moyens de secours à l'alimentation normale, la surveillance visuelle⁴ des dispositifs technico-organisationnels (alarme à l'opérateur, procédures et actions). Par contre, un peu moins de la moitié des études (38 %) ne procèdent pas à l'évaluation de leur fiabilité : elles doivent être justifiées selon des critères d'indépendance par rapport au scénario étudié, d'efficacité, de temps de réponse et de maintien dans le temps.

2.5.2 Gravité des conséquences

Presque toutes les études analysées (95 %) estiment la gravité des conséquences de l'événement redouté « rupture » en termes de population exposée. Elles sont accompagnées d'une étude de propagation d'onde de rupture qui expose la cartographie de la zone inondée pour localiser les enjeux potentiels menacés. Nous constatons que la pratique des études de propagation d'onde de rupture est hétérogène et ne respecte pas systématiquement les objectifs visés par l'arrêté EDD barrages. Les principaux défauts rencontrés portent sur la cartographie de l'onde de rupture : la précision est parfois insuffisante (il est attendu une carte IGN à l'échelle 1/25 000) ; la limite du modèle n'est parfois pas menée jusqu'à un point où le débit de l'onde de submersion devient inférieur à celui d'une crue de référence dont les conséquences en termes de zones inondées sont connues. Le nombre de personnes éventuellement impactées est estimé par la superposition de la cartographie de l'onde de rupture avec une carte d'occupation des sols. Une grille de référence permet de déterminer les classes de gravité des conséquences de chaque scénario.

Cependant, un grand nombre d'études (60 %) s'écarte de cette méthode et estime les conséquences d'un accident par équivalent crues ou présente une cartographie sommaire, ce qui ne respecte pas la réglementation car ces pratiques ne permettent pas d'évaluer correctement les conséquences.

2.5.3 Niveau d'acceptabilité du risque des scénarios – Analyse de la criticité

Le niveau d'acceptabilité du risque des événements redoutés est analysé au moyen d'une matrice de criticité qui positionne l'ensemble des événements redoutés les uns par rapport aux autres en fonction de la probabilité d'occurrence et de la gravité des conséquences. Si l'ensemble des études analysées fournissent une matrice de criticité, plus des deux tiers (68 %) fait abstraction d'une décomposition par code couleur et ne se prononce donc pas sur le niveau d'acceptabilité du risque, ce qui ne reprend pas les termes du guide de lecture des EDD [1].

2.6 Pratique de l'étude de réduction des risques

Pour l'ensemble des études de dangers analysées, la méthodologie est menée jusqu'à son terme avec la présentation de mesures qui visent à réduire les risques critiques identifiés ou à en améliorer la connaissance et la maîtrise. La majorité des études distingue différents types de mesures : modifications structurelles de l'ouvrage, modifications des procédures de surveillance, d'entretien et/ou d'exploitation, réalisation d'études techniques complémentaires.

De manière générale, le maître d'ouvrage s'engage à mettre en œuvre ces mesures dans un délai prescrit (78 % des études). L'efficacité de ces mesures sur l'appréciation du niveau d'acceptabilité du risque des scénarios est exposée (pour l'ensemble des études) et traduite sur une matrice de criticité résiduelle (14 % des études) avec réévaluation de la cotation {probabilité ; gravité} des événements redoutés. Nos avis amènent parfois à mettre en évidence des besoins de compléments.

³ Il est nécessaire de vérifier correctement le critère de temps de réponses vis-à-vis du scénario étudié pour l'emploi de cette barrière.

⁴ Idem

3. ANALYSE ENTRE DES SCENARIOS IDENTIFIES DANS LES EDD ET L'ACCIDENTOLOGIE

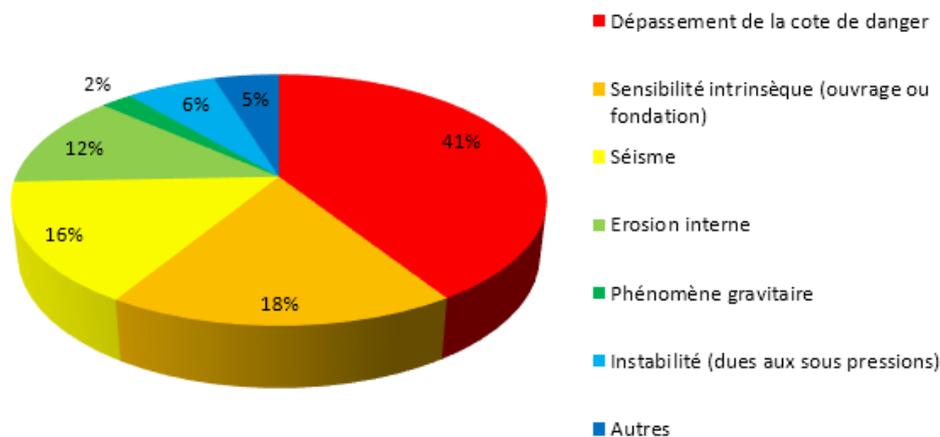
3.1 Analyse des scénarios identifiés dans les EDD

La base de données présentée en introduction permet d'identifier les scénarios identifiés comme les plus probables pouvant mener à la rupture de l'ouvrage et les scénarios les plus critiques après celui concernant la rupture (par le croisement entre une forte probabilité d'occurrence et une gravité importante).

Cette base de données est uniquement alimentée par les résultats des EDD, par conséquent sur la base des informations fournies par les bureaux d'études. Les observations portées par les DREAL qui peuvent conduire (ou ont conduit) à des modifications de détermination de scénarios critiques n'ont pas été prises en compte.

3.1.1 Analyse des scénarios les plus probables menant à la rupture

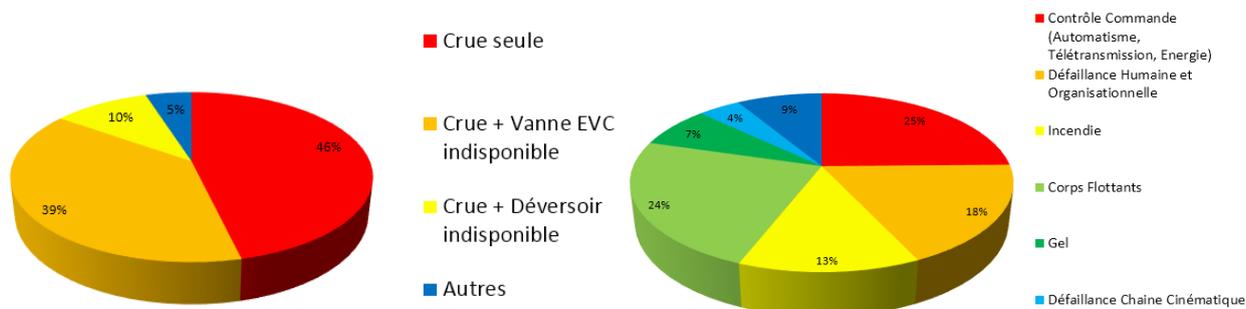
La cause de rupture principale identifiée par les bureaux d'études d'un barrage est sans surprise une rupture par dépassement de la cote de danger⁵ (41 % des cas étudiés). Parmi ces cas, ne se retrouvent pas uniquement des ruptures par exhaussement du plan d'eau par crue naturelle mais aussi de façon mineure par des apports suite à des défauts d'exploitation ou par rupture d'un barrage amont (presque jamais pris en compte dans les analyses de risque). On peut noter aussi une part importante des causes de ruptures principales attribuée à la sensibilité intrinsèque du barrage ou de sa fondation (18 % des cas étudiés ; état actuel du barrage suite à des défauts de maintenance ou vieillissement, voire dans peu de cas des défauts de conception). En outre, les bureaux d'études ont jugé que les ruptures par séisme étaient des scénarios probables de défaillance dans 16 % des cas étudiés.



Graphique 4 : Causes les plus probables de rupture identifiées dans les scénarios de défaillances des EDD de première génération.

Déjà présenté lors du colloque CFBR 2015 [8] sur la vannerie et le contrôle-commande, le scénario de dépassement de la cote de danger, concerne une crue seule dans 46 % des cas étudiés et la combinaison d'une défaillance de la fonction d'évacuation des crues et d'une crue pour 49 % des cas. Cette perte de fonctionnalité étant due dans 25 % à une défaillance du contrôle-commande, 18 % suite à un facteur humain ou organisationnel (mauvaise gestion de la crue et/ou de manipulation des organes de sûreté, accident de personnes...), 24 % par l'obstruction des passes des EVC par des corps flottants et plus surprenant, 13 % des cas avec le développement d'un incendie (appel de puissance au moment de manœuvrer les organes).

⁵ Dans de nombreuses Etudes de Dangers et sauf cas particuliers motivés par l'état ou le dimensionnement de l'ouvrage, la cote de danger a été identifiée comme la cote d'arase de l'ouvrage pour les barrages en remblai (ou celle de son noyau étanche) et les barrages poids, la cote de danger pouvant être même supérieure à la cote de la crête pour la plupart des barrages voûtes. Cette estimation considérée comme « forfaitaire » devra être justifiée sur la base des résultats des études (passées ou bien actualisées) de dimensionnement structurel et de résistance aux mécanismes de rupture (stabilité, sensibilité à l'érosion interne, résistance à l'érosion du rocher aval, etc.) et hydraulique (vérification des cotes atteintes à partir de l'hydrologie); une analyse critique de ces études devra être effectuée dans les prochaines EDD.

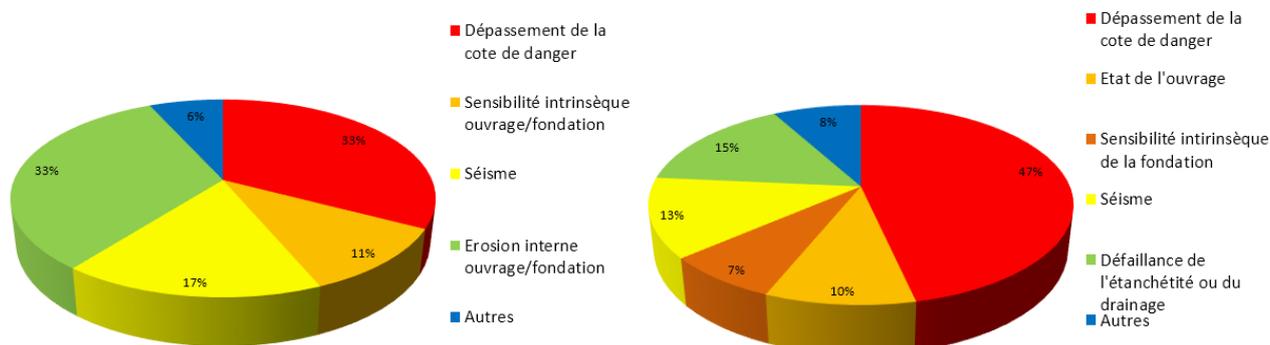


Graphiques 5 et 6 : Causes les plus probables de dépassement de la cote de danger identifiées dans les scénarios de rupture de barrage (à gauche) et causes les plus probables de l'indisponibilité d'une vanne EVC identifiées dans ces mêmes scénarios (à droite).

Les types de ruptures identifiées peuvent aussi être discriminés par grand type d'ouvrage : remblai et béton.

Pour les barrages en béton, la cause de rupture identifiée comme la plus probable au sein des EDD du parc français est la rupture par dépassement de la cote de danger et représente la moitié des cas (47 %). Le séisme serait la cause la plus probable de rupture pour 13 % des cas étudiés, suivi par des problématiques de sous-pressions (défaillance de l'étanchéité ou du drainage) pour 15 % et l'état de l'ouvrage (vieillesse, défaut de maintenance) pour 10 %.

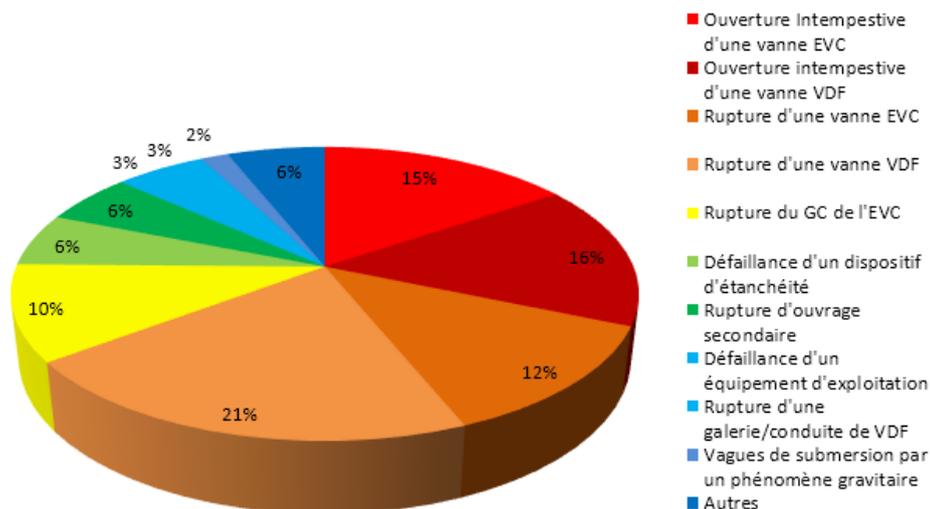
Pour les barrages en remblai, ce n'est pas le dépassement de la cote de danger (33 %), mais les mécanismes de défaillance du corps du remblai voire de la fondation qui sont identifiés comme causes de rupture les plus probables sur la majorité des cas étudiés. Compte-tenu du niveau de détail fournis dans les EDD, il n'est pas vraiment possible de discriminer selon le mécanisme de défaillance. En effet, les rédacteurs d'études ont identifié que 33 % des cas étudiés relevaient de mécanismes d'érosion interne et 11 % de « sensibilité intrinsèque à l'ouvrage ou la fondation ». Cette dernière dénomination reste vague et peut sous-entendre plusieurs causes (mauvaises conception, instabilité par glissement, et même des mécanismes d'érosion interne). Ainsi, la part des mécanismes d'érosion interne sont potentiellement plus prépondérants par rapport à ce que la statistique peut laisser apparaître. Il faut aussi noter la part importante du séisme (17 %) dans les scénarios identifiés par les bureaux d'études dans les EDD.



Graphiques 7 et 8 : Causes les plus probables de rupture d'un barrage en remblai identifiées dans les scénarios d'EDD (à gauche) et causes les plus probables de rupture d'un barrage en béton identifiées dans les scénarios d'EDD (à droite).

3.1.2 Analyse des scénarios comme les plus critiques (après la rupture) et les plus probables

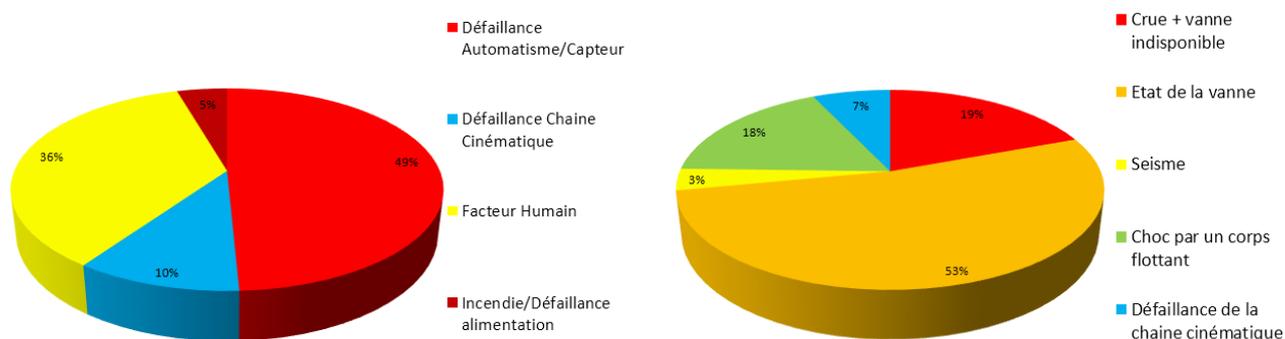
La base de données s'est aussi intéressée aux défaillances les plus critiques après la rupture du barrage. Deux types de scénarios sont principalement identifiés comme critiques après la rupture du barrage. Ce sont : « les ouvertures intempestives de vannes » et « les ruptures de vannes », pour les dispositifs d'évacuation des crues et les dispositifs de vidange. Ce dernier dispositif génère une libération de débit bien moindre que les deux premières. Mais, elle apparaît nécessairement comme critique dans les EDD des ouvrages à déversoir libre.



Graphique 9 : Causes les plus probables des événements redoutés les plus critiques après la rupture du barrage

En analysant plus précisément les causes de ces défaillances, on peut indiquer que :

- Les ouvertures intempestives d'une ou plusieurs vannes d'évacuateurs de crue auraient pour origine une défaillance du contrôle-commande (49 %) et des raisons humaines (36 %) ;
- Les ruptures d'une vanne d'évacuation des crues identifiées seraient générées majoritairement par leurs états dégradés (53 %) mais aussi suite à une non-ouverture de la vanne en crue (19 %) (voire cause de non ouverture en Graphique 6) et des chocs avec des corps flottants (18 %). Il faut aussi noter que la rupture du bloc génie civil de l'évacuateur de crue (suite à une non ouverture des vannes de crue) est identifié (10 %) dans les événements redoutés les plus critiques (cf. Graphique 9) ;
- Les organes d'évacuation des crues font l'objet d'une maintenance plus attentive que les organes de vidange de fond. C'est pourquoi, les causes de ruptures identifiées des vannes de vidange de fond sont induites par leur mauvais état (89 %). Les ouvertures intempestives de ces dispositifs de vidange sont quant à eux générés majoritairement par des erreurs humaines (80 %). En effet, la manœuvre de ces organes est souvent plus rustique (moins de contrôle-commande et chaîne cinématique plus simple), faisant reposer ainsi sur l'opérateur la plus grosse source de défaillance.



Graphiques 10 et 11 : Causes les plus probables d'ouverture intempestive (à gauche) et de rupture (à droite) d'un évacuateur de crues vanné dans les scénarios d'événements redoutés les plus critiques après la rupture du barrage

Outre les ruptures et ouvertures intempestives d'organes de sécurité ou des ouvrages génie-civil des EVC, les dispositifs d'étanchéité (bouchon béton, fond plein...) représentent 6 % des scénarios identifiés. Pour certains aménagements comportant plusieurs barrages, ces différents barrages peuvent être traités au sein de la même

EDD, dans ce cas, la rupture d'un barrage secondaire est identifiée comme le scénario le plus critique après la rupture du barrage principal. Cela représente ainsi 6 % des EDD du parc français ...

3.2 Analyse des scénarios issus de l'accidentologie

L'analyse des scénarios d'accidents peut permettre de mettre en évidence des facteurs de causes conduisant à la survenue d'accidents, causes premières ou perturbations ainsi que causes profondes. Il est donc intéressant de connaître les facteurs de causes cités dans les différents accidents et incidents qui se sont produits ainsi que leur répartition à travers un examen d'un nombre significatif de cas. Les bases de données d'accidents et d'incidents collectées et analysées fournissent des indications sur les éléments de retour d'expérience disponibles.

3.2.1. Accidentologie et incidentologie : sources de données

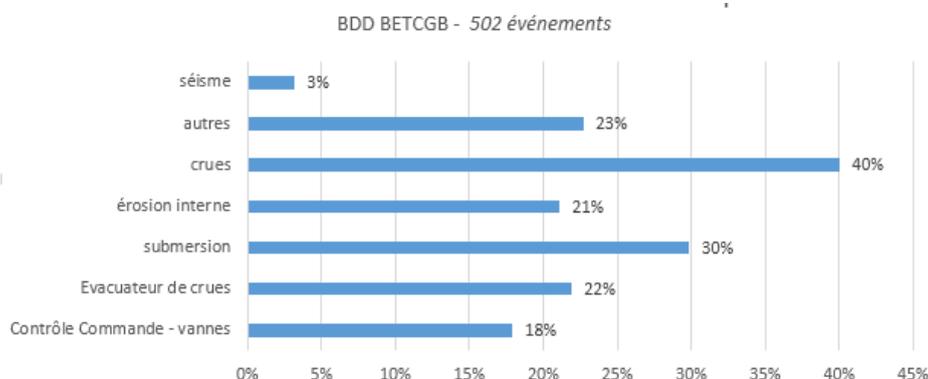
Diverses synthèses, bases de données ou publications permettent de rassembler des données concernant les accidents et incidents affectant les barrages. On peut citer ici les synthèses ayant fait l'objet de publications dans le cadre de récents colloques du CFBR (barrages poids [4], fondations de barrages [5] vantellerie et contrôle commande [6]) ou de manière plus générale les bulletins de synthèse de la CIGB (bulletins 99 et 109 par exemple [7]) ou les bases de données d'accidents et d'incidents en France telles que la base ARIA ou les bases BETCGB.

Ces bases de données permettent donc d'accéder à la fois à des accidents que l'on peut définir comme tout événement conduisant à des conséquences graves pour les biens ou les personnes aussi bien qu'à des incidents que l'on peut définir comme tout événement sans conséquences matérielles graves. Si nous ne présentons pas ici d'éléments s'agissant des causes profondes ce n'est pas pour autant que celles-ci doivent être négligées.

3.2.2. Base accidents du BETCGB : facteurs de causes des ruptures de barrages

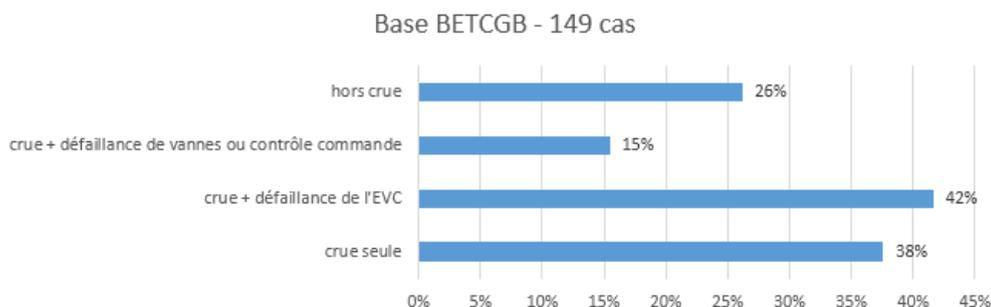
Le BETCGB dispose d'une base accident de 733 événements sur la période 1799-2016 et concernant 61 pays [6]. Du fait des modalités de recueil, le niveau de connaissance des scénarios accidentels est bien évidemment variable selon les accidents allant d'une connaissance très sommaire (date, lieu et type d'ouvrage au moins, pour 77 % des cas) à une analyse précise des causes notamment lorsque l'accident a fait l'objet de communication scientifique.

A un premier niveau d'analyse, il est intéressant d'observer la répartition des principaux éléments accidentels cités dans les scénarios de rupture. On retrouve là des résultats bien connus conduisant à observer que des mécanismes de rupture tels que la submersion et l'érosion interne sont fréquemment cités. Si la crue est la principale perturbation identifiée, le séisme apparaît comme une cause de rupture bien moins fréquente.



Graphique 12 : Fréquences de citation de divers éléments accidentels dans les scénarios de rupture

S'agissant des ruptures par submersion, le graphique 13 précise la répartition des circonstances et facteurs de causes identifiés.

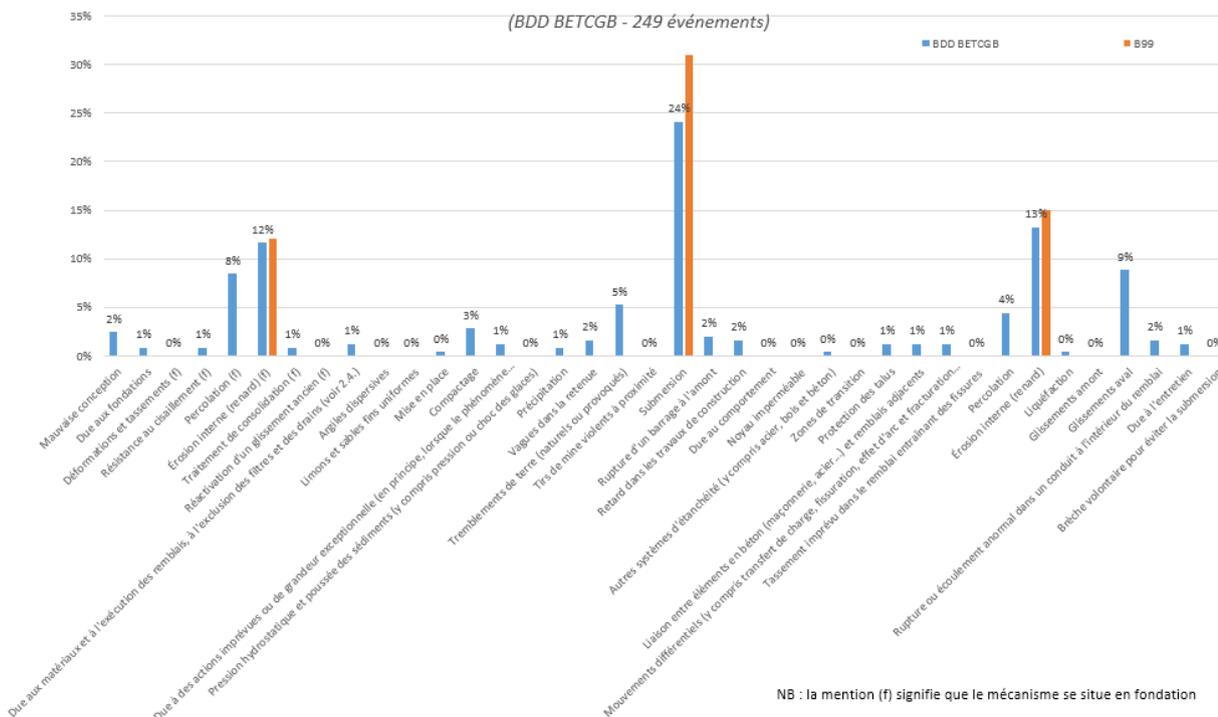


Graphique 13 : Facteurs de causes des ruptures par submersion

Les mécanismes accidentels sont cependant fortement liés à la typologie des barrages, il est donc utile de préciser cette première description par une synthèse de la répartition des accidents pour chaque type d'ouvrage selon la cause principale identifiée, en s'appuyant ici sur la classification utilisée par le bulletin 99 de la CIGB. Cette classification relativement complexe ne permet pas une comparaison immédiate à la classification des ERC. Il faut ici noter que la CIGB mène une réflexion pour améliorer la pratique du recueil et du partage d'expérience et des bases de données d'accidents et que des propositions d'amélioration et de simplification de cette classification sont discutées.

a) Barrages en remblai

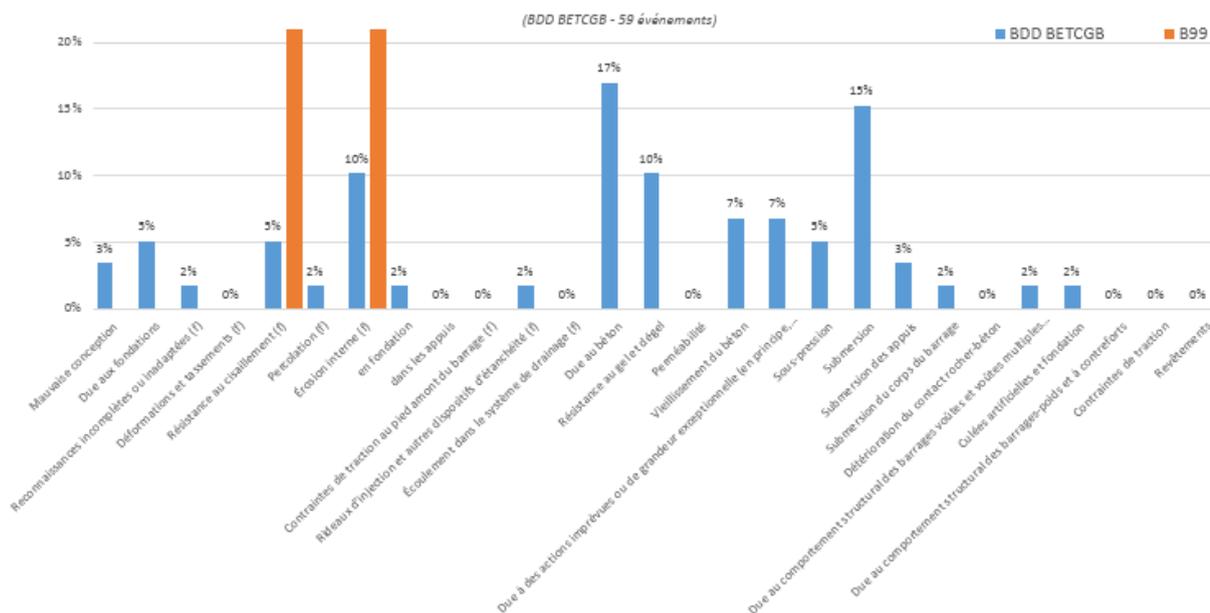
Le graphique 14 décrit la répartition des causes principales identifiées dans la rupture des remblais. A titre de comparaison, on notera que l'on retrouve les résultats du bulletin 99 de la CIGB. Les accidents les plus nombreux sont liés à des submersions (24 %), de l'érosion interne ou à des percolations en fondation ou dans le corps du remblai (38 %), ainsi que par des pertes de stabilité du talus aval (9 %). Les ruptures liées à des séismes apparaissent moins fréquentes.



Graphique 14 : Causes principales de ruptures des barrages en remblais

a) Barrages en béton

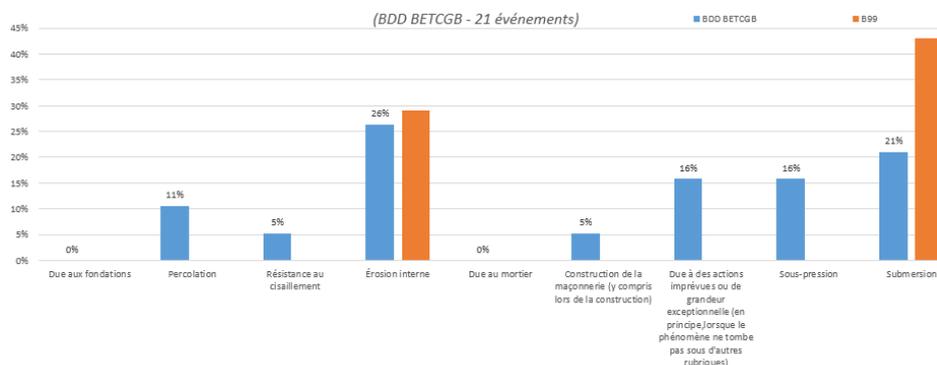
La répartition (Graphique 15) est ici plus dispersée que celle présentée par le Bulletin 99 de la CIGB, ce qui s'explique par la prise en compte d'accidents n'ayant pas conduit à la rupture de l'ouvrage ; il convient de préciser que pour la totalité des événements dont la cause première est attribuée à une dégradation ou défaillance des bétons, la rupture de l'ouvrage a pu être prévenue par une mise en sécurité des ouvrages.



Graphique 15 : Causes principale de ruptures des barrages en béton

b) Barrages en maçonnerie

La répartition des causes (Graphique 16) est très proche des résultats déjà indiqués par le bulletin 99 de la CIGB. Il faut préciser que les cas de rupture de barrage par des actions imprévisibles concernent essentiellement des faits de guerre, qui sortent du cadre habituel des analyses de risques.

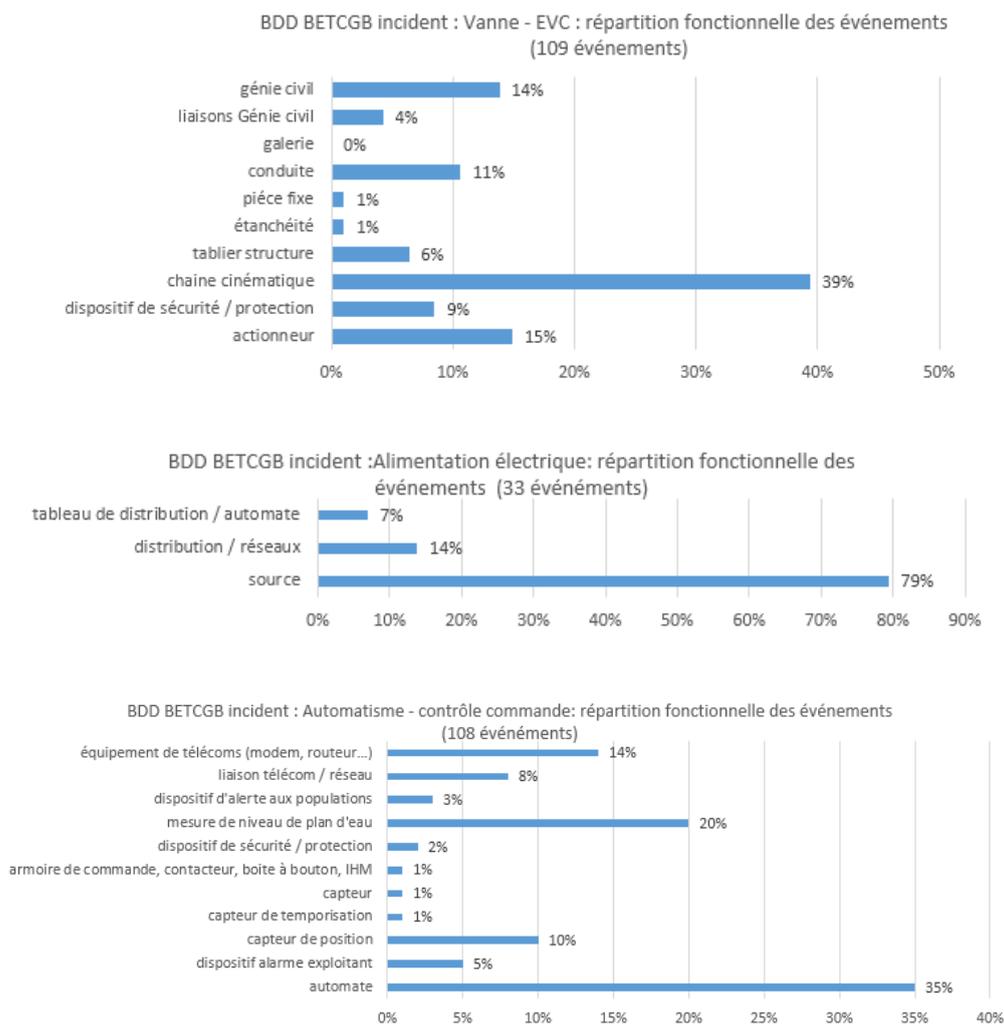


Graphique 16 : Causes principales de rupture des barrages en maçonnerie

3.2.3. Base incidents du BETCGB et facteurs de causes des défaillances des évacuateurs de crues

Cette base de données est principalement alimentée par les événements ne conduisant pas à une rupture, c'est-à-dire essentiellement les EISH et PSH recueillis depuis 2006 et des événements connus par le BETCGB. Le travail réalisé à ce jour a permis d'enregistrer près de 450 événements (concernant une quarantaine de pays, 95 % des événements sont postérieurs à 2000) composés pour majorité d'EISH (20 %) et de PSH (40 %).

Si la base de données accidents permet d'apporter des informations s'agissant des ruptures de barrages, elle est d'un moindre secours s'agissant des scénarios accidentels tels que des ouvertures intempestives de vannes ne conduisant pas à la vidange accidentelle de l'ouvrage ou n'ayant pas de conséquences graves. On peut en revanche exploiter la base de données incidents du BETCGB pour tirer quelques informations s'agissant des facteurs de causes de défaillances des organes vannés ou de contrôle commande [6]. La répartition fonctionnelle (Graphique 17) des événements pour des incidents impliquant des vannes, des alimentations électriques et des systèmes d'automatisme et contrôle commande.



Graphique 17 : Causes principales de défaillances des organes de vannerie contrôle commande et alimentation électriques

3.3 Eléments de réflexion

Si l’exploitation des bases de données EDD et de l’accidentologie permet à accéder à une description statistique de la répartition des causes principales d’accidents, il faut rester prudent dans la comparaison des chiffres. D’une part, les accidents et les incidents ne sont que très rarement le résultat d’une cause unique mais généralement la conjonction de défaillances matérielles, organisationnelles ou humaines dont l’enchaînement dans certaines circonstances causent l’accident ou l’incident. D’autre part, les périmètres des différentes bases de données ne sont pas en stricte homologie. Surtout, les causes principales potentielles de rupture d’un barrage bien conçu, bien maintenu et surveillé déterminées par l’analyse de risques ne sont pas directement comparables avec celles d’accidents réels.

3.3.1 Rupture de barrage

Si on note une convergence certaine s’agissant de la submersion (30 %) ou dépassement de la cote de danger (41 %) comme cause de rupture dans l’accidentologie et les analyses de risques, on peut remarquer une tendance à la répartition plus forte des ruptures hors crues en raison d’une submersion – par exemple en raison de rupture de barrages amont, apports non maîtrisés en exploitation, glissement de terrains dans la retenue ... – dans l’accidentologie (26 %) par rapport aux scénarios de dépassement de la cote de danger hors crue dans les analyses de risques d’EDD (3 %). De la même manière, le séisme est largement identifié comme cause principale par les analyses de risques (16 %) alors qu’il ne constitue qu’une faible part de l’accidentologie (3 %).

A noter que si les analyses de risques identifient l'incendie comme une cause de rupture de barrage ce n'est pas une cause remontant de la base de données accidentologie.

S'agissant des barrages en remblai, les analyses de risques identifient dans près d'un cas sur deux la sensibilité intrinsèque de la fondation ou de l'ouvrage comme cause principale de rupture, correspondant aux 47 % des accidents attribués à ces phénomènes.

Pour les barrages rigides les analyses de risques identifient majoritairement le dépassement de la cote de danger comme cause critique de rupture, cependant l'accidentologie fait état de nombreux cas impliquant la sensibilité intrinsèque de l'ouvrage.

3.3.2 Défaillance d'organes vannés

Les répartitions des causes principales de défaillances identifiées par les analyses de risques et par le REX sont globalement cohérentes, notamment pour ce qui concerne les défaillances du contrôle-commande (pour un cas sur deux). A contrario, les défaillances de chaînes cinématiques sont bien plus représentées dans le REX.

On peut observer que le retour d'expérience permet d'accéder à un niveau de détail relativement fin s'agissant des défaillances du contrôle-commande et de la vannerie, ce qui n'est pas le cas pour les analyses de risques des études de dangers [8].

3.4 Enseignements

La sûreté est le résultat non seulement de l'analyse des risques, mais bien du processus dialectique qui doit voir le retour d'expérience nourrir l'analyse de risques et réciproquement afin d'alimenter une démarche permanente de renforcement de la culture de sûreté des organisations et de la robustesse et fiabilité des ouvrages et de leurs équipements. C'est ce qu'illustre par exemple le décalage entre la représentation des séismes, des incendies ou des causes intrinsèques pour les barrages en béton comme facteur de cause de scénario de défaillances dans les analyses de risques et dans l'accidentologie. L'analyse de risque permet de pointer les singularités de ces facteurs de causes de défaillances potentielles qui doivent conduire à questionner et développer le retour d'expérience afin d'enrichir l'analyse de risques du barrage étudié. Cela dans un processus dynamique d'amélioration continue.

4. RECOMMANDATIONS POUR AMELIORER LES PRATIQUES DES EDD DE DEUXIEME GENERATION

Depuis la mise en application de l'arrêté du 12/06/2008 et la production des études de dangers de première génération de barrages, il est satisfaisant de constater que la qualité des études de dangers va dans le sens de l'amélioration, tant sur la méthode que sur le contenu.

Pour favoriser des études d'analyse de risques de qualité, le point de départ passe par une connaissance complète et détaillée du fonctionnement du barrage (ensemble des couples « composant-fonction »). En effet, la première génération d'études de dangers a montré que le niveau de détail fourni dans les analyses fonctionnelles (en particulier l'analyse fonctionnelle interne) n'était pas toujours suffisant pour mener une analyse de risques argumentée. Les défauts principaux se trouvent généralement dans une analyse structurelle des composants des barrages et une analyse des fonctions inadéquates. En outre, l'analyse fonctionnelle devrait être d'autant plus développée que le système étudié est complexe. Le manque de précisions des analyses fonctionnelles ou état/fonctionnement des composants a pu être compensé dans certaines revues de sûreté (en particulier grâce aux Examens Techniques Complets et des Visites Techniques Approfondies sérieuses). Par conséquent, les principes d'intégration et de confrontation entre diagnostic d'état et analyse fonctionnelle sont des bonnes pratiques à retenir pour les futures EDD.

Par la suite, la démarche d'analyse des modes de défaillance et de la modélisation des scénarios doit être choisie en fonction de la précision de l'analyse de la sûreté que l'on souhaite produire, selon le principe mentionné dans

le guide de lecture des EDD [1] qui indique que le contenu de l'EDD doit être adapté à la complexité de l'ouvrage et à l'importance des enjeux pour la sécurité des personnes et des biens. Pour une analyse de risques visant à produire des mesures de sûreté qualitatives ou semi-qualitatives destinées à évaluer des ouvrages simples, on pourra adopter une démarche méthodologique basée sur une analyse APR suivie de la méthode des arbres des causes ou du nœud papillon. Pour une analyse de risques visant à produire des mesures de sûreté précises semi-quantitatives ou probabilistes destinées à évaluer des ouvrages complexes, il est encouragé de mettre en œuvre la méthode AMDE pour analyser les modes de défaillances et la méthode de l'arbre d'événement pour modéliser les scénarios. Les méthodes d'analyse des modes de défaillance et de modélisation des scénarios sont dépendantes les unes des autres et doivent être menées en cohérence, ce qui n'est toutefois pas systématiquement constaté dans de nombreuses études de dangers.

Nous avons également rencontré quelques études de dangers qui combinent les méthodes de la sûreté de fonctionnement et des évaluations quantitatives fiabilistes. Ces études incluent des modélisations probabilistes des données d'entrées, notamment les sollicitations et parfois les résistances des matériaux [9]. Sous réserve de disposer d'informations en quantité suffisamment abondante et de qualité, cela permet de prendre en compte les données d'entrée classiques des études de dangers au moyen de distribution de probabilité et de les intégrer dans l'évaluation quantitative des scénarios [10]. Remarquons que ces démarches ont vocation à se développer dans l'avenir, comme le montre les activités de recherche des laboratoires du domaine et les travaux conduits par la profession des barrages (cf. Benchmark de l'ICOLD Lausanne 2015).

La comparaison entre le panorama des causes principales de rupture identifiées par les analyses de risques conduites dans le cadre des EDD et celui dressé par le retour d'expérience basé sur l'accidentologie permet d'identifier des points communs mais également des différences. Si ces points communs tendent évidemment à rassurer quant à la pertinence des résultats des analyses de risques, les différences doivent être une source de réflexion : l'évaluation de la sûreté dans les analyses de risques nécessite la prise en compte avec soin des données de l'accidentologie et, réciproquement, l'accidentologie doit guider le chargé d'étude dans la conduite de son analyse de risques. Afin de permettre à la fois la justification par rapport aux problématiques identifiées grâce au retour d'expérience mais également de traiter des risques qui ne seraient pas mis en évidence par le REX et concernant l'ouvrage étudié. L'analyse de l'accidentologie générale, des incidents concernant chaque ouvrage et organisation est une composante indispensable de l'analyse des risques.

L'amélioration des études de dangers de deuxième génération reposera sur l'intégration de ces recommandations. Pour réaliser ces études de dangers, les bureaux d'études et les gestionnaires d'ouvrages disposent dorénavant des éléments méthodologiques adéquates, issus des colloques CFBR 2011, 2015 et 2016 et des productions techniques des laboratoires de recherche du domaine [2],[3],[8]. Par ailleurs, la nouvelle réglementation relative aux études de dangers permettra d'améliorer la connaissance et l'évaluation des risques en intégrant le constat de l'état du barrage et de ces équipements (« diagnostic exhaustif des ouvrages ») et un « bilan de conception et d'état de l'ouvrage » consistant à dresser un constat du niveau de sûreté de l'ouvrage au travers de son état, de son comportement et de son dimensionnement. L'analyse de risques sera intégratrice de ces éléments et devrait permettre d'afficher les niveaux de sûreté de manière plus objective.

5. CONCLUSION

L'article a présenté un bilan méthodologique des études de dangers et une comparaison de la description des scénarios accidentels mis en avant par les analyses de risques par rapport au retour d'expérience issus de l'accidentologie de barrages. Ce panorama permet d'identifier des marges de progrès concernant les développements méthodologiques et l'évaluation de la sûreté des organisations, des ouvrages et de leurs équipements.

Le groupe d'échange autour de l'accidentologie et l'incidentologie du CFBR constitue déjà un cadre de valorisation de l'expérience française en matière de capitalisation du retour d'expérience des défaillances des barrages.

Par ailleurs, le très important retour d'expérience français sur l'analyse de risques des barrages, unique à l'international, militerait également par une autre forme de valorisation consistant à la production d'un ouvrage de synthèse, qui pourrait être organisé dans le cadre du CFBR. Une telle synthèse serait très précieuse pour la profession des barrages.

RÉFÉRENCES ET CITATIONS

- [1] Brandon E., Cruchon P., Degoutte., Du Bois M., Guenon C., Kahan J-M., Le Delliou P., Monié N., Rat G., Guide de lecture des études de dangers des barrages, Bulletin officiel du Ministère de l'écologie, de l'énergie, du développement durable et de l'aménagement du territoire, 30 novembre 2008, 49 p.
- [2] 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.
- [3] Peyras L., 2010, Diagnostic et analyse de risques liés au vieillissement des barrages – Développement de méthodes d'aide à l'expertise. Ed. Universitaires Européennes. Berlin. 199 p.
- [4] Deroo L, Jimenez B. Note sur l'accidentologie des barrages poids. Colloque CFBR / AFEID : Pratique des études de dangers des barrages 28-29 novembre 2011, Lyon.
- [5] Fry J.J Couriveau JR, Lévêque L (2015). Typologie des incidents d'érosion interne dans les fondations de barrage. CFBR.
- [6] Gastaud C, Gauthier A, Enseignements tirés des évènements importants pour la sureté hydraulique (EISH) et éléments de retour d'expérience sur les organes hydromécaniques et de contrôle commande, Colloque CFBR «Vantellerie, contrôle-commande, télécom et alimentations électriques pour des barrages plus sûrs» 2-3 décembre 2015, Chambéry.
- [7] CIGB Bulletin 99 – Bulletin 109.
- [8] Prevot G, Schriqui C, Cloix R, Dieudonné S, Mériaux P, La vantellerie et le contrôle-commande dans les livrables réglementaires : la vision des services de contrôles et de leur appui technique, Colloque CFBR «Vantellerie, contrôle-commande, télécom et alimentations électriques pour des barrages plus sûrs» 2-3 décembre 2015, Chambéry.
- [9] Baroth J., Breyse D., Schoefs F., Construction reliability - Safety, variability and sustainability, February 2011 Wiley-ISTE, 324 p.
- [10] Peyras L., Carvajal C., Felix H., Bacconnet C., Royet P., Becue JP., Boissier D. (2012), Probability-based assessment of dam safety using combined risk analysis and reliability methods – application to hazards studies, European Journal of Environmental and Civil Engineering, DOI:10.1080/19648189.2012.672200.

**LES BARRAGES ET LE RISQUE CRUE :
RETOUR D'EXPERIENCE ; MODES DE DEFAILLANCE ;
EXPERIENCE D'EDF POUR LES SOLUTIONS DE CONFORTEMENT**

Dams and flood risk: lessons learned from past incidents/accidents; failure modes ; EDF experience of reinforcement projects

DOI : 10.24346/cfbr_colloque2016_e05

Denis AELBRECHT
EDF-CIH
denis.aelbrecht@edf.fr

Julien VERMEULEN
EDF-CIH
julien.vermeulen@edf.fr

Frédéric LAUGIER
EDF-CIH
frederic.laugier@edf.fr

Contact : Denis AELBRECHT
EDF-CIH – Savoie Technolac, 73373 Le Bourget du Lac, France
Téléphone : +33 (0)4.79.60.61.81, Email : denis.aelbrecht@edf.fr

MOTS CLÉS

Barrage, risque crue, évacuateurs de crue, sûreté, risques

RÉSUMÉ

Les enseignements tirés du retour d'expérience national et international en matière d'accidentologie et d'incidentologie de barrages, montrent que l'initiateur « crue » constitue l'un des facteurs de risque majeurs à considérer pour la maîtrise des conditions de sûreté de ces ouvrages. La présente communication présente un panel de cas d'accidents (i.e. avec rupture) et d'incidents (i.e. sans rupture), permettant de dégager les grands modes de défaillance génériques des barrages en situation de crue, et par suite d'établir les facteurs de défaillance agissant sur la fonction d'évacuation des crues, en distinguant deux grandes familles de facteurs : ceux relevant du sous-dimensionnement des ouvrages évacuateurs ; et ceux relevant du dysfonctionnement possible de la fonction d'évacuation des crues.

L'identification des facteurs de défaillance, au titre du dimensionnement et du dysfonctionnement, permet d'établir la criticité d'un aménagement donné vis-à-vis du risque de crue, en considérant les critères de stabilité des ouvrages définis avec plus ou moins de précision (PHE ; cote ou situation de danger). Une fois le diagnostic de criticité établi, des solutions d'amélioration de la sûreté des ouvrages vis-à-vis du risque crue peuvent alors être proposées : soit en vue de renforcer le dimensionnement des ouvrages – cf. barrière passive ; soit pour améliorer la fonctionnalité des ouvrages de contrôle de la crue - cf. barrières actives. On illustre les types de solutions d'amélioration possibles par des exemples concrets tirés de l'expérience d'EDF acquise depuis une dizaine d'années.

ABSTRACT

Lessons learned from dams incidents or accidents, at national and international basis, show that floods can be considered as #1 risk driver for dam safety management. The present communication aims at presenting a panel of dams incidents and accidents past events, that raise overarching flood-induced dam failure modes. Failure modes derive from sequences of potential failure factors which cover both (1) design basis criteria, and (2) dysfunctioning of flood passage systems.

For a given dam, flood criticality is established considering these potential failure factors, and can lead to the proposition of rehabilitation solutions to increase the safety level against flood risk. Improvements can be obtained through passive barriers (spillway systems upgrade) and/or active barriers.

Examples from EDF experience in the last 10 years are given to illustrate the global dam safety improvement program against flood risk.

1. INTRODUCTION : LES CRUES, PREMIERE CAUSE DE DEFAILLANCE DES BARRAGES

Les crues constituent à l'échelle mondiale le facteur n°1 des causes de défaillance de barrages conduisant à des conséquences humaines et économiques potentiellement importantes, en comparaison des autres facteurs de risque (séismes, glissements de terrain, incendies, ...) – cf. CIGB, 1995 [1] et CIGB, 2003 [2]. Les défaillances en crue concernent en grande majorité les barrages en remblai, la surverse constituant le mode de défaillance le plus rencontré [3], celle-ci étant liée, dans environ 70 % des situations, à une capacité insuffisante de l'évacuateur.

Plusieurs références sont disponibles dans la littérature qui justifient ce bilan, en particulier en valorisant des études de cas.

Le CFGB – le CFBR actuel – a analysé en 1998 [4] les facteurs d'incidentologie ou d'accidentologie de barrages en crue à partir d'un certain nombre d'événements observés en France et dans le monde, et en a retiré des enseignements génériques et des recommandations qui concernent :

- La nécessité d'une connaissance précise et à jour des données caractéristiques des ouvrages et des évacuateurs – cela peut paraître une évidence mais nombre d'événements du passé démontrent que le gestionnaire de l'ouvrage n'était pas en capacité
- Les dispositions retenues à la conception vis-à-vis des facteurs aggravants, tels que :
 - le passage des corps flottants et la gestion des embâcles ;
 - la vulnérabilité de l'alimentation en énergie des organes vannés ;
 - la mise en place d'un ultime secours pour la motorisation des vannes ;
 - l'évitement de modes communs entre alimentation normale et ultime secours.
- les précautions à adopter en cas de conduite automatique en crue avant intervention de l'exploitant : capacité de l'automate à valider les informations mesurées, à détecter des ordres aberrants, ... ;
- la politique de surveillance : surveillance de routine et surveillance spécifique ; contrôles et essais périodiques ;
- le renforcement de la robustesse de la conduite en crue des aménagements : valorisation de la prévision hydrologique ; recours à des consignes de crue éprouvées et testées (simulateur).

La diffusion du nouveau guide de recommandations CFBR relatif au dimensionnement des évacuateurs de crue de barrages en France, diffusé en Juin 2013 [5], a largement contribué à une mise à jour de ce diagnostic CFGB de 1998 [4] – voir le chapitre 3.6 de [5] (*Retours d'expériences sur des cas de défaillance*), qui inventorie 3 grandes familles de facteurs de défaillance :

- les défauts de conception
- les défauts des informations entrantes dans le système de gestion (des crues)
- les défauts de maintenance

Des récentes publications de la profession au plan national et international viennent compléter cette vision (CIGB, 2012 [6] ; Lempérière, 2016 [7]). En particulier, Gastaud et Gauthier (2015, [12]) montrent comment la synthèse des EISH⁶ et des PSH⁷, rassemblés au sein de la base de données ARIA du BARPI⁸, peut aider à la détection de signaux faibles génériques de défaillance potentielle, en particulier sur les composantes « hydromécaniques » et « contrôle-commande » des familles de facteurs de défaillance.

La présente communication a pour modeste ambition de contribuer à la mise à jour et à l'enrichissement de ces recommandations et du partage d'expérience au sein de la profession, en :

- formalisant les modes de défaillance des barrages en crue à partir du retour d'expérience ;
- inventoriant les facteurs contribuant aux différents modes de défaillance ;

⁶ EISH : Evènement Important pour la Sûreté Hydraulique

⁷ PSH : Précurseur de Sûreté Hydraulique

⁸ BARPI : Bureau d'analyse des risques et pollution industriels – Base ARIA : www.aria.developpement-durable.gouv.fr

- illustrant la pratique et l'expérience récentes d'EDF pour le renforcement du niveau de sûreté de ses barrages vis-à-vis du passage des crues, sur quelques exemples représentatifs concrets.

En ce sens, le présent article pourra utilement alimenter les travaux d'un récent groupe d'échange technique du CFBR pour le partage du retour d'expérience à partir des données d'incidentologie collectées au sein de la profession, et dont certaines font l'objet d'une formalisation dans la base ARIA du BARPI déjà mentionnée ci-avant.

2. LES ENSEIGNEMENTS DU RETOUR D'EXPERIENCE NATIONAL ET INTERNATIONAL

2.1 Les défaillances en crue avec rupture

En complément des études de cas disponibles dans certaines publications Françaises ou internationales déjà mentionnées en introduction, EDF a développé depuis plusieurs années une base de données structurée d'incidents/accidents de barrages, intégrant l'ensemble des données disponibles, en cherchant à qualifier la fiabilité de ces données [3].

Les informations et exemples présentés ci-après sont issus de cette base, qui ne contient que des données disponibles pour le public.

Rupture en crue du barrage de Noppikoski (Suède, 1985)

Le barrage

- Type : remblai
- Hauteur : 18.5 m
- Année M.E.S.⁹ : 1967
- PHE¹⁰ : 321.50
- Crête : 324.25 (mais zone à 323.50)
- EVC¹¹ : 2 passes munies de stoplogs + 1 vidange de fond
- Capacité EVC : 140 m³/s à PHE

Les conditions de la rupture

- Date : 07/09/1985 à 05:25
- Débit entrant max : ~ 200 m³/s
- Initiateur : crue + défaillance moyens de levage des stoplogs + impossibilité de faire accéder une grue dépêchée sur le site
- Mode défaillance : surverse

Conséquences de la rupture

- Durée vidage : 30 à 45 min
- Brèche
H = 18.5 m ; L = 12 m (base) ; L = 50 m (top)
- Volume libéré : 1 hm³
- Qruptmax = 1 500 à 2 000 m³/s
- Pas de victimes
- Destruction de routes, ponts et zone forestières

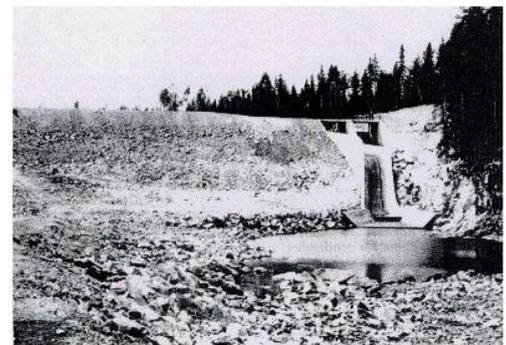


Figure 2 : Barrage Noppikoski (avant rupture)

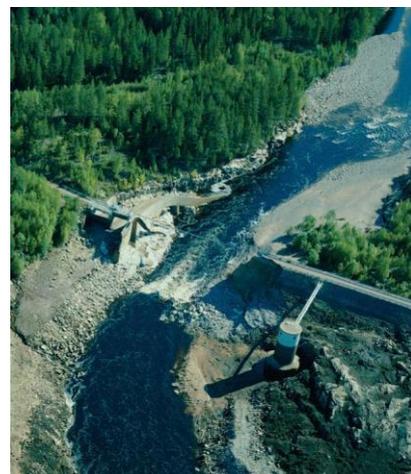


Figure 3 : Barrage Noppikoski (après rupture)

⁹ M.E.S. : date de mise en service

¹⁰ PHE : cote des Plus Hautes Eaux au sens du guide CFBR [5]

¹¹ EVC : évacuateur de crue

Rupture en crue du barrage de Banqiao (Chine, 1978)

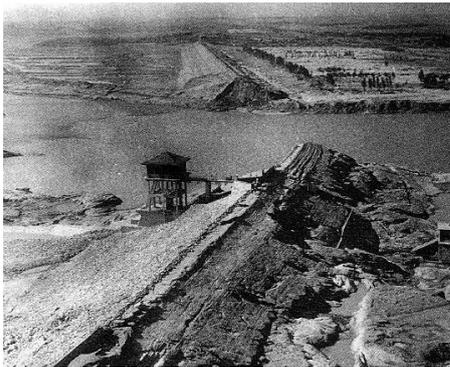


Figure 3 : Barrage Banqiao (après rupture)

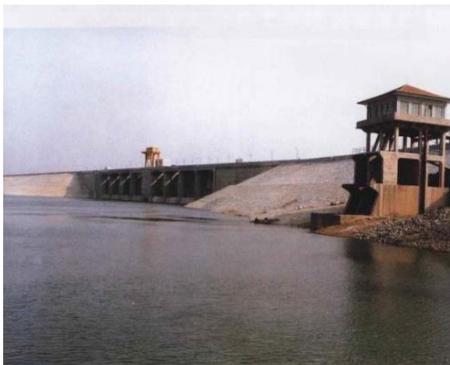


Figure 4 : Barrage Banqiao après reconstruction (et nouvel EVC)

Le barrage

- Type : Remblai homogène (avec étanchéité)
- Hauteur : ~ 25 m ; Vol. réservoir : ~ 500 hm³
- Année M.E.S. : 1956
- PHE : ?
- Crête : 116.34 ; Parapet : 117.64
- EVC : 4 pertuis surface
- Capacité EVC : ~ 4 x 450 + 1160 = 3 000 m³/s

Les conditions de la rupture

- « 75.8 flood » sur la rivière Huai (cf. [6] pour plus de détails sur la crue d'août 1975 qui a occasionné de nombreuses ruptures
- Date : 07 et 08/08/1975
- Débit entrant max : ~ 13 000 m³/s
- Initiateur : Débit >> capacité EVC
- Mode rupture : surverse

Conséquences de la rupture

- Durée vidage estimée : 6 h
- Brèche : H = 25 m ; L = ??
- Volume libéré : 700 hm³
- Qruptmax = 78 000 m³/s
- Autres ruptures aval : barrage Shimantan + ...
- 26 000 victimes (pour l'ensemble des ruptures induites par la crue « 75-8 »)
- Destructions majeures sur le territoire (sur 100 km)
- Reconstruction de Banqiao en 1987 :
 - Qdesign = 15 000 à 20 000 m³/s
 - Qsafety_check = PMF

La rupture en crue du barrage de Macchu 2 (Inde, crue du 11 août 1979) procède du même mécanisme de défaillance que celle ayant affecté le barrage de Banqiao : la capacité de l'EVC était notoirement insuffisante, et combinée à la défaillance de 3 vannes sur 18 pendant l'évènement, a conduit à la surverse et à la ruine de l'ouvrage (2 000 victimes).

Rupture en crue du barrage de Vega de Terra (Espagne, 1959)

Le barrage

- Type : Poids béton/maçonnerie à contreforts
- Hauteur : 35 m ; Vol. réservoir : 8 hm³
- Année M.E.S. : 1956
- PHE : 1526.75
- Crête : ??
- EVC : 1 EVC vanné à surface libre
- Capacité EVC : 245 m³/s



Figure 5 : Barrage Vega de Terra (17 plots rompus)

Les conditions de la rupture

- Date : 09/01/1959
- Débit entrant max : petite crue sans dépassement de PHE
- Initiateur :
 - contrainte >>> résistance au cisaillement
 - niveau max atteint pour la première fois
- Mode rupture : instabilité interne maçonnerie

Conséquences de la rupture

- Instabilité des plots RG (17 contreforts rompus)
- Durée vidage : quelques minutes
- Brèche : H = 33 m ; L = 167 m
- Volume libéré : 8 hm³
- Qruptmax ~ 15 000 m³/s
- 144 victimes

La rupture en crue du barrage de Chikkahole (Inde, crue du 08 décembre 1972), barrage poids-maçonnerie, a été provoqué par un mode de défaillance qui s'approche du cas précédent : une capacité EVC notoirement insuffisante, combinée à la perte de l'alimentation en énergie (il n'est pas évident de vérifier si l'EVC n'était constitué que de vannes), pas d'ultime secours pour la motorisation des vannes. L'augmentation de cote avec surverse et les contraintes ont conduit à un dépassement des limites de résistance à la traction et à la rupture de plusieurs plots poids. Le volume limité du réservoir, libéré par la rupture (8 hm³) a toutefois provoqué 13 victimes.

Rupture en crue du barrage de Moyie Eileen (USA, 1925)

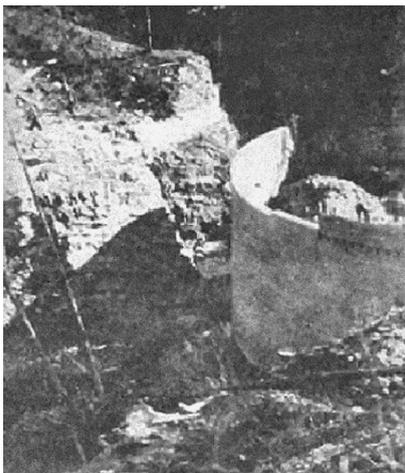


Figure 6 : Barrage Moyie Eileen (érosion de l'appui RG vue de l'amont)

Le barrage

- Type : Voûte mince béton
- Hauteur : 16 m ; Volume réservoir : ?? hm³
- Année M.E.S. : ??
- PHE : ??
- Crête : ??
- EVC : ??
- Capacité EVC : ?? m³/s

Les conditions de la rupture

- Date : 1925
- Débit entrant max : ??
- Initiateur : Débit >> capacité EVC ; Erosion EVC coursier
- Mode rupture : Erosion appui RG

Conséquences de la rupture

- Erosion appui RG
- Durée vidage : rapide
- Brèche : H = 15 m ; L = 16 m
- Volume libéré : ?? hm³
- Qruptmax = ?? m³/s
- Victime : ??
- Dommages : ??

Même s'il présente de nombreuses lacunes en termes de données disponibles, le cas de cette rupture illustre un mode de défaillance possible, peu rencontré, pouvant affecter les barrages voûtes en cas de sensibilité des appuis vis-à-vis de l'érosion.



Figure 7 : Barrage Moyie Eileen (érosion de l'appui RG vue de l'aval)

Rupture en crue du barrage El Guapo (Venezuela, 1999)



Figure 8 : Barrage El Guapo. Phase 1 : début de débordement du coursier



Figure 9 : Barrage El Guapo. Phase 2 : amorce de l'érosion de la fondation du coursier

Le barrage et l'évènement :

- Barrage terre, hauteur : 60 m
- Date M.E.S. en 1980
- Rupture le 16 décembre 1999
- Cause principale : défaillance coursier EVC
=> débordement des bajoyers
- Capacité EVC : ?? m³/s
- Crue Déc. 1999 : Q_{max} = 540 m³/s



Figure 10 : Barrage El Guapo. Phase 3 : développement de l'érosion régressive et ruine de l'ouvrage

2.2 Les défaillances en crue sans rupture

La référence CFGB [4] fournit un nombre intéressant de situations incidentelles et de défaillances relevées sur le parc de barrages Français et sur quelques cas internationaux (sans pour autant conduire à la rupture), observées lors d'épisodes de crue ou non.

Les cas suivants, dont celui très récent de Plan d'Arem (2013), sont jugés représentatifs de modes de défaillance potentielle particuliers :

Barrage de la Croux (19-20 Juin 1984) : même si formellement il s'agit d'un épisode hors crue, il a affecté des organes d'évacuation des crues. Il s'agit de l'ouverture intempestive par l'automate de deux vannes à un défaut du capteur de position sur un clapet (l'autre clapet étant indisponible). L'origine de la défaillance est une erreur de codage du logiciel automate : la perte de position du clapet est assimilées à une saturation de celui-ci, et conduit donc à l'ouverture des vannes. L'incident n'a pas eu d'impact en termes de dommages, hormis des évacuations de campings aval.

Barrage de Palagnedra (crue du 07 Août 1978) : arrivée massive de bois et corps flottants lors de la crue très supérieure à la capacité de l'EVC (1 500 pour une capacité de 450 m³/s). Un tapis de bois de plusieurs mètres a totalement obstrué l'EVC et conduit à la surverse de l'ouvrage. La surverse a induit une rupture partielle en aval de l'appui rive droite, ce qui a limité la surverse généralisée sur le barrage et n'a pas conduit à sa rupture. Un facteur aggravant a également été la non ouverture du puits de gestion sédimentaire amont (sediment bypass tunnel) sur ordre des autorités.

Barrage de Grangent (crue du 21 Septembre 1980) : de façon analogue à l'évènement survenu sur le barrage de Palagnedra en 1978, la crue de 1980 a induit une arrivée massive de corps flottants lors de la crue qualifiée de centennale. Malgré la perte des alimentations électriques des vannes barrage, la manœuvre de celles-ci a pu être assurée par le groupe électrogène de secours.

L'EVC n'a pas connu de réduction de débitance significative, mais le clapet a été inopérant pour la gestion des corps flottants. Les travaux d'extraction des corps flottants post-évènement ont été très importants.



Figure 11 : Barrage de Palagnedra. Crue du 07 Août 1978. **Figure 12** : Barrage de Grangent. Crue du 21 septembre 1980.

Barrage de Sainte-Marguerite (crue du 21 Septembre 1980) : rupture de la vanne centrale de l'EVC suite au dépassement de 60 cm de la PHE, alors que les autres passes étaient batardées et sans mise en œuvre d'une consigne provisoire adhoc. Un facteur aggravant a été la mauvaise évaluation des débits entrants.

Barrage de Saint-Marc (crue de décembre 1995) : l'incident a concerné les 3 vannes de l'EVC à fonctionnement automatique (à flotteur), avec des ouvertures et fermetures intempestives de la vanne 2, induisant par conséquent un dysfonctionnement des vannes 1 et 3. L'analyse du dysfonctionnement a pointé la modification du tablier de la vanne 2 et le développement de frottements parasites, qui ont modifié les conditions d'équilibre de la vanne automatique à flotteur. Le fonctionnement de la vanne 2 est devenu motorisé, et son guidage latéral a été amélioré. Les flotteurs des vannes 1 et 3 ont bénéficié d'un nouveau réglage.

Barrage de Plan d'Arem (crue de juin 2013) : l'arrivée des corps flottants a provoqué la non-ouverture du clapet automatique de surface (du fait de l'obstruction du puits d'alimentation de la chambre du flotteur). L'effort induit par les corps flottants accumulés devant les vannes EVC a induit une déformation de l'arbre de synchronisation d'une des vannes latérales, empêchant sa manœuvre motorisée (défaut de synchronisation droite/gauche). La présence de l'exploitant a permis d'adopter les mesures correctives *ad hoc* pour corriger ces dysfonctionnements (dégagement des corps flottants ; manœuvre en manuel des vannes latérales, ...), en dépit de facteurs aggravants : passage sur générateur de secours ; conditions d'accès au site difficiles ; perturbations de la mesure « niveau de la retenue ».

3. LES MODES DE DEFAILLANCE. LES FACTEURS DE DEFAILLANCE

3.1 Le bilan du retour d'expérience : les principaux modes de défaillance

Le tour d'horizon du retour d'expérience des incidents ou accidents présentés précédemment permet de dégager de façon synthétique les 3 principaux modes de défaillance en crue des barrages et de leur système d'évacuation des crues, ou, en s'inspirant des analyses de risque conduites dans le cadre des Etudes de Danger, des principaux Evènements Redoutés :

Mode 1 : Surverse et érosion externe
(pour les barrages en remblai)



Mode 2 : Surverse et érosion des appuis RG et/ou RD et/ou de la fondation en pied



Mode 3 : Chargement au-delà des limites de résistance et instabilité (glissement, traction/fissuration) du barrage (en béton)



Tableau 1 : Synthèse des événements redoutés et des modes de défaillance des barrages en crue

Remarque importante : le retour d'expérience « positif » est insuffisamment connu et valorisé

Le retour d'expérience présenté ci-avant montre qu'une large part des défaillances est induite par les situations de surverse. En revanche, cela ne doit pas empêcher de rappeler que, sur bon nombre de barrages existants, des marges substantielles existent permettant d'envisager une augmentation, même importante, de la cote de PHE. Des retours d'expérience favorables à très favorables – en général moins voire pas documentés car n'ayant pas forcément conduit à des dommages importants – attestent que des surverses sont tout à fait tolérables sur certains barrages : dépassement de la crête sur les barrages de la Vienne aval lors de la crue de décembre 1944 ; surverse du barrage de Lac d'Oo en juin 2013 et lors de crues précédentes ; dépassement de la cote de PHE au barrage de Palisse en septembre 1980. Et ce sans parler de la tenue du barrage-voûte de Vajont en octobre 1963 sous l'effet d'une vague transitoire de 200 m induite par un glissement de terrain généralisé de 250 hm³, passant sur la crête (mais il s'agit d'un scénario non initié par une crue).

Faute de temps, ce retour d'expérience *positif* n'a pas pu être développé dans la présente communication, ni d'ailleurs ne fait l'objet de beaucoup d'informations dans les publications passées de la profession en France. Il mérite d'être mieux traité dans un avenir proche pour consolider la justification de solution de rehausse de PHE pour certaines situations.

3.2 Les facteurs de défaillance

Les arbres des causes associés à ces 3 types d'événements redoutés permettent d'identifier les principaux facteurs de défaillance :

- Facteurs relevant du sous-dimensionnement hydraulique/structurel de l'EVC (défaut de conception)

- Evaluation hydrologique défaillante ; mise à jour hydrologique insuffisante – *ex. Noppikoski, Banqiao, Chikkahole, ...*
- Niveau de dimensionnement insuffisant des composants du « système EVC »
 - ouvrages d'entonnement
 - ouvrages de transfert (coursier) – *ex. El Guapo*
 - ouvrages de dissipation aval ; zone de réception
- Dimensionnement insuffisant par conception vis-à-vis des corps flottants : tirant d'air, largeur de passes, taille de conduit, ... et donc risque de réduction de débitance nominale – *ex. Palagnedra*
- Facteurs relevant d'un dysfonctionnement de l'EVC (soit pour des défauts de maintenance, soit pour des défauts de fonctionnement : hydromécaniques et/ou contrôle commande)
- Impact des corps flottants sur la perte de manœuvrabilité EVC (ex. vannes automatiques et obstruction de puits d'alimentation) – *ex. plan d'Arem 2013*
- Perte d'alimentation en énergie – *ex.*
- Faiblesse structurelle des Vannes – *ex. Sainte-Marguerite*
- Défaillance du contrôle-commande – *ex. la Croux 1984*
- Difficultés voire perte de l'accès aux ouvrages

A noter que, pour ce qui concerne les facteurs de défaillance liés au dysfonctionnement et sauf de rares cas (ex. Palagnedra), le facteur humain constitue souvent un levier de reprise de la maîtrise du contrôle de la situation.

3.3 Les parades : barrières passives ; barrières actives

L'arsenal des solutions pour remédier à une situation jugée critique au regard des facteurs de défaillance potentielle en crue d'un barrage donné, est vaste. Les solutions peuvent passer par des parades passives (revoir le dimensionnement des ouvrages), actives (robustesse des consignes de crue, entraînement des exploitants, ...), ou la combinaison des deux familles de solutions.

EDF a renforcé au fil du temps son dispositif de maîtrise du passage des crues sur de nombreux leviers, en tirant profit des retours d'expériences internes et partagés au sein de la profession, en France et sur le plan international.

Pour ce qui relève des facteurs de dysfonctionnement :

- Fiabilisation du fonctionnement des organes vannés – cf. Reverchon 2015 [8] ;
- Formation des exploitants à la gestion en crue des aménagements, via mise en situation sur le simulateur SIMBA d'EDF.

Pour ce qui relève des facteurs de dimensionnement et de conception :

On fournit dans les chapitres suivants un aperçu de la démarche méthodologique de reconception des EVC du parc de barrages EDF suivie depuis une dizaine d'années, illustrée par des exemples concrets d'application et de mise en œuvre sur sites.

4. RENFORCEMENT DE LA SURETE DES BARRAGES VIS-A-VIS DU PASSAGE DES CRUES : L'EXPERIENCE D'EDF

4.1 Diagnostic d'évaluation du dimensionnement d'un barrage vis-à-vis du passage des crues

Cette évaluation est réalisée dans un premier temps via un diagnostic sur la base des données existantes. La criticité est jugée par rapport à un référentiel interne. Une sensibilité du diagnostic au regard des évolutions probables de référentiels externes (par exemple [5]) est également conduite. L'évaluation est soit proactive de la part d'EDF au regard de l'analyse des facteurs de défaillance mentionnés au chapitre 3 précédent, soit motivée par la mise à jour d'une donnée de base (hydrologie par exemple), soit imposée par une nécessité réglementaire (étude de danger).

En cas de doute sur la suffisance du dimensionnement, une étude plus poussée (200 à 300h d'ingénierie + études annexes) est lancée dans un second temps. Cette étude s'apparente à une analyse de risque du passage des crues :

- On peut par exemple admettre le dépassement de la cote des PHE pour la crue de projet si la stabilité de l'ouvrage est démontrée. L'acceptation du noyage de zones à enjeu en amont de la retenue est critiquée en fonction du temps de retour de ce noyage et des possibilités de réduction des risques (plan d'évacuation, ...).
- De légères surverses, liées aux vagues ou pour les crues les plus fortes, peuvent être acceptées s'il est démontré l'absence de risque d'érosion en aval et l'absence de conséquences sur l'exploitation en crue de l'ouvrage.
- Enfin, il peut également être jugé acceptable de déroger aux règles de dimensionnement s'il est démontré que l'incrément de risque en cas de rupture en crue de l'ouvrage est négligeable (étude incrémentale – voir §. 4.4 ci-après).

Pour la réalisation de cette étude, l'ensemble des données de base est mis à jour (hydrologie, cote aval en crue, géométrie et courbe de débitance des évacuateurs, stabilité du barrage, ...).

Si les conclusions de l'analyse de risque sont défavorables, des dispositifs temporaires, pour améliorer la sûreté en attendant la réalisation de travaux, sont recherchés (utilisation de la vidange de fond pour le passage des crues, mise en place d'un creux préventif pendant les périodes à risque, ...). Une étude préliminaire de mise en conformité définitive est ensuite lancée (cf. chapitre suivant).

Le partage des conclusions des études avec le Service du Contrôle se fait à l'issue de chacune des étapes.

La réalisation de l'ensemble de ces études est confiée à un programme spécifique d'ingénierie au sein d'EDF. Il assure la priorisation de traitement des barrages en fonction des résultats de l'analyse de risque (croisement aléa × vulnérabilité), la cohérence de traitement selon un référentiel technique commun, et permet une optimisation des ressources par mise en place d'une équipe dédiée.

Ce programme, lancé en 2007, valorise le retour d'expérience des réalisations passées. Il a par exemple favorisé l'émergence de référentiels techniques, l'utilisation de nouveaux outils (recours au logiciel CFD Flow3D®), le développement de certaines technologies d'ouvrages (PKW¹², cf. [9]), l'étude de nouvelles méthodes (prise en compte du laminage naturel des plaines d'inondation pour les grands bassins versants, risque d'érosion aval). Il a également permis l'évolution de la prise en compte du risque crue au travers de véritables analyses de risque : la PHE n'est plus un plafond de verre et on recherche la robustesse dans les solutions de mise en conformité¹³.

A fin 2015, 34 ouvrages ont été étudiés dans le cadre du programme dédié de mise en conformité. La conformité de dimensionnement vis-à-vis des référentiels de passage des crues a été finalement démontrée pour 12 d'entre eux simplement par mise à jour des données de base. 3 barrages ont été mis en conformité par une simple rehausse de PHE sans travaux. Des travaux ont été réalisés sur 19 ouvrages dont 13 se sont accompagnés d'une rehausse de PHE.

4.2 Le « catalogue » des solutions de renforcement

Le parc EDF étant très hétérogène, les solutions mises en œuvre doivent être adaptées au cas par cas et tenir compte (I) de la faisabilité technique de réalisation sur un ouvrage génie-civil existant, (II) des conditions de sûreté de l'ouvrage et de la gestion des crues en phase travaux, (III) du maintien de l'exploitation pendant les travaux, ainsi que (IV) du bilan économique de la chute.

¹² PKW : Piano Key-Weir (seuil libre en touches de piano)

¹³ Dans les années 80/90, un seul ouvrage, présentant une non-conformité vis-à-vis des référentiels de passage des crues, a vu ses PHE augmenter (1 sur 17). Les évacuateurs vannés représentaient plus de 50 % des évacuateurs ajoutés sur les barrages du parc EDF (9 sur 17). Depuis le lancement du programme dédié, 70 % des barrages traités voient leur PHE augmenter (16 sur 22). Les évacuateurs vannés n'ont représenté que 15 % des évacuateurs ajoutés (3 sur 22) au profit des évacuateurs libres préférés pour leur robustesse. Ces tendances se sont accentuées au cours des dernières années.

On peut lister globalement 4 grandes familles de solutions pour améliorer le passage des crues :

- Sans modification structurelle des évacuateurs : modification des cotes d'exploitation du barrage (le plus souvent rehausse des PHE) afin de gagner en laminage et/ou débitance (augmentation de la charge sur les évacuateurs libres notamment). Ces solutions peuvent nécessiter un confortement structurel du barrage (par épaissement, tirants, ...)
- Modification structurelle des évacuateurs : augmentation de la débitance du barrage par construction d'un nouvel évacuateur ou modification d'un évacuateur existant, sans modification des cotes d'exploitation du barrage,
- Solutions innovantes basées sur l'analyse de risque aval comme par exemple les études considérant les « dommages incrémentaux » (cf. § 4.4)
- Une combinaison des configurations précédentes.

Les évacuateurs étudiés sont traditionnels (vannes segments ou secteurs, clapets, libres déversant) ou plus modernes (PK-Weir, hausses fusibles, boudins gonflables). Le maître mot au stade des études amont est l'exhaustivité des solutions étudiées.

Les critères de choix définitifs sont : la fiabilité de fonctionnement en crue, la robustesse, les coûts de construction et de maintenance, l'absence d'impact sur les capacités de production.

Le retour d'expérience montre que les solutions les plus fréquemment mises en œuvre sont l'ajout d'un évacuateur libre et la rehausse des niveaux d'eau en crue (accompagnée si besoin est d'un renforcement de la stabilité).

4.3 Réalisations EDF récentes

Solution avec rehausse de PHE

A fin 2015, on compte 16 ouvrages dont les PHE ont été rehaussées suite au passage dans le programme de renforcement vis-à-vis du passage des crues.

Le barrage de Record, avec 3.6 m de rehausse de PHE (pour un barrage de 15 m de hauteur sur fondation) en est un bel exemple. L'intervention va transformer ce barrage vanné (4 vannes levantes) en barrage totalement déversant (4 sections de PKW). Cette solution assure un fonctionnement robuste (notamment sans nécessité d'un dispositif spécifique de protection vis-à-vis du passage des corps flottants), et permet à l'exploitant de se concentrer sur les autres ouvrages plus importants de son secteur. La stabilité de l'ouvrage a été démontrée, notamment grâce à un fort niveau d'eau aval en crue.

Pour le barrage de Peilhou, la rehausse des PHE s'est accompagnée d'un renforcement de la stabilité par recharge aval en marches d'escaliers. Ces marches assurent de plus une part de dissipation d'énergie. D'autres barrages ont été renforcés par tirants actifs (Malarce, Choranche). A la Balme de Rencurel, c'est un procédé de traitement de la maçonnerie par injection qui est envisagé.

Re-conception / ajout d'évacuateurs

Ajoutés directement sur la crête du barrage ou en rive, le champ des possibles est très large : vannes traditionnelles, clapets, seuils libres standards, PKW, labyrinthes, hausses fusibles, tulipes, boudins gonflables, ...

Toutes les solutions sont explorées même si le retour d'expérience actuel montre que, pour des raisons de sûreté et des raisons économiques, les choix retenus s'orientent rarement vers des ouvrages vannés (3 ouvrages sur les 22 traités mis en conformité, avec parmi eux le barrage de Gage II où l'ajout du clapet-batardeau s'accompagne d'un PKW).

A ce jour, aucune solution type boudin ou hausse fusible n'a été retenue. Elles restent cependant quasi systématiquement étudiées et pourraient être retenues à l'avenir.

Les solutions les plus implémentées sont les évacuateurs libres en raison de leur fiabilité et de leur robustesse sans oublier leur coût souvent très compétitif. On notera notamment des seuils standards (Cap de Long), parfois reprofilés pour améliorer leur débitance (Roche Talamie), et des PKW dont le premier exemplaire a été construit en 2006 au barrage de Goulours [9] et qui atteignent 11 unités sur le parc EDF en 2015 (y compris Gage II et Record en cours de construction) [10], [11].

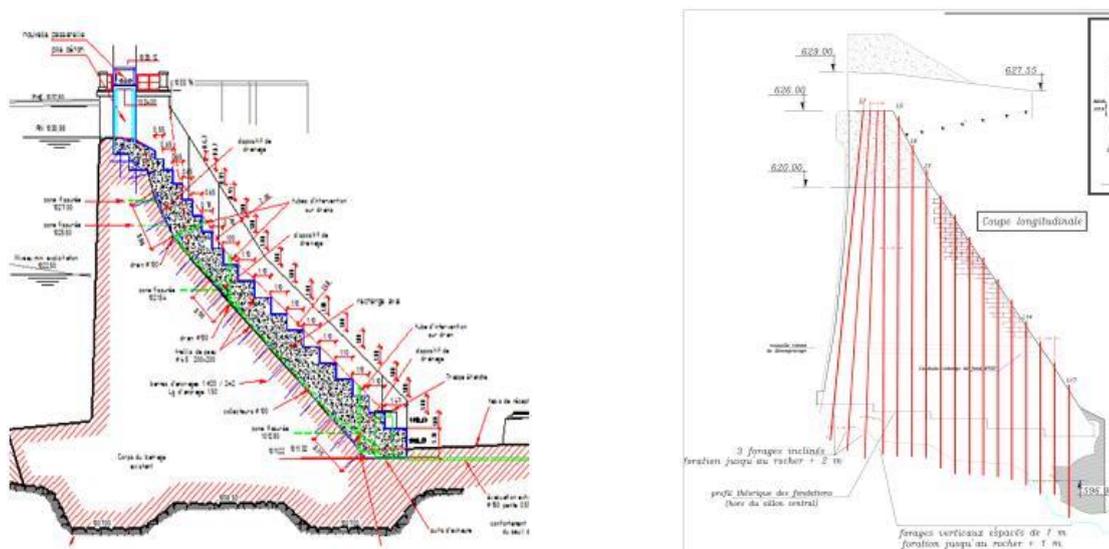


Figure 4 : Barrages de Peilhou (à gauche) et La Balme de Rencurel (à droite)

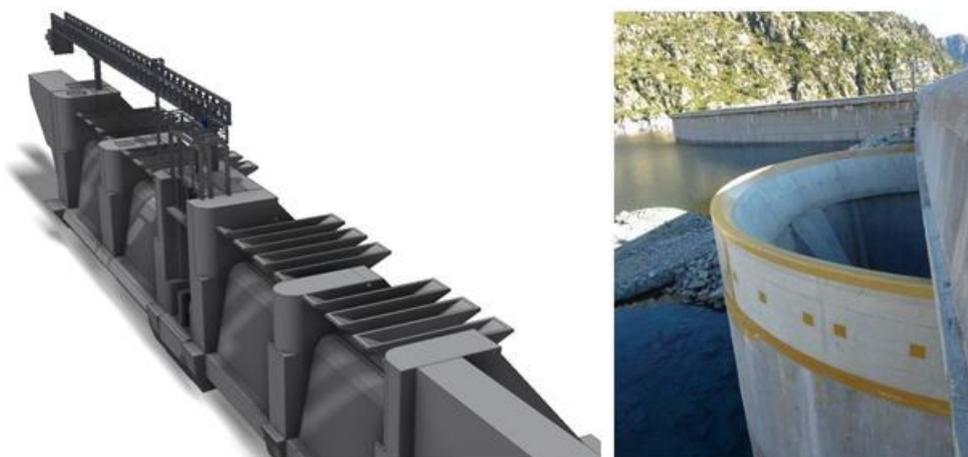


Figure 5 : Barrage de Record transformé en barrage déversant avec 4 PKW à la place des vannes levantes existantes (gauche) et barrage de Cap de Long où un seuil standard a remplacé des siphons (droite)

A noter enfin que pour certaines situations, la gestion sûre du risque lié aux corps flottants pourrait conduire à l'étude de solutions de dispositifs de protection amont (de type masque ou « visor »).

4.4 La justification des conditions de sûreté par la méthode des dommages incrémentaux

A la suite de la diffusion du nouveau guide CFBR de juin 2013, un Groupe de Travail a été lancé fin 2013 pour proposer un guide méthodologique d'étude de dimensionnement des évacuateurs de crue par la méthode dite des *dommages incrémentaux*. Cette méthode, appliquée selon des adaptations diverses dans certains pays ou provinces (Australie, Québec), vise à moduler le niveau d'exigences de dimensionnement des évacuateurs de crue au regard des incréments de risque réellement encourus par les populations en cas de défaillance du barrage en période de crue.

Le Groupe de Travail du CFBR va produire ses recommandations à l'été 2016. Le référentiel méthodologique a été testé sur 3 études pilotes. Une communication spécifique à cette approche (Aelbrecht *et al.*, 2016) est

également soumise au présent colloque CFBR « Sûreté des barrages et enjeux » en parallèle de la présente communication. On renvoie donc le lecteur à celle-ci pour connaître les détails de cette approche, qu'EDF envisage d'utiliser sur un certain nombre de cas où son application apparaît pertinente.

4.5 La robustesse des consignes de crue

EDF développe également les parades actives de maîtrise du passage des crues, en faisant évoluer son référentiel méthodologique d'élaboration des consignes de crue. En particulier, une méthode dite de « trajectoire linéaire » vient enrichir, pour les barrages capacitifs, le panel des méthodes déjà disponibles pour l'élaboration des consignes de crue, en particulier la méthode dite Dordogne. Ici encore, une communication spécifique en parallèle de la présente communication fournit l'ensemble des informations relatives à ces développements récents, qui apportent non seulement robustesse mais aussi simplification pour l'exploitant.

Avec le simulateur d'entraînement des exploitants SIMBA, ces derniers développements permettent ainsi à EDF de renforcer sa maîtrise de gestion en crue des barrages.

5. CONCLUSION

« *Ceux qui ne peuvent se souvenir de leur passé sont condamnés à le répéter* » - G. Santayana (1863-1952)

Cette citation du philosophe George Santayana vient rappeler l'importance du regard porté sur les événements passés pour mieux gérer le présent et le futur. Elle s'applique totalement à la question du passage en sûreté des crues sur les barrages, dans la mesure où le retour d'expérience permet (1) de comprendre et définir les modes et facteurs de défaillance des barrages en crue, et (2) d'y apporter des solutions durables et robustes.

L'attention concernant les facteurs de défaillance concerne tout autant (1) ceux relevant du dimensionnement que (2) ceux liés au fonctionnement et à l'état des systèmes concourant à la fonction « passage des crues ».

A ce titre, l'approche fonctionnelle, induite par les méthodes d'analyse de risque (d'inspiration AMDEC) pour la réalisation des études de danger, a constitué un « plus » réel pour la profession, et *in fine* pour la recherche de solutions adaptées de réduction des risques.

Les recommandations CFBR de Juin 2013 pour le dimensionnement des évacuateurs de crue de barrage en France [5], intègrent bien les éléments de retour d'expérience d'incidentologie, et fixent, au-delà des recommandations spécifiques au dimensionnement des EVC, des dispositions particulières concernant le fonctionnement et la maintenance qui visent à réduire les sources de risque liées en particulier aux organes hydromécaniques et au contrôle-commande.

Enfin, on peut toutefois noter, malgré des évolutions positives certaines, la relative faiblesse du partage d'expérience entre opérateurs sur ces questions, en comparaison de ce qui se pratique dans d'autres industries (aviation civile, nucléaire civil). A n'en pas douter, le CFBR constitue un lieu de partage des connaissances, des informations, et des pratiques, qui joue de facto un rôle essentiel au bénéfice de la sûreté des installations.

RÉFÉRENCES

- [1] CIGB (1995). Bulletin n° 99 : « Ruptures de barrage. Analyse statistique ».
- [2] CIGB (2003). Bulletin n° 125 : « Dams & Floods ». Voir chapitre 7 car les précédents chapitres traitent de la possibilité d'atténuer les crues par des barrages écrêteurs.
- [3] Courivaud J.R. (2009). Case Studies dam safety workshop: Learning from International Dam Incidents and Failures. CEATI-DSIG workshop, Los Angeles, March 24-25, 2009.
- [4] CFGB (1998). Recommandations pratiques pour améliorer la sécurité des barrages en crue. 11 mai 1998, 43 pages (<http://barrages-cfbr.eu>).

Colloque CFBR « Sûreté des barrages et enjeux », Chambéry, 23 & 24 novembre 2016

- [5] CFBR (2013). Recommandations pour le dimensionnement des évacuateurs de crue de barrage en France. *Juin 2013*. Téléchargeable dans la rubrique « Documentation » du site internet du CFBR (<http://barrages-cfbr.eu>).
- [6] CIGB (2012). Bulletin n° 142 : « Passage en sécurité de crues extrêmes ».
- [7] Lempérière F. (2016). Dams & Floods. Communication présentée au Comité Chinois des Grands Barrages (Chin-COLD).
- [8] Reverchon B. (2015). Conception, exploitation et rénovation des évacuateurs de crue vannés des barrages exploités par Electricité de France. *Congrès CIGB-ICOLD 2015, Stavanger, Norvège*.
- [9] Laugier F. (2007). Design and construction of the first Piano Key Weir (PKW) spillway at the Goulours dam. *Hydropower & dams, 2007(5), pp. 94-101*.
- [10] Vermeulen J., Laugier F., Faramond L., Gille C. (2011). Lessons learnt from design and construction of EDF first Piano Key Weirs, *International conference on Labyrinth and Piano Key Weirs, PKW 2011, Liège Belgium, 9-11 February 2011*.
- [11] Laugier F., Vermeulen J. (2015). Retour d'expérience sur la conception et la construction d'évacuateurs de crue labyrinthe de type PKW sur un grand parc d'ouvrages : Cas spécifiques et poursuite des actions de recherche. *Congrès CIGB 2015 (Stavanger, Norvège), Question Q97*.
- [12] Gastaud C., Gauthier A-L. (2015). Enseignements tirés des évènements importants pour la sûreté hydraulique (EISH) et éléments de retour d'expérience sur les organes hydromécaniques et de contrôle-commande des barrages. *Colloque CFBR « Vantellerie, contrôle-commande, télécom et alimentations électriques pour des barrages plus sûrs », 2-3 décembre 2015, Chambéry (France)*.

REMERCIEMENTS

Les auteurs remercient l'ensemble des collègues EDF ou externes ayant contribué à la production de certaines des informations contenues dans le présent article, en particulier MM. Jean-Robert Courivaud (EDF-CIH) et Michel Poupart (consultant indépendant).

IDEES A RETENIR POUR LES SYSTEMES DE GESTION DE LA SECURITE DES OUVRAGES HYDRAULIQUES

Safety Management Systems for Hydraulic Structures

DOI : 10.24346/cfbr_colloque2016_e06

Damien Fabre¹⁴, Gérard Laulagnet, Thibault Balouin
INERIS - Parc Technologique Alata - BP 2 - 60550 Verneuil-en-Halatte - France
damien.fabre@ineris.fr, gerard.laulagnet@ineris.fr, thibault.balouin@ineris.fr

MOTS CLÉS

Système de Gestion de la Sécurité, SGS, réglementation, Etude de Dangers, Ouvrages Hydrauliques, Barrages

RÉSUMÉ

Idées à retenir pour les systèmes de gestion de la sécurité des ouvrages hydrauliques.

À partir de l'expérience tirée du domaine des Installations Classées pour la Protection de l'Environnement (ICPE) et de la réglementation issue du domaine des Ouvrages Hydrauliques (OH) en la matière, cet article vise à donner des premiers repères aux exploitants. Il s'agit ici, après avoir défini le Système de Gestion de la Sécurité (SGS) et donné la philosophie des Systèmes de Management en général, de décrire les liens du SGS avec l'Etude de Dangers (EDD) puis de décrire le SGS dans son ensemble avant de donner des conseils pour sa mise en place dans le cadre spécifique des OH et de ce que propose la réglementation dans ce domaine.

ABSTRACT

Safety Management Systems for Hydraulic Works: ideas to remember

Starting from the experience drawn from the field of high risk industries and of the regulation resulting from the field of the Hydraulic Works on the matter, this article aims at giving first reference marks to the owners. It acts here, after having defined the Safety Management Systems (SMS) and having given the philosophy of the Systems of Management in general, to describe the links of the SMS with the Safety Case then to describe the SMS before giving as a whole advices for his implementation within the specific framework of hydraulic works and what the regulation in this field proposes.

1. INTRODUCTION

Ces vingt dernières années ont vu le développement des Systèmes de Gestion de la Sécurité (SGS) et de leur réglementation dans différents secteurs à risques.

Historiquement, les premiers systèmes de management mis en place étaient ceux de la qualité. Les objectifs étaient d'éliminer les pannes et les défaillances les plus fréquentes ainsi que les dysfonctionnements de l'organisation à des fins de bonne réalisation des produits et de satisfaction des clients.

Progressivement, sont apparus des systèmes de management environnemental dont l'objet est de maîtriser les impacts de l'entreprise vers son environnement, et particulièrement de prévenir des événements comme des pollutions accidentelles, dont la fréquence est moins grande que des pannes de production, mais dont la gravité est plus importante.

¹⁴ Auteur correspondant

L'intérêt s'est ensuite porté :

- sur la santé/sécurité de l'homme à son poste de travail : sont alors apparus d'autres systèmes de management visant à protéger la santé physique et morale des travailleurs dans l'entreprise ;
- puis sur l'intégration des différents types de référentiels existants dans le système de management d'une entreprise abordant les thèmes QHSE (Qualité / Hygiène / Sécurité / Environnement).

L'apparition du SGS au sein des systèmes de management actuels s'inscrit dans cette suite logique : il s'agit de prévenir les accidents majeurs, les événements dont la probabilité d'occurrence est la plus faible mais dont les conséquences seraient catastrophiques pour l'entreprise et son environnement.

Bien sûr, les entreprises exerçant des activités à risques n'ont pas attendu l'avènement des systèmes de gestion de la sécurité pour gérer leurs risques. Mais la mise en œuvre des systèmes de gestion de la sécurité a permis une explicitation et un renforcement des pratiques en place.

Afin de maîtriser les risques que les ouvrages hydrauliques font peser sur les hommes et leur environnement, chaque exploitant doit disposer d'une organisation qui lui permet, en continu, d'identifier, de prévenir et, lorsqu'ils surviennent, de traiter ces risques.

Du point de vue réglementaire, il est notamment demandé aux exploitants d'ouvrages hydrauliques de fournir une Etude de Dangers (EDD) (en fonction du type d'ouvrage) mise à jour périodiquement, le recueil des consignes de surveillance de l'ouvrage et des consignes d'exploitation et de nombreux autres documents de suivi (rapports de surveillance, rapports d'auscultation, revues de sûreté, ...) attestant leur gestion de la sécurité. En cas de situation d'urgences, les Plans Particuliers d'Intervention (PPI) sont également préparés et instruits dans le cas des grands barrages.

Cependant, bien que nombreux, ces éléments ne permettent pas nécessairement d'attester que l'exploitant est à chaque instant organisé pour faire face aux risques qu'il est susceptible de rencontrer (personnels formés et compétents, emploi de sous-traitants, gestion des modifications, disponibilités des moyens techniques et humains pour réagir en cas de crise, audit et suivi dans le temps d'une série d'indicateurs pour éviter toute dérive dans la maîtrise des risques, etc.). Le SGS représente une exigence qui permet aux exploitants d'explicitier ces différentes dimensions (souvent déjà présentes sous diverses formes et pratiques) et qui permet aux inspecteurs d'en contrôler la bonne maîtrise.

Ces travaux font l'objet de l'une des opérations d'un programme d'appui ministériel (Opération « Barrages - Études de dangers et SGS ») piloté par l'INERIS, qui doit permettre de proposer des pistes pour une articulation plus évidente entre SGS et EDD. Le présent article décrit les résultats de la première analyse effectuée en 2015 qui consistait à réaliser un comparatif entre différents domaines d'activité (les installations classées pour la protection de l'environnement (ICPE) Seveso Seuil Haut, l'exploitation d'aérodromes ou aéronefs et les canalisations de transports) afin d'en tirer les conclusions et pistes utiles pour les Ouvrages Hydrauliques.

1.1 Le SGS : un système défini dans un objectif de sécurité

Derrière la notion de système, se trouve l'idée d'un agencement de composants (techniques, humains et organisationnels) qui interagissent entre eux dans un but défini. L'appellation « système » permet de regrouper l'ensemble des dispositifs en place, des décisions prises, des actions qui sont effectuées ou prévues dans un objectif de sécurité.

En opérant ce regroupement, l'idée est de donner une cohérence et une pertinence à l'ensemble des dispositifs :

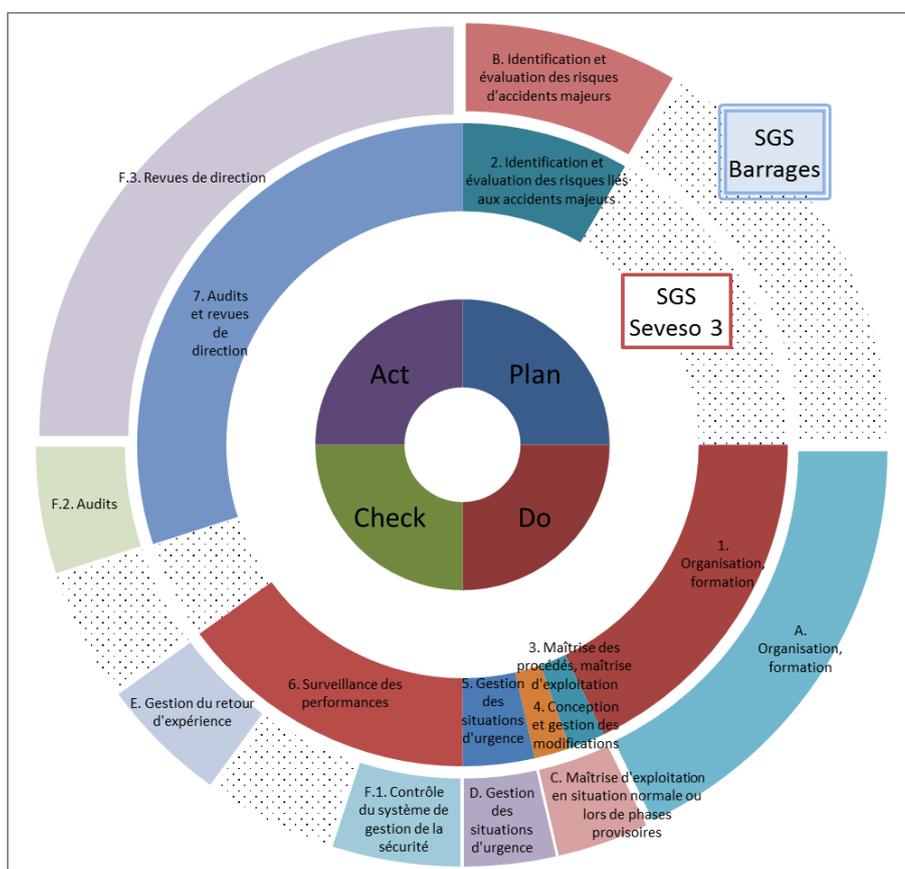
- en se donnant un objectif défini, en l'occurrence la sécurité des ouvrages hydrauliques ;
- en s'assurant que les dispositions existent et se complètent ;
- en s'assurant qu'il n'existe pas de manque dans cet ensemble ;

- en s'assurant que les mesures de maîtrise des risques sont suivies et gérées afin de maintenir leur performance dans le temps.

Un SGS se définit ainsi par son objectif. Il est composé d'éléments éparpillés qui ne sont pas tous entièrement dédiés au SGS. Par exemple, l'organisation des formations aux risques participe au SGS ; certains éléments décrits dans les fiches de poste font partie du SGS... C'est pourquoi il paraît parfois difficile de définir ce qu'est le SGS d'une entreprise.

1.2 Le SGS : un Système de Management

Qu'ils traitent d'environnement, de santé / sécurité ou même de qualité, la plupart des systèmes de management actuels présentent la même structure de base d'un système fondé sur la roue de Deming ou boucle « d'amélioration continue ». Ce système de management s'organise en quatre volets : Planification – Mise en œuvre – Contrôle – Revue, soit « Plan / Do / Check / Act (PDCA) » en anglais avec la répartition des sept exigences réglementaires que doit traiter le SGS. Le graphique qui suit permet de comparer et d'observer les recouvrements entre SGS Installations Classées (Seveso 3) & SGS barrages.



Graphique 1 : Structure des SGS Barrages et SGS Installations Classées (Seveso 3) organisées selon le "PDCA" ou Roue de Deming

1.3 Temporalité et intégration dans la gestion quotidienne

Cette structure de type boucle d'amélioration continue, a un impact important en termes de temporalité d'un SGS. Le SGS n'est pas un processus figé, il suit la dynamique de l'entreprise et intègre les règles de l'art définies et reconnues par l'ensemble des acteurs de la profession. Dans le cas des OH, ces règles sont reprises et diffusées par le Comité Français des Barrages et Réservoirs (CFBR) et par la Commission Internationale Des Grands Barrages (CIGB) (même si les règles du CFBR s'intéressent plus particulièrement à la justification des ouvrages)

Lorsqu'une évaluation d'un SGS est effectuée, elle est menée à un instant t. Si une évolution de l'activité de l'entreprise, ou de son organisation ou même de la répartition des tâches entre les personnes y travaillant a un impact sur la sécurité, le SGS doit être mis à jour.

2. SGS ET EDD

L'EDD et le SGS sont de natures différentes. Alors que l'EDD dresse une analyse de risques dont tous les éléments sont regroupés dans un document, le SGS ne peut pas se réduire à un document. Un manuel SGS peut exister mais celui-ci ne constitue qu'une description du système, et non le système lui-même. Le SGS est un système articulés des éléments divers (procédures, moyens, enregistrements...) dans un objectif de sécurité (c'est à dire dans un objectif de maintien des conditions décrites dans l'EDD).

L'EDD et le SGS ont des temporalités différentes. L'EDD est une photographie à un instant donné de ce qui est prévu pour gérer les risques. Une EDD est mise à jour périodiquement ou lors de modifications substantielles. Le SGS est un système en constante évolution, ancré dans le quotidien, alimenté par des données provenant de l'exploitation réelle de l'ouvrage.

L'EDD et le SGS peuvent avoir des périmètres différents. Dans le cadre des ouvrages hydrauliques, l'EDD est définie pour un ouvrage, ou une zone protégée, alors que le SGS s'applique à une organisation : entreprise, collectivité ou groupement.

S'ils sont de nature, de périmètre et de temporalité différents, SGS et EDD n'en sont pas moins étroitement liés. L'identification, l'évaluation et la maîtrise des risques constituent des points centraux du SGS et se fondent en grande partie sur l'EDD. L'EDD définit des conditions structurelles de la sécurité liées à des opérations courantes, habituelles. Le SGS s'assure, entre autres, que ces conditions perdurent dans le temps et que les opérations non courantes (travaux par exemple) sont gérées correctement. Pour simplifier, l'EDD est première, elle définit des scénarios accidentels et des barrières de sécurité ; et le SGS garantit les conditions de performance et de maintien dans le temps de ces barrières.

3. CONTENU DU SGS

3.1 Positionnement du SGS

3.1.1 Structuration

Les SGS industriels suivent à quelques ajustements près une structuration en 7 points :

1. Organisation, formation ;
2. Identification et évaluation des risques liés aux accidents majeurs ;
3. Maîtrise des procédés, maîtrise d'exploitation ;
4. Conception et gestion des modifications ;
5. Gestion des situations d'urgence ;
6. Surveillance des performances (dont Gestion du retour d'expérience) ;
7. Audits et revues de direction.

Par comparaison, le SGS Barrages n'a pas de § spécifique pour la gestion des modifications mais ce thème est intégré au § de maîtrise opérationnelle. Il ne s'agit pas ici de dire que cette dimension est absente ou n'est pas prise en compte par les exploitants de barrages mais plutôt de constater qu'elle ne revêt pas la même importance que dans d'autres secteurs d'activité où les modifications sont plus fréquentes.

De même, il existe un SGS pour les canalisations de transport de gaz naturel, d'hydrocarbures et de produits chimiques qui comporte par exemple un § gestion des points singuliers qui devient pertinent compte tenu de la dimension géographique des risques liés à cette activité.

On remarque ainsi que les déclinaisons des SGS tiennent compte des risques liés aux activités et de la géographie des lieux dans lesquels celles-ci sont opérées.

Les composants du SGS diffèrent d'un domaine à l'autre. Mais quel que soit le découpage adopté, le principe d'un SGS reste le même.

En effet, il définit les moyens et responsabilités qui viennent répondre à une politique de prévention d'accidents majeurs :

- en s'appuyant sur une étude des risques, en mettant en place des mesures de sécurité et les moyens associés ;
- en surveillant le fonctionnement de ces mesures, et en les modifiant le cas échéant (en cas de dysfonctionnement ou de changement des pratiques).

Le SGS suit un processus d'amélioration continue, pour cela il est surveillé continuellement.

3.1.2 Intégration

Pour les SGS relatifs au secteur industriel, il est précisé que « le système s'inscrit dans le système de gestion général » des établissements.

3.1.3 Dimensionnement

Seule la directive SEVESO évoque la question du dimensionnement. Un SGS doit être « proportionné aux risques et à la complexité de l'établissement ». C'est l'un des points essentiels dans la réussite de la mise en place d'exigences SGS dans un secteur.

3.1.4 Politique

Pour les sites industriels SEVESO Seuil Bas (SB) et Seuil Haut (SH), la description d'une Politique de Prévention des Accidents Majeurs (PPAM) par l'exploitant constitue une base indispensable pour la gestion de la sécurité. Les exploitants y exposent de grandes orientations stratégiques rappelant les valeurs et enjeux défendus par le SGS.

La politique peut contenir des éléments relatifs aux normes et valeurs de l'entreprise telles que par exemple son positionnement vis-à-vis de la sanction. On pourra citer par exemple le concept de culture positive (ou culture juste), qui se base entre autres sur :

- un réglage juste et concerté pouvant amener à la sanction du salarié ;
- la non-sanction des actes signalés volontairement.

La culture juste favorise la bonne circulation des informations. Cela devrait être un préalable à l'établissement d'un SGS ; qui devient efficace s'il est régulièrement alimenté par des informations de l'exploitation quotidienne.

→ Idées principales à retenir :

La définition détaillée et adaptée d'une Politique, préalable au SGS, peut permettre de préciser les enjeux et objectifs d'un SGS, de définir son dimensionnement et d'afficher l'engagement de la direction.

Plus que les composants, ce sont les objectifs qui structurent un SGS, aussi pour le décrire ou l'évaluer, une approche fonctionnelle est parfois préférable à une approche structurelle. Cette approche fonctionnelle doit cependant être détaillée en termes de moyens mis en place pour ne pas définir un SGS en termes d'objectifs généraux.

Le SGS ne demande pas de surajouter des processus ou des documents. Il intègre les pratiques existantes orientées vers la sécurité et s'intègre aux systèmes de gestion existants. L'élément supplémentaire vient du fait de considérer dans leur ensemble, les différents composants en y associant la notion de système et de contrôle de ce système.

3.2 Organisation et Formation

Dans le secteur industriel, cet élément du SGS correspond à trois points :

- la définition des fonctions et moyens pour la prévention des accidents majeurs ;
- l'organisation des formations associées à la prévention des accidents majeurs ;
- la gestion de la sous-traitance à des postes pouvant avoir un impact sur la prévention des accidents majeurs.

Ces points demandent un effort de formalisation de la part des exploitants, notamment au niveau des fiches de postes. L'un des atouts du SGS est de pérenniser les pratiques en place. Dans des métiers où les savoir-faire reposent sur l'expérience des personnes, l'explicitation de leurs fonctions peut faciliter la transmission des savoirs vers de nouveaux arrivants.

En ce qui concerne les formations, cet effort peut aussi se révéler intéressant. En effet, si les établissements sont souvent très pointus en ce qui concerne les formations liées à la sécurité du personnel, ce n'est pas toujours le cas pour ce qui est des formations relatives à la prévention des accidents majeurs.

Une nouvelle exigence est également apparue lors de la mise en place des SGS : une sensibilisation de l'ensemble du personnel au SGS. L'idée sous-jacente est de développer une culture de sécurité au sein de l'entreprise en rendant chaque individu acteur de la sécurité. La pratique a montré que cette sensibilisation ne pouvait se révéler efficace et non contrainte que lorsque la compagnie s'était vraiment approprié le SGS et non en phase d'initialisation de celui-ci.

→ Idées principales à retenir :

L'organisation doit « servir » la maîtrise des risques, elle doit donc être définie en correspondance avec l'évaluation des risques.

La systématisation de la description des savoir-faire en termes de prévention des accidents majeurs peut faciliter la transmission des savoirs dans les secteurs où le turn-over est relativement important. L'un des apports du SGS peut être l'identification de formations spécifiquement dédiées aux risques majeurs.

La mise en place d'un SGS peut s'accompagner de campagnes de sensibilisation des différents acteurs aux principes et enjeux d'un SGS.

3.3 Identification et Évaluation des risques

Les SGS du domaine industriel (ICPE) comprennent une composante « Identification et évaluation des risques d'accidents majeurs ». L'annexe I de l'arrêté ministériel du 26 mai 2014 précise que « des procédures sont mises en œuvre pour permettre une identification systématique des risques d'accident majeur susceptibles de se produire en toute configuration d'exploitation des installations. Ces procédures doivent permettre d'apprécier les possibilités d'occurrence et d'évaluer la gravité des accidents identifiés ».

→ Idées principales à retenir :

Le SGS en place va découler de la composante "Identification et Évaluation des risques", le système est défini pour permettre la maîtrise des risques identifiés. Cette composante du SGS va être influencée par la prédictibilité, la variabilité et l'évolutivité de l'activité à laquelle elle s'applique.

Son articulation avec les EDD et la maîtrise opérationnelle est essentielle. L'étude de dangers est la base de cette identification, mais elle n'est peut-être pas suffisante pour anticiper et détailler toutes les configurations de fonctionnement, et est très rarement pour transférer dans la gestion des opérations quotidiennes.

3.4 Maîtrise opérationnelle

Dans la réglementation relative aux Installations Classées, il est stipulé que « des procédures et des instructions sont mises en œuvre pour permettre la maîtrise des procédés et l'exploitation des installations en sécurité. Les phases de mise à l'arrêt et de démarrage des installations, de même que les opérations d'entretien et de maintenance, même sous-traitées, font l'objet de telles procédures ».

A cela s'ajoutent deux éléments :

- le premier concerne l'utilisation des informations sur les meilleures pratiques ;
- le second le vieillissement des équipements et la corrosion.

Cette composante découle de l'identification des risques et est contrainte par l'ensemble des réglementations régissant la sécurité des opérations. Elle vise à définir ce qu'il doit se passer pendant les différentes opérations d'exploitation, de manière à maîtriser les risques identifiés. Son contenu est donc spécifique à chaque activité, qui dispose de ses procédures d'exploitation.

→ Idées principales à retenir :

La maîtrise opérationnelle découle de l'identification des risques et est contrainte par l'ensemble des réglementations régissant la sécurité des opérations. Cet item vise à recenser et fiabiliser les éléments indispensables à la conduite des opérations pour maintenir le niveau de maîtrise des risques recherché.

La description de cette composante doit correspondre à ce qu'il se passe réellement pendant les différentes opérations et est donc spécifique à l'activité opérationnelle.

Cet item vise à répondre à la question « Comment faut-il agir pour que tout se passe bien ? ».

3.5 Modifications

L'ensemble des SGS prévoit l'étude des impacts des modifications et la mise en œuvre de procédures lors de modifications. L'apport du SGS peut être dans certains cas d'amener l'établissement ou l'exploitant à expliciter ce qu'est un changement et dans quel cas une étude de sécurité doit être effectuée. Ceci est particulièrement vrai pour les changements non techniques.

→ Idées principales à retenir :

Les impacts en termes de sécurité doivent être considérés lors des différentes phases d'une modification : la conception, le chantier de réalisation, les essais de mise en service et l'exploitation voire la mise à l'arrêt et le démantèlement. C'est le SGS qui permet de prévoir comment ces différentes phases doivent être prises en compte.

La pertinence d'en faire un point particulier ou de l'intégrer à la maîtrise opérationnelle et/ou à l'identification des risques est à discuter en fonction des spécificités de l'activité (fréquence des modifications, types de modifications...).

3.6 Situations d'urgence

Pour les établissements classés SEVESO SH, il est indiqué qu'« en cohérence avec les procédures du point 2 (Identification et Évaluation des risques d'accidents majeurs) et du point 3 (Maîtrise des procédés, Maîtrise d'exploitation), des procédures sont mises en œuvre pour la gestion des situations d'urgence. Leur articulation avec les plans d'opération interne prévus à l'article L. 515-41 du Code de l'Environnement est assurée ».

C'est ce qui est repris dans la proposition actuelle pour un SGS pour les barrages et digues, en insistant sur les aspects pratiques à mettre en œuvre (mises en situations régulières et « fiches réflexes » facilement accessibles rappelant les conduites à tenir en cas d'accident).

→ Idées principales à retenir :

Cet item vise à répondre à la question « Comment les opérations peuvent-elles mal se passer, et comment faut-il réagir dans ce cas ? ».

Colloque CFBR « Sûreté des barrages et enjeux », Chambéry, 23 & 24 novembre 2016

La gestion des situations d'urgence peut être soumise à des contraintes réglementaires complémentaires.

Le SGS doit au minimum décrire les critères d'identification des situations d'urgence et les critères de déclenchement des plans associés.

3.7 Retour d'expérience (REx)

La dynamique d'un SGS repose sur son articulation entre connaissance des risques et connaissance du fonctionnement quotidien. Le retour d'expérience constitue ce qui alimente le SGS au quotidien, ce qui confronte l'analyse des risques prédictive au fonctionnement réel. En confrontant l'expérience à l'attendu (en interne ou à l'externe), on peut confirmer ou infirmer la représentation que l'on avait du fonctionnement du système et le modifier le cas échéant. Le REx répond ainsi à un besoin de corrections de défaillances mais aussi et surtout à un besoin de compréhension du fonctionnement réel pour mieux maîtriser les risques.

La mise en place d'un SGS conduit à formaliser, s'il ne l'était pas avant, le processus de REx. Cela nécessite, entre autres, de déterminer quels types d'événements doivent être rapportés et comment ils doivent être analysés.

L'un des objectifs du SGS est de profiter des enseignements des différents événements du quotidien pour apprendre sur la prévention des accidents majeurs. Aussi, le REx doit-il être construit de manière à faire le lien entre événements rapportés et mesures de prévention.

Ce REx peut également intégrer une analyse des accidents ou des incidents survenus sur des ouvrages similaires (accessibles sur des bases de données de recensement) afin de s'assurer que les mesures existantes permettent de répondre à ce besoin de maîtrise des risques. Le cas échéant, l'analyse du REx peut conduire à proposer des mesures complémentaires ou supplémentaires.

L'arrêté du 21 mai 2010¹⁵ introduit les notions d'« événements importants pour la sûreté hydraulique (EISH) » et d'événements « précurseurs pour la sûreté hydraulique (PSH) ». L'exploitant d'un ouvrage se voit dans l'obligation de les déclarer au Préfet ; un des objectifs étant, entre autres, d'enrichir les bases de données accidentologiques.

Le REx peut enfin amener à suivre le fonctionnement des différentes barrières prévues et identifiées notamment dans l'EDD (visites de contrôle, déclenchement d'alarmes, visites périodiques...), à suivre l'évolution des différentes causes d'accidents majeurs possibles (conditions climatiques, opérations exceptionnelles, vitesse et ampleur de la fonte des neiges...), ou encore l'occurrence des événements centraux redoutés identifiés dans l'EDD.

→ Idées principales à retenir :

La mise en place d'un SGS ne signifie pas forcément l'établissement d'un nouveau processus de REX.

C'est l'intégration des composants / éléments liés aux risques majeurs dans le processus de REx qui peut constituer un véritable apport.

Les données accidentologiques ainsi que les analyses du REx peuvent également être utilisées comme des données d'entrée aux analyses et à l'identification des risques.

3.8 Performance sécurité et contrôle du SGS

Un SGS comprend sa propre évaluation, sous forme de suivi d'indicateurs sur sa performance, d'audits et de revues de direction.

¹⁵ Arrêté du 21/05/10 définissant l'échelle de gravité des événements ou évolutions concernant un barrage ou une digue ou leur exploitation et mettant en cause ou étant susceptibles de mettre en cause la sécurité des personnes ou des biens et précisant les modalités de leur déclaration.

En complément des indicateurs de performance de sécurité, des indicateurs concernant le fonctionnement du SGS pourront être définis. Les indicateurs utilisés concernent souvent les presque-événements. La signification de ces indicateurs est double, d'une part ils peuvent donner une indication sur la performance des mesures de sécurité et d'autre part sur le fonctionnement du SGS (un nombre important d'événements peut indiquer un bon fonctionnement du système de REx). Il peut s'agir ainsi du nombre d'événements rapportés, ou encore d'un taux de sensibilisation du personnel, du temps de traitement des événements.

Les audits visent à recueillir les informations concernant l'état et le fonctionnement du SGS, notamment sur la base du constat des résultats obtenus et autres preuves tangibles. On pourra distinguer les audits ayant pour but de vérifier la conformité réglementaire du SGS (présences des différents composants) de ceux pouvant être effectués en interne concernant l'efficacité du SGS.

Les revues de direction doivent être alimentées par différentes informations comme l'évaluation des nouveaux risques, l'évolution du contexte réglementaire, les indicateurs, les résultats des audits pour permettre à la direction d'évaluer l'efficacité du SGS et l'adéquation.

→ Idées principales à retenir :

La définition d'indicateurs pertinents de sécurité constitue un des enjeux importants du SGS. Les indicateurs du niveau de sécurité, à différencier des indicateurs concernant le fonctionnement du SGS doivent correspondre aux objectifs définis dans la politique (PPAM). La pertinence d'objectifs de sécurité précis et chiffrés doit être discutée. Un SGS suit normalement une boucle d'amélioration continue, des éléments de contrôle doivent permettre d'en mesurer la performance pour y contribuer.

Ces éléments de contrôle pourront être évalués en continu, lors des audits et lors des revues de direction.

4. MISE EN PLACE D'UN SGS

4.1 Généralités

Il n'existe pas de solution unique pour mettre en place un système de gestion de la sécurité.

Le principal écueil à éviter consiste à mettre en place un SGS formel en décalage avec les pratiques réelles de l'entreprise.

Pour éviter ce travers, il est essentiel lors de la mise en place d'un SGS d'utiliser les pratiques et documents existants. Le SGS doit constituer un outil pour mettre en cohérence et correspondance l'ensemble des éléments existants en les complétant et les harmonisant le cas échéant.

Il est usuel de considérer trois phases principales dans la mise en place d'un SGS :

- Phase contrainte :
 - l'établissement obéit à l'injonction réglementaire, il met en place le formel (processus, organisation), on dit que l'on a un SGS ;
 - les personnes chargées de la mise en place pensent que cela ne change rien, que toutes les mesures étaient déjà effectuées sous d'autres formes ;
 - Phase d'appropriation :
 - l'établissement découvre les changements de perspective, les difficultés ;
 - il existe des désaccords sur ce qu'il faut faire, des débats ;
 - la direction commence à voir les implications (responsabilités, financement de changements,...) ;
 - Phase d'acculturation :
 - les personnes pensent différemment, les réflexes et les valeurs changent ;
 - les processus sont en place et rôdés ;

- les employés peuvent décrire à peu près le SGS.

Lorsque la phase contrainte est passée, les principes d'évaluation du SGS peuvent évoluer d'un principe de vérification de la conformité à un principe d'évaluation de la performance en sécurité. Il s'agit d'évaluer la capacité de l'organisation à maintenir sa performance de sécurité au dessus du niveau acceptable.

La durée de ces phases dépend bien sûr de multiples facteurs. En premier lieu, on retiendra l'adéquation des exigences aux pratiques en place, la réponse aux attentes et la pertinence par rapport au type d'activité.

4.2 Exigences SGS

Comme évoqué précédemment, le SGS n'implique pas de surajouter des processus ou des documents. Il intègre les pratiques existantes orientées vers la sécurité et s'intègre aux systèmes de gestion existants.

Le SGS pour les OH, doit nécessairement intégrer les documents requis par le Code de l'Environnement, notamment l'indication des moyens d'intervention en cas d'incident et d'accident et le recueil de consignes de surveillance de l'ouvrage en toutes circonstances et de consignes d'exploitation en période de crue. Sa description doit correspondre à ce qu'il se passe réellement pendant les différentes opérations et est donc fortement dépendante de l'activité.

Cela est d'ailleurs proposé dans la description :

- des SGS Barrages dans l'annexe 2 du Guide de lecture des EDD des Barrages « l'organisation mise en place pour permettre l'exploitation de l'ouvrage dans des conditions optimales de sécurité, telle qu'elle figure dans les consignes de surveillance, de crues et d'exploitation hors crues, éventuellement complétées par des procédures internes et des instructions.
- des SGS Dignes dans l'annexe 3 du Guide de lecture des études de dangers des digues de protection contre les inondations fluviales : « l'organisation mise en place pour permettre la surveillance de la digue dans des conditions optimales de sécurité telle qu'elle figure dans les consignes de surveillance et de crues ».

→ Le SGS doit permettre d'assurer une traçabilité des actions de sécurité, de suivre l'application réelle des différentes consignes (inspections visuelles, auscultations, visites approfondies...) sur l'ensemble des moyens de mesures du risque. Aussi plus qu'une gestion documentaire des différentes consignes, l'apport du SGS doit être dans l'organisation des différentes données, dans leur articulation avec ce qui est prévu.

Il est également indiqué que la maîtrise d'exploitation doit perdurer lors des phases transitoires) :

- dans le cadre du SGS Barrage : « L'organisation mise en place pour assurer la sécurité de l'ouvrage pendant les travaux, les phases de mise à l'arrêt et de démarrage d'installations de l'aménagement, les modifications apportées aux installations, les opérations d'entretien et de maintenance, même sous-traitées. Les conditions exceptionnelles d'exploitation qui peuvent résulter de ces situations font généralement l'objet d'une réflexion préalable et peuvent donner lieu à des procédures particulières » ;
- dans le cadre du SGS Digue : « L'organisation mise en place pour assurer la sécurité de l'ouvrage pendant les travaux, l'entretien ou la maintenance, même sous-traités ».

→ Ainsi pour les OH, la gestion des modifications ne ferait pas l'objet d'un point particulier dans le SGS. Elle serait intégrée à la maîtrise opérationnelle. La pertinence de faire un point particulier de la gestion des modifications ou de l'intégrer à la maîtrise opérationnelle et/ou à l'identification des risques est à discuter en fonction des spécificités de l'activité (fréquence des modifications, types de modifications...). En effet, on observe par exemple que les Dreal demandent de plus en plus souvent des consignes provisoires en cas de travaux qui rendent inopérants des organes de sécurité pour une période donnée.

Pour ce qui est de la gestion des situations d'urgence : il est spécifié la nécessité d'intégrer :

- dans le cadre du SGS Barrage, « les procédures de mise en sécurité de l'ouvrage (mesures d'exploitation ou de surveillance...) suite à une sollicitation particulière de l'ouvrage, due par exemple à la survenance d'un événement exceptionnel (séisme, crue exceptionnelle ou extrême...) ou à une détérioration par un tiers » ;
- dans le cadre du SGS Dignes, « les procédures de mise en sécurité de l'ouvrage (mesures de surveillance...) suite à une sollicitation particulière de l'ouvrage, due par exemple à la survenance d'un événement exceptionnel (tempête, séisme...) ou à une détérioration par un tiers ».

La gestion des situations d'urgence peut être soumise à des contraintes réglementaires complémentaires (consignes d'organisation de la cellule de crise, campagnes de prudence...).

→ Le SGS doit au minimum décrire les critères d'identification des situations d'urgence et les critères de déclenchement des plans associés. La notion de transition d'une situation normale à une situation d'urgence pourrait être intéressante à exploiter dans le cas des OH. Dans certains cas, ce n'est pas la mise en place d'un plan d'urgence qui pose problème mais l'identification du basculement d'une situation normale à une situation accidentelle. Le SGS devrait par exemple intégrer à minima les notions d'activité de routine, d'état de veille et d'état de crue.

En ce qui concerne le traitement des événements de sécurité, le « Guide de lecture des études de dangers des barrages » (mise à jour : août 2012) indique que le SGS « comprend les procédures mises en œuvre pour analyser les accidents vécus et pour prendre en compte ceux survenus sur d'autres ouvrages du même type dans le monde, dans la mesure où des informations sont bien accessibles.

Lorsqu'il y a eu des défaillances de mesures de prévention, il est particulièrement nécessaire que soient présentées les procédures mises en œuvre pour organiser les enquêtes et les analyses nécessaires, pour remédier aux défaillances détectées et pour assurer le suivi des actions correctives.

De manière plus globale, on retrouve parmi les procédures relatives à la gestion du retour d'expérience celles mises en œuvre pour les EISH et les PSH déclarés (...).

→ La mise en place d'un SGS ne signifie pas forcément l'établissement d'un nouveau processus de REx. C'est l'intégration du REx aux autres composants (identification des risques et maîtrise opérationnelle) qui peut constituer un véritable apport. Les pratiques déjà en place pour le signalement et l'analyse des PSH (Précurseurs pour la Sûreté Hydraulique) et des EISH (Evénements Importants pour la Sûreté Hydraulique) peuvent dans certains cas répondre partiellement à cette exigence.

La définition d'indicateurs pertinents de sécurité constitue un des enjeux importants du SGS. Les indicateurs du niveau de sécurité d'un barrage doivent être décrits en correspondance avec les objectifs de sécurité définis en termes de risques majeurs.

5. CONCLUSION ET PERSPECTIVES : ARTICULATION EDD / SGS

L'analyse a conduit à préciser comme suit l'articulation entre EDD et SGS :

1. L'EDD permet de définir une PPAM en cohérence avec les accidents envisagés ;
2. Le SGS décrit les moyens mis en œuvre pour répondre à la PPAM ;
3. L'EDD détermine les différentes mesures de maîtrises des risques (MMR) ;
4. L'EDD s'appuie sur l'évaluation des performances des MMR qui suppose qu'un minimum d'exigences soient remplies et maintenues dans le temps ;
5. Le SGS, pour respecter le minimum requis par l'EDD et répondre à la PPAM, définit une organisation permettant de gérer les risques au quotidien ;

Colloque CFBR « Sûreté des barrages et enjeux », Chambéry, 23 & 24 novembre 2016

6. Le SGS est alimenté par des données provenant du fonctionnement réel ;
7. Les données recueillies peuvent être utilisées lors de la mise à jour des EDD.

La PPAM constitue ainsi un lien essentiel entre EDD et SGS. La PPAM est définie en cohérence avec les accidents envisagés dans l'EDD et le SGS décrit les moyens mis en œuvre pour y répondre.

Dans la définition de la PPAM des OH (Annexe 2 du guide de lecture des EDD), il est écrit que « la politique de prévention des accidents majeurs est définie par le responsable de l'ouvrage en cohérence avec les accidents envisagés dans l'étude de dangers, pour prévenir ces derniers et en limiter les conséquences pour l'homme et l'environnement. Elle contient des objectifs chiffrés relatifs à la sécurité de l'ouvrage ».

En conclusion, si le SGS n'existe pas toujours en tant que tel chez les exploitants d'ouvrages hydrauliques, ses principales dimensions et leurs liens sont souvent déjà pris en compte, mais leurs liens ne sont pas toujours formalisés ou explicités. Ensuite, un SGS ne peut cependant pas se réduire à un document ou à une procédure. Il ne se résume pas non plus à un manuel, une base de données, ou un processus de reporting. Le SGS fait partie intégrante des activités de l'organisation et de ses processus opérationnels, car il rend compte de pratiques de terrain. Il évolue selon une boucle d'amélioration continue, des éléments de contrôle devant permettre d'en mesurer la performance pour y contribuer. Ces éléments de contrôle sont ensuite évalués périodiquement, lors des audits et revues de direction.

BIBLIOGRAPHIE

Réglementation

- [1] Directive n°2012/18/UE du 4 juillet 2012 « concernant la maîtrise des dangers liés aux accidents majeurs impliquant des substances dangereuses, modifiant puis abrogeant la directive 96/82/CE du Conseil »
- [2] Arrêté du 26 mai 2014 « relatif à la prévention des accidents majeurs dans les installations classées mentionnées à la section 9, chapitre V, titre Ier du livre V du code de l'environnement »
- [3] Arrêté du 5 mars 2014 « définissant les modalités d'application du chapitre V du titre V du livre V du code de l'environnement et portant règlement de la sécurité des canalisations de transport de gaz naturel ou assimilé, d'hydrocarbures et de produits chimiques »
- [4] Arrêté du 22 décembre 2008 « relatif à la mise en œuvre des systèmes de gestion de la sécurité pour les entreprises de transport aérien public et les organismes de maintenance »
- [5] Arrêté du 19 avril 2011 « relatif à la mise en place d'un système de gestion de la sécurité par les exploitants d'aérodrome »

Ressources documentaires

- [6] Site Internet du Comité Français des Barrages et Réservoirs : <http://www.barrages-cfbr.eu>
- [7] « Facteurs humains et organisationnels de la sécurité industrielle : un état de l'art » - Daniellou, F., Simard, M. et Boissières, I. (2010) - Numéro 2010-02 des Cahiers de la Sécurité Industrielle, Institut pour une Culture de Sécurité Industrielle, Toulouse, France (ISSN 2100-3874). Disponible à l'adresse : http://www.icsi-eu.org/francais/dev_cs/cahiers/
- [8] « Guide d'évaluation FOH des processus de Retour d'EXperience après événement (REX) » (2015) - Institut National pour l'Environnement Industriel et les Risques. Disponible à l'adresse : <http://www.ineris.fr/centredoc/guide-inspection-foh-processus-rex-v4b-1432902170.pdf>

Colloque CFBR « Sûreté des barrages et enjeux », Chambéry, 23 & 24 novembre 2016

- [9] « Guide d'ingénierie des facteurs organisationnels et humains (FOH) » (2015) - Institut National pour l'Environnement Industriel et les Risques. Disponible à l'adresse : www.ineris.fr/centredoc/guideingenierie-foh-vf-publication-internet-1443789018.pdf

- [10] « Guide pour la prise en compte des changements organisationnels significatifs » (2014) - Institut National pour l'Environnement Industriel et les Risques. Disponible à l'adresse : <http://www.ineris.fr/centredoc/dra77-guide-changement--v4-c-interactif-1423128653.pdf>

- [11] « Trente ans d'accidents. Le nouveau visage des risques socio technologiques » - Le Coze, JC. (2014) - Toulouse : Octarès.

- [12] « Quelle organisation pour la maîtrise des risques industriels majeurs ? Mécanismes cognitifs et comportements humains » - Plot, E. (2007) - Paris : l'Harmattan.

LE BETCGB, ACTEUR DE LA SÛRETÉ DES OUVRAGES HYDRAULIQUES

BETCGB : A player in hydraulic structure safety

DOI : 10.24346/cfbr_colloque2016_e07

Stéphan AIGOUY, Florent BACCHUS, Clément GASTAUD, Marc HOONAKKER, Patrick LE DELLIOU, Fabien MINISCLOUX, Guirec PREVOT et Laëtitia RIVOLLET
BETCGB, 44, Avenue Marcelin Berthelot, 38030 Grenoble Cedex 2, France
prenom.nom@developpement-durable.gouv.fr

MOTS CLÉS

BETCGB – Sûreté des Ouvrages Hydrauliques – Barrages – Digues – Conduites Forcées – Contrôle Régalien – Appui technique

RÉSUMÉ

En France, la sûreté des ouvrages hydrauliques repose en premier lieu sur leur bonne conception, sur la compétence de leurs responsables (propriétaires / concessionnaires et exploitants) et sur les moyens qu'ils mettent en œuvre pour s'assurer de leur bon comportement. Le contrôle de la sûreté des ouvrages et de leurs responsables est assuré par l'État qui veille à la bonne réalisation de ces objectifs. Cette mission est exercée par les directions régionales de l'environnement, de l'aménagement et du logement sous l'autorité du préfet de département.

Depuis plus de trente ans, le BETCGB assiste ces services dans leur mission de contrôle de la sûreté des ouvrages. Afin de contribuer à l'efficacité et l'amélioration de cette organisation, il participe à la formation des agents au métier d'inspecteur et à leur accompagnement au cours des inspections. Au-delà de la seule vérification du respect de la réglementation, les examens du comportement des ouvrages comme de leur état ainsi que de la robustesse des organisations mises en place sont au cœur de l'évaluation de la sûreté mise en œuvre par les responsables d'ouvrage. En outre, le BETCGB est un des acteurs du recueil et de la diffusion des bonnes pratiques par sa participation à la production de référentiels techniques et de guides, par l'animation du retour d'expérience, par son implication au sein des instances professionnelles (CFBR/CIGB) et par sa participation à l'élaboration de textes réglementaires.

ABSTRACT

In France, hydraulic structure safety is firstly based on their good design, the skill of their responsible parties (owners / concessionaries and operators) and the means they implement to ensure their good performance. The supervision of the safety of the works and of the responsible parties is done by the State which ensure the proper implementation of these objectives. This is carried out by the Regional Direction of Environment, Planning and Housing under the authority of the prefect of the department.

For over thirty years, the BETCGB has assisted these services in their mission of hydraulic structure supervision. In order to contribute to the effectiveness and improvement of this organization, it participates in the training of the inspectors and assists them in their inspections. Beyond the sole verification of compliance, examination of the behavior of structures as well as their state and the robustness of the organizations set up are in the heart of the safety assessment. In addition, the BETCGB is one of the players in the collection and dissemination of the best practices by its participation to the production of technical recommendations and guidelines, by the animation of accident feedback, by its involvement in professional organizations (CFBR / ICOLD) and through its participation in the development of regulations.

1. INTRODUCTION

Le contrôle des ouvrages et de leurs responsables est exercé par l'échelon régional des services déconcentrés du ministère de l'environnement, de l'énergie et de la mer (MEEM), par l'intermédiaire des services de contrôle de la sécurité des ouvrages hydrauliques (SCSOH) sous l'autorité du préfet de département. Cette mission de contrôle fait appel à des compétences techniques multiples et pointues.

C'est pourquoi les SCSSOH font appel à l'appui technique national, mis en place par la direction générale de la prévention des risques (DGPR), piloté par le bureau d'étude technique et de contrôle des grands barrages (BETCGB) et composé du BETCGB, d'Irstea et du Cerema. Le BETCGB est un service du MEEM rattaché à la DGPR et constitue l'un des départements du service technique de l'énergie électrique, des grands barrages et de l'hydraulique (STEEGBH).

Les missions principales du BETCGB consistent à assister les SCSSOH dans leurs missions et d'assurer des actions générales (pilotage, animation, réglementations, veille, formations...) pour le compte de l'administration centrale.

Cette communication vise à présenter les spécificités du BETCGB et son rôle au côté de l'ensemble des acteurs de la profession pour la sûreté des ouvrages hydrauliques.

2. LA POLITIQUE DE L'ÉTAT EN TERMES DE CONTRÔLE DES OUVRAGES HYDRAULIQUES : POSITION DU BETCGB

2.1 Évolution du rôle de l'État et création du BETCGB

Pendant plusieurs décennies, le contrôle des barrages était dispersé dans plusieurs services de différents ministères en fonction de leurs usages principaux : les barrages d'irrigation pour le ministère en charge de l'agriculture, les barrages de navigation pour le ministère en charge des transports ou encore les barrages hydroélectriques pour le ministère en charge de l'énergie...

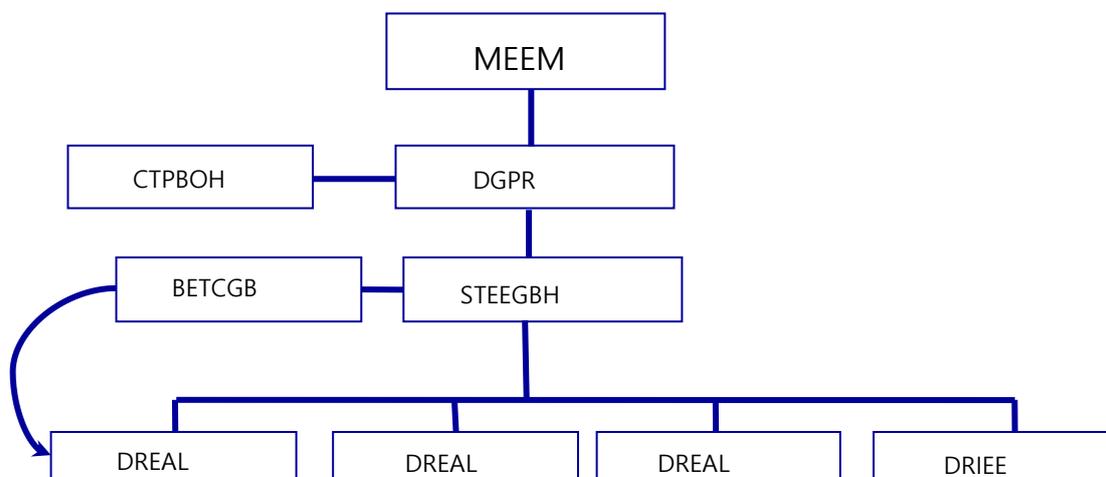
Pour les barrages hydroélectriques, jusqu'en mai 1976, la mission de contrôle était assurée par les Circonscriptions Électriques (au nombre de six sur le territoire métropolitain). Après cette date, une nouvelle organisation a été mise en place, articulée autour des Services de l'Industrie et des Mines (SIM) présents dans chaque région administrative française. Dès lors, il n'était pas possible de disposer dans chacun des SIM d'un ingénieur compétent en génie civil pouvant assurer le contrôle technique des ouvrages. Le STEEGB (sans le H à l'époque) était basé à Paris, loin des barrages, et son faible effectif ne permettait pas d'assurer une assistance technique opérationnelle aux services chargés du contrôle. L'idée a donc germé de créer un pôle technique de spécialistes capables d'apporter un soutien, de former les personnels en place et d'assurer une veille technique, tout en assurant, pour la région Rhône-Alpes, le suivi des gros chantiers (barrage de la Coche, barrage du Flumet, aménagement de Grand'Maison) et le traitement des cas difficiles comme le barrage du Chambon ou les barrages frontaliers. C'est ainsi qu'est né le BETCGB en 1982, composé de trois ingénieurs et rattaché au SIM Rhône-Alpes (ancêtre de la DRIRE Rhône-Alpes).

Au fur et à mesure des évolutions réglementaires [1] et de l'organisation administrative de l'État, son champ d'activité n'a eu cesse de s'accroître :

- 1988 : une circulaire interministérielle demande au BETCGB d'étendre ses missions au parc de barrages gérés par le ministère des transports ;
- 2004 : création d'un pôle d'appui national regroupant les différents services techniques d'assistance dans le domaine des ouvrages hydrauliques relevant de la loi sur l'eau. Dans ce cadre, le BETCGB étend ses missions d'assistance aux barrages sous le régime de l'autorisation dans quelques départements, tout en gardant ses missions pour les barrages hydroélectriques concédés. Début des réflexions méthodologiques sur les conduites forcées ;
- 2006/2007 : nouveau cadre législatif relatif à la sécurité des ouvrages hydrauliques (loi du 30 décembre 2006 sur l'eau et les milieux aquatiques et décret n°2007-1735 du 11 décembre 2007 modifiant le code de l'environnement [2]), qui étend le champ de compétences techniques du BETCGB (notamment sur les études de dangers de barrages, les digues de protection contre les inondations
- À partir de 2009 : création des DREAL (fusion de tous les services déconcentrés en lien avec la création du ministère de l'écologie, de l'énergie, du développement durable et de la mer). Ces entités sont en charge du contrôle de tous les ouvrages hydrauliques (guichet unique pour les barrages et les digues). En parallèle, est mis en place un appui technique national unique piloté par le BETCGB.

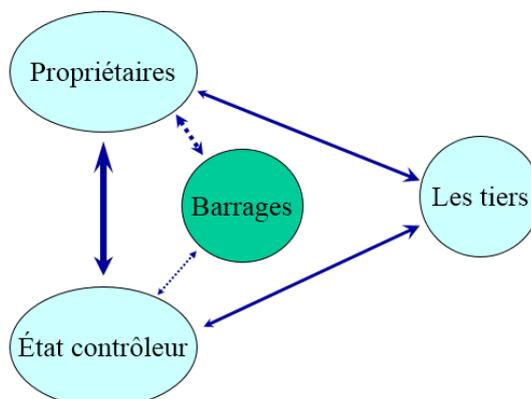
2.2 Organisation actuelle

Le contrôle de la sûreté des barrages et des digues relève aujourd'hui de l'action de la DGPR du ministère de l'environnement, de l'énergie et de la mer. Au sein de cette direction, le service technique de l'énergie électrique, des grands barrages et de l'hydraulique (STEEGBH) est directement chargé de l'organisation et de la mise en œuvre de l'action de l'État dans ce domaine (définition de l'organisation, fonctionnement du réseau, orientation technique générale, réglementation...). L'action de contrôle de la sécurité des ouvrages hydrauliques (les barrages, les digues et les conduites forcées) est portée par les directions régionales de l'environnement, de l'aménagement et du logement (DREAL), agissant pour le compte des préfets de départements. Aux douze DREAL récemment réorganisées du fait de la fusion des régions, s'ajoutent la DRIEE (Direction Régionale et Interdépartementale de l'Environnement et de l'Énergie) en région parisienne, les DEAL dans les départements d'outre-mer, ainsi que la DIMENC (Direction de l'industrie, des mines et de l'énergie de la Nouvelle-Calédonie).



Graphique 1: Organisation des services de l'État pour le contrôle de la sûreté des ouvrages hydrauliques

Alors que la réglementation antérieure plaçait les barrages et les digues au cœur même du dispositif de contrôle (les services de l'État contrôlaient les barrages et les digues), la conception actuelle s'inscrit dans un triangle « Propriétaire – État contrôleur – Tiers » :



Graphique 2 : Principe du contrôle par l'État

Ainsi, le contrôle effectué par les DREAL porte sur l'action du responsable de l'ouvrage selon deux composantes majeures :

- un contrôle de légalité et de respect des obligations qui résultent de la réglementation : les « papiers » sont-ils en règle ? Existe-t-il un dossier d'ouvrage, des consignes de crues ? L'étude de dangers a-t-elle été produite dans les délais prescrits par l'arrêté préfectoral ? *Etc.*
- un contrôle de l'acceptabilité de la démonstration portant sur la maîtrise de la sûreté : la note de calcul est-elle acceptable ? L'étude de dangers explore-t-elle tous les risques possibles ? La consigne de crues permet-elle de répondre aux objectifs généraux affichés ? Le dispositif d'auscultation paraît-il adéquat ou, inversement, peut-on accepter de déroger à l'obligation d'auscultation ? *Etc.*

Si le premier aspect est intégralement assuré par les DREAL, le deuxième nécessite des capacités d'analyse et d'expertise qui n'existent pas toujours au niveau régional. Les DREAL font alors appel aux moyens de l'appui technique national et donc au BETCGB.

Pour conduire ces missions, le BETCGB est aujourd'hui composé d'une équipe de neuf ingénieurs (dont un assurant la coordination de la thématique spécifique des digues), issus des corps techniques du ministère. Chaque ingénieur assure le suivi technique d'un parc d'ouvrages, répartis le plus souvent géographiquement, avec une logique de bassin versant, avec en moyenne 70 barrages de classe A ou classe B et de nombreux barrages de classe C, en lien avec les inspecteurs du SCSOH. Pour mener à bien ces missions, l'ingénieur du BETCGB doit avoir une approche transversale exigeant des compétences multi-métiers, afin de développer une vision globale, indépendante et intégratrice de la sûreté des ouvrages hydrauliques.

Les missions opérationnelles de l'appui technique national (avis sur dossier demandés par les DREAL, participations aux inspections périodiques ou particulières,...) sont complétées par des missions générales d'animation du réseau (mise à disposition d'outils méthodologiques, de documentation, groupes de travail « métier », formation...), de participation à l'évolution de la réglementation, de recherches, de présence active dans le monde professionnel, notamment au CFBR...

3. LES MISSIONS DU BETCGB

3.1 Missions au profit des services déconcentrés de l'État

3.1.1 Sollicitations des SCSOH

L'activité des inspecteurs chargés du contrôle de la sûreté des ouvrages hydrauliques conduit donc à exercer un contrôle sur l'ensemble des documents fournis par les responsables d'ouvrages hydrauliques, dans le cadre de la réglementation en vigueur. Le but de ce contrôle est d'apporter une vision externe, en se focalisant exclusivement sur l'aspect sûreté, alors que le responsable de l'ouvrage peut être amené à gérer des arbitrages avec d'autres intérêts, liés par exemple à d'autres usages de la ressource en eau de sa retenue. Cette vision externe focalisée sur la sûreté est essentielle pour se prémunir contre une possibilité de modification mal appréciée des conditions d'exploitation, de surveillance et d'entretien, qui pourraient aboutir à un niveau de sûreté insuffisant et inacceptable pour la société.

Les documents fournis par les propriétaires et qui ont un lien avec la sûreté de leur aménagement couvrent un champ relativement vaste et qui nécessitent souvent des compétences techniques multiples et pointues, un certain niveau d'expérience sur les méthodes utilisées, voire des capacités de calcul.

On peut ajouter que la connaissance de chaque ouvrage, en particulier de son histoire depuis la construction et la mise en eau, apporte une plus-value importante dans l'analyse de certains documents, comme les études de dangers ou les revues de sûreté, alors que la périodicité de production de ces documents et la rotation des personnels ne permettent pas toujours la transmission de cette connaissance au niveau du SCSOH régional.

Pour toutes ces raisons, les SCSOH sollicitent l'appui technique national, pour les assister dans leur analyse des documents fournis, notamment dans les domaines suivants :

- justification de la stabilité statique et dynamique des ouvrages ainsi que leurs équipements : les éléments d'analyse se situent essentiellement sur la critique des hypothèses et méthodes utilisées pour les calculs, en lien avec les reconnaissances et les essais ayant permis leur choix. Pour certains ouvrages, l'analyse peut également aller jusqu'à réaliser des contre-calculs, avec études de sensibilité de paramètres, afin d'évaluer si les conclusions de l'étude peuvent être partagées, avec ou sans réserves ;
- études hydrologiques : l'analyse porte également sur les hypothèses et méthodes utilisées. Elle intègre également des références à des bases de données gérées par le BETCGB et Irstea, qui permettent de faire des contrôles de cohérence régionale sur les résultats finaux des études ;
- études hydrauliques : ce type d'étude, à partir d'un modèle numérique et/ou physique, est parfois nécessaire pour justifier la débitance d'un évacuateur de crues, en fonction de la cote de retenue. L'analyse porte essentiellement sur la validité de la modélisation réalisée, avec parfois aussi des contre-calculs et une étude de sensibilité ;
- analyses de comportement – auscultation : lorsque le comportement d'un ouvrage est évolutif ou fait apparaître des singularités, un diagnostic sur les causes et les conséquences du phénomène est à poser par le propriétaire, et le BETCGB est amené à se positionner sur ce diagnostic, qui peut le cas échéant déboucher sur la nécessité de réaliser des travaux visant à traiter ses causes et/ou conséquences. Ces travaux eux-mêmes font bien sûr également l'objet d'un avis technique, sous l'angle de leur pertinence vis-à-vis de la pathologie mise en évidence, ainsi que d'un suivi adapté en cours de chantier ;
- dossiers d'autorisation d'ouvrages neufs, dossiers de révision spéciale ou de modifications substantielles : le BETCGB est également consulté pour avis sur ce type de dossiers, pour lesquels l'ensemble des problématiques évoquées ci-dessus est abordé.
- l'expertise du BETCGB est également mise à contribution dans le domaine des documents d'organisation du propriétaire (consignes de surveillance, consignes de crue, par exemple).

Dans toutes ces interventions, au-delà de la nécessité de vérifier que la sûreté des ouvrages reste garantie en toutes circonstances, le but est également de contribuer à une certaine cohérence des exigences et des pratiques au niveau national entre les différents responsables d'ouvrage.

Enfin, on peut ajouter que le BETCGB assure un rôle d'intégration de plusieurs domaines dans la sûreté finale des ouvrages. L'exemple le plus représentatif est celui de la sécurité d'un barrage en crue, qui résulte d'une part des résultats d'une étude hydrologique, d'autre part d'une évaluation de la cote atteinte en fonction de cette hydrologie et des valeurs de débitance issues d'une étude hydraulique, de l'organisation de l'exploitant, et enfin d'une évaluation de la stabilité du barrage pour ces cotes atteintes. L'analyse de l'ensemble de ces domaines, avec l'évaluation de leurs interactions, apporte du sens par rapport à l'analyse de chacun de ces domaines indépendamment des autres.

3.1.2 Formation des inspecteurs

L'ensemble des compétences nécessaires au métier d'inspecteur ne peut s'acquérir totalement dans les cursus habituels de formation initiale d'ingénieurs. L'offre proposée par les formations continues des écoles et organismes reste peu étoffée et mal adaptée aux spécificités des barrages et des digues. Par ailleurs, il faut aussi tenir compte du recrutement des inspecteurs de plus en plus diversifié, y compris dans des cursus non "génie civil", et d'une forte rotation des personnels en SCSOH.

Ce contexte explique la forte implication historique de l'appui technique national dans la formation technique des agents des SCSOH, qui doit être immédiate après la prise de poste, adaptée aux compétences des agents, et optimisée en fonction de l'investissement souhaitable sur une durée limitée. Ainsi, les missions de formation se déclinent par des formations dispensées à l'occasion de stages, l'accompagnement en inspection (*cf.* paragraphe suivant) et par l'animation du réseau (*cf.* paragraphe 3.1.4).

S'agissant des formations, elles sont organisées par les équipes de l'appui technique et peuvent être aujourd'hui résumées comme suit :

	Thème	Pilotage	Gestion matérielle	Durée
Formation initiale (ou "prise de poste")	Contrôle barrages	BETCGB / Irstea	Ifore / Agroparistech	4 j
	Contrôle digues	BETCGB	Ifore / Agroparistech	3 j
Approfondissements thématiques	EDD barrages	BETCGB	Ifore / CVRH	3 j
	EDD digues	BETCGB	Ifore / CVRH	3 j
	Thèmes "barrages" (*)	BETCGB / Irstea	Ifore / CVRH	2,5 – 3 j
	Ingénierie digues	Irstea	Ifore / Agroparistech	4 j
	SIOUH	BETCGB	CVRH Macon	2 j
	Diagnostic digues	Irstea	Agroparistech	4 j
	Police de sécurité	DGPR/Steegbh	Ifore	3,5 j

Tableau 1 : les formations pilotées par l'appui technique. (*) Cycle triennal : barrages en béton et maçonnerie / barrages en remblai / hydrologie-hydraulique

Les formations « prise de poste » permettent aux agents nouvellement affectés d'avoir un aperçu général sur la réglementation, les missions des SC SOH, la typologie et le fonctionnement des ouvrages. Les stages d'approfondissement explorent un certain nombre de sujets techniques. Le but visé n'est pas de former des spécialistes mais de fournir des clés permettant au SC SOH de mieux comprendre les enjeux techniques des dossiers fournis par les maîtres d'ouvrage et ceux des avis de l'appui technique.

L'enseignement est assuré essentiellement par les ingénieurs de l'appui technique, avec l'intervention ponctuelle de spécialistes de la profession pour des thèmes plus pointus. Le challenge proposé aux formateurs consiste à trouver le bon niveau technique compte tenu des compétences diversifiées des stagiaires, et à équilibrer les exposés théoriques avec les aspects plus "métiers". Une demi-journée de visite de terrain peut être proposée et dans ce cas permet d'illustrer l'enseignement.

En moyenne, le nombre d'agents inscrits annuellement aux sessions proposées par l'appui technique (hors police de sécurité) oscille entre 120 et 140, représentant 350 à 450 hommes jours-formation. Plusieurs formations sont ouvertes à quelques agents des collectivités locales ou bureaux d'études.

3.1.3 Accompagnement des inspecteurs sur le terrain

Les inspections périodiques comportent deux temps : d'une part, une réunion conduite à partir des livrables périodiques (rapports de visite technique approfondie et de surveillance en particulier), permettant d'aborder tous les sujets sûreté concernant l'ouvrage (état de l'ouvrage, exploitation, comportement, études en cours, réalisation de travaux, déploiement de nouveaux matériels...); d'autre part, l'inspection comporte une visite des ouvrages qui permet d'illustrer les livrables réglementaires par l'état réel des ouvrages et leur contexte. Ainsi, l'inspection permet d'auditer les mesures de surveillance et d'entretien mises en œuvre par le responsable d'ouvrage pour assurer la sûreté de son ouvrage conformément à la réglementation.

Si l'appui technique est sollicité, sa contribution aux inspections périodiques est plurielle :

- dès le stade de la préparation de l'inspection par le service de contrôle par une lecture croisée avec le SC SOH des documents préparatoires : discussion de l'ordre du jour, mise au point technique, levée des éventuelles incertitudes/incompréhensions ;
- sur les livrables réglementaires, il délivre un état de l'art des pratiques techniques constatées à l'échelle nationale. Sur les problématiques techniques propres à chaque conception de barrage, l'appui technique permet de confirmer l'adéquation des mesures de surveillance et d'entretien ainsi que leur

interprétation et, le cas échéant, il fait part à l'inspecteur des améliorations à entreprendre lorsqu'une anomalie est identifiée (ex : auscultation incomplète, suite à donner à des dysfonctionnements constatés...);

- lors de la conduite de la réunion, les interventions de l'appui technique soutiennent la démarche de l'inspecteur qui conduit habituellement seul son inspection face à un responsable d'ouvrage parfois démultiplié entre maître d'ouvrage, exploitant et éventuelle(s) ingénierie(s) ;
- lors des visites de site, l'appui technique se forge sa propre opinion sur l'état réel de l'ouvrage, la croise avec les livrables réglementaires et l'opinion du responsable d'ouvrage, et aide l'inspecteur à discriminer et hiérarchiser les constats ayant un enjeu de sûreté hydraulique. Nous rappelons ici que l'objet du contrôle n'est pas l'état des ouvrages en soi mais que ce dernier est révélateur de la pertinence des mesures de surveillance, de la qualité de l'entretien déployé par l'exploitant, de la robustesse de son organisation et *in fine* de la sûreté ;
- *a posteriori*, un débriefing est possible pour remémorer certains sujets, arguments techniques, appréciations et le cas échéant formuler les demandes les plus pertinentes ;
- en outre, la participation de l'appui technique aux inspections peut aussi être vue comme une action de formation continue : explication du fonctionnement des appareils d'auscultation, visualisation des défauts couramment rencontrés sur les bétons ou les remblais, discrimination entre ceux qui sont importants pour la sûreté et les autres, analyse en direct des courbes d'auscultation, *etc.* constituent autant de conseils qui complètent les informations théoriques délivrées dans les formations (*cf.* paragraphe précédent).

D'un autre côté, la participation de l'appui technique à une inspection périodique lui permet de tirer profit de la connaissance du contexte local (historique, dossiers connexes, exploitant local) maîtrisé par l'inspecteur du service de contrôle : chaque inspection constitue pour l'appui technique l'occasion de capitaliser des informations sur l'ouvrage au profit d'une sollicitation future ou présente.

En effet, si l'on se réfère à la mission de rédaction d'avis technique, il se trouve que les inspections périodiques constituent l'occasion privilégiée pour les inspecteurs et les responsables d'ouvrage d'échanger sur les études majeures qui jalonnent la vie de l'ouvrage. C'est particulièrement le cas lors de la réunion de présentation de la revue de sûreté et la visite associée pour les ouvrages de classe A, où la participation de l'appui technique est quasi systématique.

De fait, dès lors que la complexité d'un dossier technique ou de travaux le nécessite, l'inspecteur peut solliciter la participation de son appui technique à la prochaine inspection, soit pour discuter des hypothèses, soit pour en tirer les conclusions et demander des compléments éventuels dans le but d'une appréciation partagée de la sûreté.

3.1.4 Animation du réseau

Le BETCGB participe à l'animation du réseau des SCSOH au travers de réunions périodiques avec les services, permettant un relais avec le terrain des informations et des travaux généraux en cours. C'est aussi l'occasion de recueillir les demandes d'orientations ou d'éclaircissements de la part des services déconcentrés. Par ailleurs, un séminaire annuel organisé par la DGPR est l'occasion d'échanges entre les SCSOH, l'appui technique et l'administration centrale.

L'animation du réseau passe également par la mise à disposition et la maintenance d'un extranet de partage et par l'organisation de la diffusion d'informations via les EISH (Événements Importants pour la Sûreté Hydraulique) et PSH (Précurseurs pour la Sûreté Hydraulique) (*cf.* paragraphe 3.2.2).

En outre, un système d'information permet de fédérer le réseau : SIOUH (Système d'Information sur les Ouvrages Hydrauliques). Avec l'organisation ministérielle née de la fusion des ministères chargés de l'environnement, de l'industrie et de l'équipement, accompagnée d'une nouvelle réglementation sur les ouvrages hydrauliques, le BETCGB a été chargé en 2008 de piloter la mise en œuvre de cet outil visant à intégrer le partage d'une culture unique du contrôle de leur sûreté.

Les principaux objectifs de ce projet peuvent se résumer ainsi :

- partager un référentiel unique de description technique et administratif des ouvrages, y compris par leur cartographie ;
- intégrer les procédures de contrôle unifiées depuis le décret de 2007 [2] ;
- piloter l'action des services de contrôle et partager plus largement l'information entre tous les acteurs de l'administration, notamment les DDT(M) et l'appui technique national ;

- répondre aux standards ministériels d'une infrastructure centralisée et sécurisée accessible à des utilisateurs authentifiés depuis un navigateur web.

Ainsi, par le recueil et le partage de la connaissance des ouvrages, et le suivi des processus de travail réglementaires, SIOUH contribue à l'animation d'une politique de contrôle de la sûreté des ouvrages hydrauliques par les services de l'État. En tant que pilote du projet, le BETCGB assure sa pérennité et son amélioration continue dans le temps en assurant notamment l'administration des données, le suivi des développements demandés et l'accompagnement des services pour son utilisation.

3.1.5 Missions particulières

Les ingénieurs du BETCGB sont impliqués dans les travaux du CTPBOH (Comité Technique Permanent des Barrages et des Ouvrages Hydrauliques), au titre du secrétariat, comme rapporteurs ou comme membre titulaire (un ingénieur). Cette activité permet au BETCGB de capitaliser une précieuse information technique à partir des dossiers, souvent complexes, traités par ce Comité, et de contribuer à sa mission de veille technique.

Le BETCGB est également membre de deux commissions internationales de surveillance de deux barrages frontaliers : Mont-Cenis et Émosson.

3.2 Les actions générales au sein de la profession

3.2.1 Productions de référentiels

Le BETCGB est représenté à la commission exécutive du CFBR. La plupart des agents du BETCGB sont membres du CFBR et s'impliquent activement dans les différents travaux initiés par l'association. Par ses compétences et son positionnement dans le monde professionnel, le BETCGB porte la vision de l'administration dans les différentes discussions au sein des différents groupes de travail. À ce titre, le BETCGB s'est fortement impliqué dans la mise au point des diverses recommandations relatives à la justification des barrages. En outre, il intervient régulièrement dans les colloques techniques organisés par le CFBR.

Au niveau international, le BETCGB participe aussi aux différentes réunions et travaux de la CIGB (au niveau mondial comme européen).

Outre sa participation aux travaux du monde professionnel des ouvrages hydrauliques au travers de ces associations, le BETCGB contribue à animer pour le compte du ministère des réflexions techniques sur l'application ou l'évolution de la réglementation. Certaines aboutissent à la publication de référentiels ou de guides qui contribuent à traduire les attendus de la réglementation, et sur lesquels peuvent s'appuyer les services déconcentrés pour leur mission de contrôle, mais aussi plus largement tous les acteurs de la sûreté d'un ouvrage (propriétaires / concessionnaires, exploitants / gestionnaires, bureaux d'études).

L'ancienne réglementation des barrages intéressant la sécurité publique et de moyenne importance (circulaires n°70-15 du 14 août 1970 et du 23 mai 1997 abrogées) avait ainsi conduit le BETCGB à publier en 2002 le « Guide pour le contrôle des barrages en exploitation » destiné à apporter une aide méthodologique et des recommandations aux ingénieurs de l'administration chargés des tâches de contrôle des barrages. Il abordait le classement des barrages, l'auscultation, la surveillance, l'évacuation des crues, les consignes de crues et les plans particuliers d'intervention. Même si de nombreux principes méthodologiques et techniques de ce guide sont encore valides, il n'a pas été remis à jour suite à la parution de la nouvelle réglementation en 2007 [2].

C'est pourquoi ce référentiel technique des barrages a été progressivement enrichi. Initialement, en vue de préparer la nouvelle réglementation pour les ouvrages hydroélectriques concédés, des fiches méthodologiques ont été rédigées par un groupe de travail constitué de représentants de l'administration et de concessionnaires afin de décliner la mise en œuvre des dispositions réglementaires en discussion. Suite à la parution du décret n°2007-1735 en décembre 2007 [2], les fiches de ce référentiel technique ont été actualisées en 2009, puis complétées en 2011, à partir des textes réglementaires ultérieurs et de leur déclinaison pratique. Au travers de ces fiches sont présentés les objectifs et les contraintes assignés à chaque thème réglementaire comme les études de dangers, les examens techniques complets, les visites techniques approfondies, le classement, les travaux, les mises en eau, la surveillance, l'auscultation, les consignes, les incidents (EISH), *etc.* Avec la parution du décret n°-526 du 12 mai 2015 [3] et des textes d'application à venir, la mise à jour du guide de 2002 reste dans l'idéal à l'étude.

De plus, jusqu'à la fin de 2007, le BETCGB préparait pour les barrages qu'il suit des rapports de synthèse, dits « rapports décennaux », qui faisaient le tour du dossier d'ouvrage, de son dimensionnement, du comportement, de l'auscultation, de l'hydrologie... Ces documents, formellement rédigés pour le ministère et ses services, étaient très proches des revues de sûreté, la réglementation de 2007 ayant inversé la responsabilité de cette analyse en la confiant au responsable du barrage.

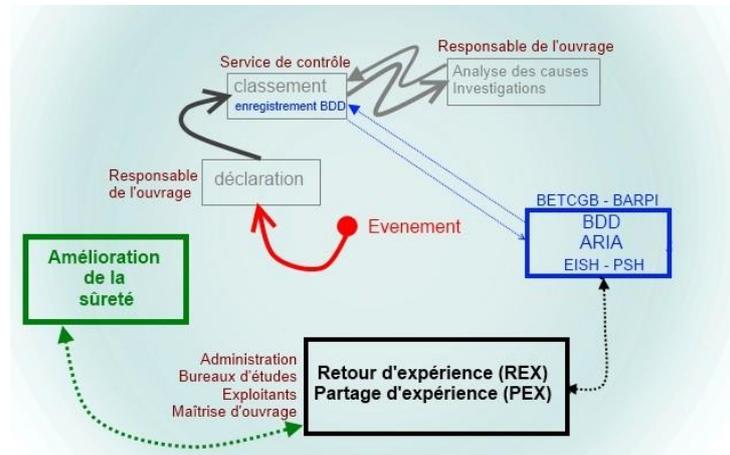
Par ailleurs, dans des domaines techniques plus ciblés, le BETCGB anime, pour le compte du ministère, des groupes de travail ayant pour objectif de faire évoluer les pratiques techniques. Grâce à ces différentes implications, tant au niveau méthodologique qu'au niveau opérationnel, l'administration centrale peut s'appuyer sur le BETCGB pour faire évoluer la réglementation. Ainsi, sur commande, le BETCGB peut se voir chargé d'écrire des propositions de textes réglementaires et de mener une partie de la consultation de ces textes en interne à l'administration comme en externe, avec les différents acteurs du domaine des ouvrages hydrauliques.

Quelques exemples :

- à la demande de la DGPR, qui souhaitait disposer d'un référentiel technique pouvant servir de base à une future réglementation sismique des ouvrages hydrauliques en service, le BETCGB a assuré le secrétariat technique d'un groupe de travail réunissant la communauté professionnelle des ouvrages hydrauliques et celle de la sismologie. Ce travail a abouti à la publication d'un rapport définitif en octobre 2014 intitulé « Risques sismiques et sécurité des ouvrages hydrauliques » qui tient compte de la réglementation existante pour les ouvrages hydrauliques en s'efforçant de formuler des recommandations qui soient proches ou tout au moins cohérentes avec d'autres règles de conception parasismiques dans le domaine du génie civil et de la prévention des risques naturels (crues notamment) et des risques technologiques. Ce travail a servi à l'élaboration d'un projet d'arrêté technique ;
- s'agissant des EDD de barrages, un premier guide de lecture des études de dangers des barrages avait été publié en 2008 pour guider les services de contrôle dans l'analyse du contenu des EDD. Après la livraison des premières études par les responsables d'ouvrage, un groupe de travail (appui technique/DREAL/INERIS) s'est constitué afin d'en tirer les premiers enseignements. À l'issue de ce groupe de travail, une nouvelle version du guide de lecture a été publiée (2012). Il est devenu un document de référence aussi bien pour l'administration que pour les bureaux d'études agréés, car il définit les attentes de l'État sur les EDD de barrages. Mis à disposition du CFBR, il a été traduit en anglais, afin de faire connaître à l'international la pratique française. Le BETCGB a depuis maintenu une veille sur le contenu des EDD. Le guide de lecture sera actualisé pour tenir compte de la parution du décret n°2015-526 en mai 2015 [3] et de l'arrêté ministériel le complétant ;
- en ce qui concerne les ouvrages de protection contre les inondations, le BETCGB a contribué à un groupe de travail de 2011 à 2013 qui a permis la rédaction d'un référentiel technique des digues, publié en janvier 2015. Il a pour but de constituer une base technique commune permettant une compréhension mutuelle des acteurs du domaine (clarification et partage de vocabulaire, de certaines méthodes). Ce référentiel sera mis à jour pour tenir compte de l'évolution profonde (sortie du décret n°2015-526 en mai 2015 [3]) de la réglementation des digues et la mise en œuvre progressive de la GEMAPI ;
- la parution d'un arrêté sur les études de dangers des aménagements à vocation de protection contre les inondations est attendue. Le BETCGB pilotera un groupe de travail rédigeant un nouveau guide de lecture pour faciliter son application ;
- concernant les conduites forcées principalement destinées à la production hydroélectrique, le BETCGB anime depuis de nombreuses années des travaux avec les services de contrôle et les principaux concessionnaires hydroélectriques pour partager l'expérience technique destinée à prévenir les risques liés à ces conduites sous pression et pour proposer des évolutions réglementaires relatives à ces installations. Engagés en 2004, ces échanges ont ainsi notamment permis la publication en 2009 d'un guide intitulé « Sécurité des conduites forcées principales et des matériels annexes » et en 2013 d'un référentiel pour la réalisation d'une étude de dangers de conduite forcée avec le concours de l'INERIS. Le décret 2015-526 [3] acte le principe de cette étude de dangers périodique, dont le contenu sera précisé dans un arrêté ministériel à paraître.

3.2.2 Le Retour d'Expérience

Le recueil, l'analyse, la diffusion et la capitalisation du retour d'expérience tiré des incidents et des accidents sont une ressource majeure du processus d'amélioration de la sûreté des ouvrages et du renforcement de la culture de sûreté au sein des organisations. C'est pourquoi la réglementation, après une période d'expérimentation pilotée par le BETCGB, a institué avec l'arrêté du 21 mai 2010 une obligation de déclaration des EISH ainsi que, pour les barrages de classe A et B, des PSH.



Graphique 3 : Processus d'élaboration du REX à partir des EISH/PSH : recueil et échanges entre acteurs

Depuis juillet 2010, les informations recueillies sur les événements relatifs aux barrages – et en premier lieu les EISH – sont ainsi enregistrées dans la base de données ARIA (Analyse, Recherche et Informations sur les Accidents). La consultation de cette base, accessible au public via le site www.aria.developpement-durable.gouv.fr, permet d'obtenir des éléments sur le retour d'expérience des accidents technologiques ainsi que les résumés des événements. Plus de 280 incidents et accidents concernant la mise en cause de la sécurité des ouvrages hydrauliques sont ainsi librement accessibles via une interface web <http://www.aria.developpement-durable.gouv.fr/rechercher-un-accident/>

Le BETCGB assure auprès des services de contrôle et en lien avec l'administrateur de la base de données ARIA, géré par le BARPI (bureau d'analyse des risques et des pollutions industriels), l'animation du recueil et du partage du REX, garantissant le recueil et la diffusion en toute neutralité des informations. L'appui technique contribue au processus d'analyse des incidents et de vérification de la mise en place de mesures correctives adéquates. De plus, il participe, de par sa position centrale et indépendante, à l'identification et à la diffusion des bonnes pratiques, et à l'alerte vis-à-vis des situations de risques :

- d'une part à travers les formations spécialisées dispensées auprès des inspecteurs de la sécurité des ouvrages hydrauliques et l'animation vers les services de contrôle au sein du réseau d'appui technique ;
- d'autre part par un plein engagement au service de la profession au sein des différentes instances des comités nationaux et internationaux des barrages et notamment la contribution à un groupe d'échange de REX sous l'égide du CFBR.

L'ensemble des informations recueillies et analysées par le BETCGB au sein d'une base de données accidents et d'une base de données incidents fait ainsi l'objet d'un partage et d'échanges avec l'ensemble des acteurs de la profession.

4. CONCLUSION

Le BETCGB effectue de nombreuses missions comme l'appui technique au SCSOH sur des dossiers particuliers, les actions de formation, l'animation de réseau, les participations à plusieurs groupes de travail.... Sa position au sein de l'administration comme du monde professionnel en fait un acteur incontournable.

Compte tenu de la complexité des ouvrages hydrauliques et donc de la technicité requise pour leur contrôle, l'État doit pouvoir s'appuyer sur une organisation stable, fiable, efficace et indépendante. Le BETCGB permet de répondre à ces exigences en développant une vision globale et intégratrice de la sûreté des ouvrages hydrauliques du parc français.

Enfin, de même que le service de contrôle ne se substitue pas au maître d'ouvrage dans la définition de sa politique de surveillance et d'entretien visant la sûreté, le BETCGB ne se substitue ni à l'ingénierie du maître d'ouvrage, ni au service de contrôle dont il constitue une tierce expertise.

REMERCIEMENTS

Remerciements à Loïc Cottin pour son témoignage sur le début du BETCGB.

GLOSSAIRE

ARIA: Analyse, Recherche et Informations sur les Accidents

BETCGB : Bureau d'Etude Technique et de Contrôle des Grands Barrages

Cerema : Centre d'études et d'Expertise sur les Risques, l'Environnement, la Mobilité et l'Aménagement

DEAL : Directions de l'Environnement, de l'Aménagement et du Logement

DGPR : Direction Générale de la Prévention des Risques

DIMENC : Direction de l'Industrie, des Mines et de l'Energie de la Nouvelle-Calédonie

DRIEE : Direction Régionale et Interdépartementale de l'Environnement et de l'Énergie

DRIRE : Directions Régionales de l'Industrie, de la Recherche et de l'Environnement

DREAL : Directions Régionales de l'Environnement, de l'Aménagement et du Logement

EISH : Événements Importants pour la Sûreté Hydraulique

GEMAPI : Gestion des Milieux Aquatiques et de Prévention des Inondations

INERIS ! Institut National de l'Environnement industriel et des risques

IRSTEA : Institut de Recherche en Sciences et Technologies pour l'Environnement et l'Agriculture

MEEM : Ministère de l'Environnement, de l'Énergie et de la Mer

PSH : : Précurseurs pour la Sûreté Hydraulique

SIM : Services de l'Industrie et des Mines

SCSOH : Services de Contrôle de la Sécurité des Ouvrages Hydrauliques

RÉFÉRENCES

- [1] P. LE DELLIU, M. HOONAKKER, Évolution de la réglementation des barrages en France, Colloque CFBR : « Sûreté des barrages et enjeux », 23 - 24 novembre 2016, Chambéry
- [2] 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. Journal Officiel de la République Française.
- [3] 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. Journal Officiel de la République Française.

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 a pour objet de provoquer des progrès dans la **conception, la construction, l'entretien et les méthodes d'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 écologique, et en contribuant à la diffusion des connaissances.

Le CFBR comprend des représentants des **administrations, 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.

ISBN : 979-10-96371-02-0



comité français des **barrages et réservoirs**
Savoie Technolac

73373 Le Bourget du Lac Cedex

Tél. : 04.79.60.64.45 - <http://www.barrages-cfbr.eu>

