

CRUES, EVACUATEURS ET PROBABILITES DE DEFAILLANCE

Floods, spillways and probability of failure

Luc Deroo

ISL Ingénierie

75, bd MacDonald, 75019 PARIS

Tél: +33 (0)1 55 26 99 99, e-mail: deroo@isl.fr

Cette communication a pour objectif de mettre en évidence les limites de critères habituels de dimensionnement des barrages vis-à-vis des crues, et d'examiner dans quelle mesure d'autres critères pourraient être utiles. Elle est en cela tout à fait cohérente, semble-t-il avec les récentes évolutions réglementaires (renforcement des exigences concernant les consignes de crues, et surtout études de dangers). Dans cette perspective, nous avons confronté des retours d'expérience récents, une analyse des cas de ruptures recensés et des analyses quantitatives simples. Cela aboutit à quelques propositions pratiques :

- *mieux prendre en compte l'incertitude dans les études hydrologiques, avec une analyse mathématique adaptée, ou plus simplement en "testant" l'occurrence de crues plus fortes (par exemple deux fois plus forte que la crue de projet),*
- *dimensionner la revanche et la crête en fonction du risque crue et accepter, pour certains barrages, que la cote des PHE puisse être dépassée,*
- *plus généralement, utiliser la probabilité de rupture en crue (ou plutôt la probabilité de causer une victime) comme outil de dimensionnement ; des outils spécifiques sont décrits à cet effet, qui donnent des résultats cohérents avec les statistiques publiées, et plus convaincants parfois que les critères classiques,*
- *enfin, tenir compte du caractère intrinsèquement peu sûr des barrages écrêteurs de crue en renforçant pour ces ouvrages les critères de dimensionnement et en organisant des mises en eau contrôlée.*

This report intends to underline the limitations of usual flood design criteria for dams. It also intends to investigate whether other criteria, based on probability of failure, could be of practical interest. The report gathers results from recent incidents or experience, results from published failure reports and results from a simple mathematical analysis.

It leads to some practical conclusions :

- *there is a need to better account for uncertainty in flood computations, either with adapted computations or simply by "testing" how would behave a dam exposed to a flood twice as large as the design flood,*
- *the freeboard design should be adapted so as to give adequate flood safety : classical formulas are sometimes too cautious and sometimes not enough,*
- *spillways (and freeboard) could usefully be designed based on failure probability or rather based on FN curves ; this can be done with reasonably simple tools and leads to quite different results than the classical criteria,*
- *specific care should be given to flood mitigation dams : these dams turn out to be far less safe than classical reservoir dams.*

I INTRODUCTION

En France, le dimensionnement hydrologique des barrages repose sur deux critères : le choix d'une période de retour pour la crue de projet, qui fixe la cote des Plus Hautes Eaux, et l'application d'une revanche au-dessus des Plus Hautes Eaux. Ces critères jouent un rôle fondamental sur la sécurité des ouvrages et sur l'économie des projets.

Or, l'actualité tend à faire prendre conscience de leurs limites. Ainsi, en France, les pratiques de la profession et la réglementation évoluent. Les incertitudes et approximations des études hydrologiques appellent régulièrement à reposer la question de la fiabilité des évacuateurs ; des notions nouvelles apparaissent (par exemple la "situation extrême hydrostatique" des recommandations CFBR pour les barrages-poids) ou la "cote de danger". Par ailleurs, les études de danger vont amener à ré-examiner l'ensemble des évacuateurs du parc des barrages français de classe A et B ; le contenu méthodologique de ces études de danger reste à formaliser, notamment vis-à-vis des crues (les crues représentent une des spécificités des barrages par rapport aux autres ouvrages à risque).

A l'échelle européenne et internationale, le mouvement est encore plus net. A la suite de l'ingénierie anglo-saxonne, les études de risques et quantification des probabilités de défaillance deviennent progressivement des standards pour l'examen de sécurité des grands ouvrages ; ce mouvement embraye le pas aux pratiques d'autres industries, telles que le nucléaire. En parallèle, les Eurocode génèrent un cadre réglementaire pour

les ouvrages courants, basé sur des considérations probabilistes, les méthodes de fiabilité, qui permettent d'assigner des probabilités cibles de défaillance (par exemple : pour les ouvrages de classe 3, la plus élevée, la probabilité annuelle de défaillance visée par les Eurocode est 10^{-7}).

L'intérêt pour cette évolution est renforcé par le fait que les critères classiques sont insuffisants pour rendre compte de la complexité de la sécurité en crue :

- à crue de projet équivalente (par exemple décennale), deux barrages peuvent avoir des probabilités de surverse différentes de plusieurs ordres de grandeur ; c'est le cas par exemple si l'un est équipé d'un seuil libre déversant et l'autre d'un évacuateur de fond vanné,
- les crues de projet sont en théorie de probabilité annuelle d'occurrence 10^{-3} à 10^{-4} ; la probabilité annuelle de défaillance d'un grand barrage est implicitement recherchée inférieure à 10^{-6} ou 10^{-7} . Il y a donc, dans les calculs hydrologiques, dans la revanche et dans les résistances ultimes des barrages au-delà des PHE, des facteurs décisifs, mais qui ne font pas l'objet d'un dimensionnement,
- la probabilité de rupture en crue dépend de bien d'autres facteurs que ceux pris en compte par la cote des PHE et par la revanche : incertitude des calculs hydrologiques, disponibilité des vannes, erreurs de manœuvre, anticipation des crues, comportement du barrage pour des cotes dépassant les PHE ou la crête, etc.

II INADÉQUATION DES CRITÈRES CLASSIQUES

Les méthodes et critères classiquement utilisés en France pour le dimensionnement des évacuateurs de crue (et de la crête du barrage) sont :

- la méthode du gradex (et ses dérivées) pour le calcul des crues aux différentes périodes de retour,
- des critères en période de retour : 10 000 ans pour les barrages en remblai importants, 1 000 ans pour les barrages en béton importants, et un peu moins pour les barrages plus petits,
- au-delà des Plus Hautes Eaux (PHE), une revanche dimensionnée pour contenir la vague de projet.

Ces méthodes et critères ont été largement utilisés et paraissent ainsi avoir fait leur preuves. En réalité, ce n'est pas tout à fait le cas. On peut montrer en effet qu'ils ne sont pas (toujours) rationnels, pas (toujours) suffisants et qu'ils ne répondent pas à toutes les questions.

II.1 Les critères classiques ne sont pas toujours rationnels.

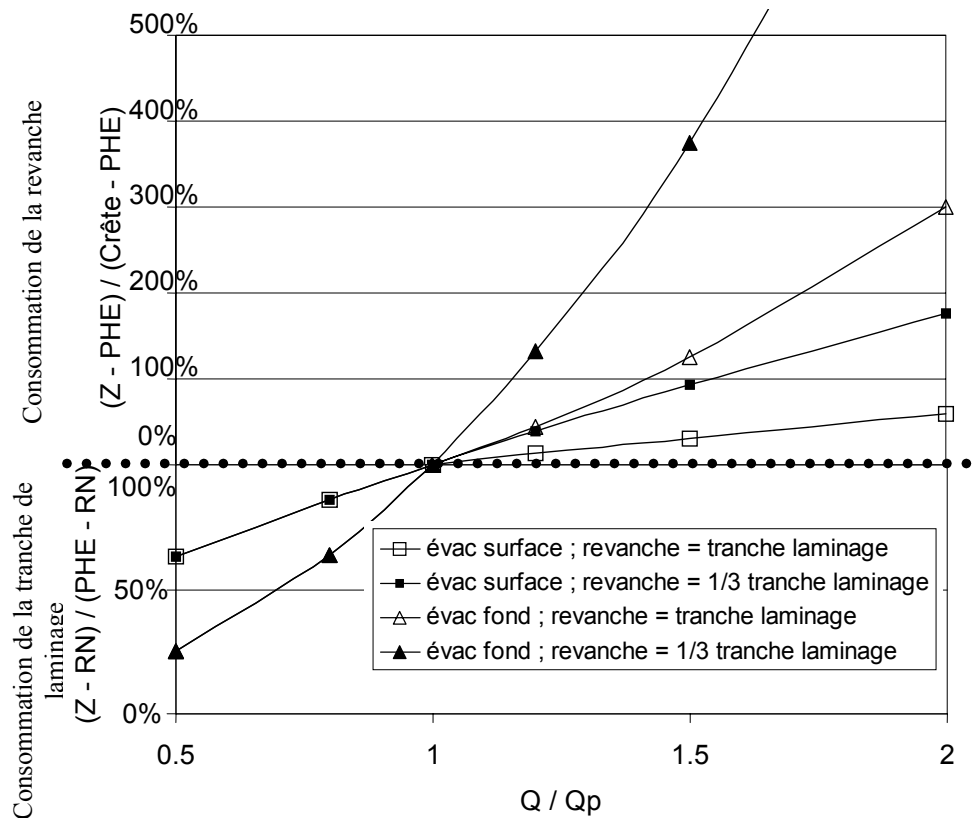
Les critères classiques, simples, ne permettent pas de rendre compte avec logique de l'ensemble des situations.

La distinction (1 000 ans / 10 000 ans) entre barrages en béton et barrages en remblai est censée tenir compte de ce que les barrages en béton sont moins sensibles que les barrages en remblai à un dépassement de la crue de projet. Cette logique n'est pas poussée à son terme. Dans la famille des barrages en remblai, il y a de grandes différences de sensibilité à un dépassement de la crue de projet, par exemple selon le type d'évacuateurs. Or, actuellement, on dimensionne suivant le même critère un seuil libre (peu sensible) et un évacuateur de fond (très sensible).

La figure 1 ci-dessous illustre ainsi la sensibilité d'un aménagement au dépassement de la crue de projet, en fonction du type d'évacuateur et du ratio entre revanche et tranche de laminage (PHE - RN). La figure indique la cote atteinte en crue (Z) en fonction de la crue entrante (Q).

Figure 1 : sensibilité d'un aménagement au dépassement de la crue de projet.

en abscisse : crue (Q) adimensionnée par la crue de projet (Qp)
 en ordonnée : cote atteinte (Z) adimensionnée



D'autres effets sont mal pris en compte par les critères classiques

D'abord, la période de retour de la crue de projet est adaptée à la taille de l'ouvrage (H et $H^2V^{0.5}$), pour proportionner la sécurité aux conséquences de la rupture. Or, nombre de barrages de classe C posent des enjeux forts de sécurité publique ; c'est par exemple le cas des barrages écrêteurs de crue placés à l'entrée de villages.

Ensuite, la revanche au-dessus des PHE est classiquement dimensionnée pour contenir les vagues (ou, plus précisément, pour contenir la « vague caractéristique de période de retour 30 ans). Ce critère conduit à des situations très différentes. Le risque de vagues submergeant la retenue est plus fort pour un barrage exploité à retenue normale (RN) = PHE, (barrage vanné, bassin supérieur des pompes-turbines) que pour un barrage à forte tranche de laminage (RN \ll PHE).

Enfin, la revanche joue manifestement un rôle dans la sécurité en crue des barrages, et ce rôle n'est pas pris en compte lors du dimensionnement.

II.2 Les critères classiques ne sont pas toujours suffisants

En utilisant les critères classiques, il est possible (et souvent économique) de concevoir un barrage en remblai muni d'un évacuateur de type tulipe, qui sature lorsque la cote des PHE est atteinte, c'est-à-dire pour la crue de projet de 10 000 ans. Dans ce cas, une crue peu supérieure à la crue de projet peut conduire à la rupture du barrage : l'évacuateur sature et, après épuisement de la revanche, le barrage ne peut faire face au surcroît de débit entrant que par déversement sur la crête (cf. figure 1). La probabilité annuelle de rupture est alors de l'ordre de 10^{-4} . Cette probabilité est trop forte :

- elle est beaucoup plus forte que ce que prévoient les Eurocode pour des ouvrages standards (10^{-6} par an), ou pour les ouvrages à classe de conséquence élevée, tels que les tribunes ou bâtiments publics (10^{-7} par an), cf. référence [2]
- elle est plus forte que le « tolerable risk » des anglo-saxons, qui est de l'ordre de 10^{-4} victimes par an (et qui est un critère plus lâche que les Eurocode), cf. référence [3].

Facteur aggravant, nos « crues de projet décennales » ne sont pas toujours de probabilité d'occurrence 10^{-4} par an. Elles sont souvent plus fréquentes. Cette dernière assertion provient de plusieurs considérations, exposées ci-dessous.

1- Nos méthodes habituelles peinent à prendre en compte les événements de pluies extrêmes (« horsains »). Deux exemples récents, hors stricte zone d'influence méditerranéenne, illustrent cela :

- pluie à Graulhet (Tarn) 215 mm en 2h le 24/08/1990 utilisée (avec d'autres) pour reconsidérer l'hydrologie du barrage des Cammazes (méthodes "classiques" : gradex : 240 mm en 24h et 297 mm en 24h pour T = 1 000 et 10 000 ans ; Shyreg : 248 mm en 24h et 98 mm en 2h pour T = 1 000 ans) ;
- pluie à Cherchebruit (Pyrénées Atlantiques) 113 mm en 2h, 148 mm en 3h et 200 mm en 7h le 5 mai 2005 utilisée pour reconsidérer l'hydrologie du barrage Alain Cami (méthodes "classiques" : gradex T=100 ans : 68 mm en 2h , Shyreg : 75 mm et 130 mm en 2h pour T = 100 et 10 000 ans),

2- L'expérience montre d'ailleurs que nos estimations de crue de projet mêmes récentes peuvent être largement dépassées : La Rouvière, cf. référence [4] - étude hydrologique de 1985, crue de projet multipliée par 3 ; Bagré au Burkina Faso, mis en eau en 1992 : crue de projet multipliée par plus de 2 ; Yaté en Nouvelle-Calédonie, ... On observe également de nombreuses révisions à la hausse de crues de projets, comme en témoignent les fréquents projets de suréquipement en capacité d'évacuation des crues.

3- Les calculs montrent que la prise en compte de l'incertitude, notamment sur la forme des averses et sur les transformations pluie-débit, conduit à réviser fortement à la hausse les estimations sans incertitude, cf. référence [5]. D'une certaine manière, le raisonnement en période de retour offre une illusion de sécurité. Multiplier par 10 ou par 100 la période de retour (à partir de $T = 10^4$) ne fait qu'augmenter de 25% ou 50% le débit de la crue de projet, ce qui est nettement en deça de l'amplitude des incertitudes sur l'estimation d'un débit de période de retour 10^4 ans.

II.3 Les critères classiques ne répondent pas à toutes les questions

Les critères classiques consistent à calculer un débit de projet (pour déterminer le dimensionnement de l'évacuateur) et une revanche (pour déterminer la cote de crête). En réalité, ce qui est implicitement recherché c'est la capacité de résistance de l'ouvrage, c'est-à-dire sa probabilité de rupture. Et, puisqu'il est logique de proportionner cette résistance aux enjeux, le critère recherché se rapproche davantage de la « probabilité annuelle de causer une victime ». Le diagramme ci-dessous illustre ce qui distingue ces deux démarches.

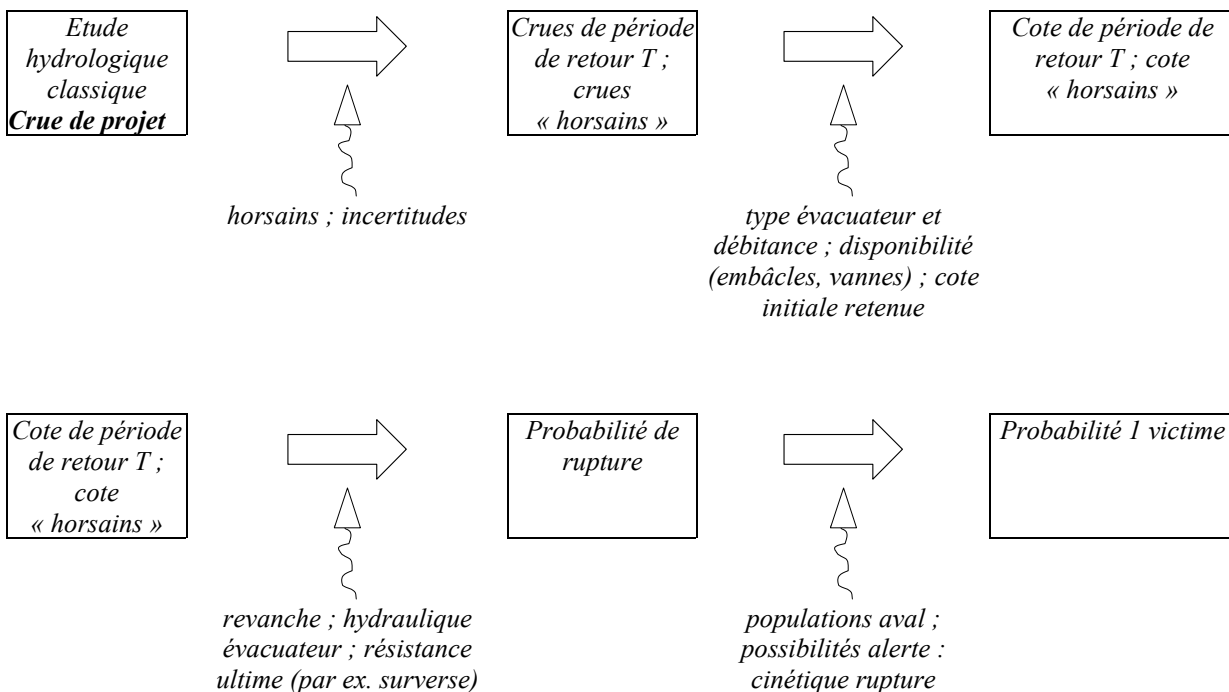


Figure 2 : de la Crue de projet à la "probabilité de causer une victime"

Les outils existent pour traiter l'ensemble de la démarche ; cela se fait au prix d'études plus complètes (hydrologie plus complexe, évaluation des risques de défaillance, évaluation des conséquences aval) et plus longues. Les études de dangers semblent obliger à aller dans ce sens.

II.4 En pratique, la sécurité ne repose pas seulement sur les critères hydrologiques

Dans de nombreux cas, la sécurité du barrage continue d'être assurée lorsque la cote de la retenue dépasse les Plus Hautes Eaux, en raison de dispositions de dimensionnement hydraulique et structurel. Jusqu'à un certain point, les écoulements restent contrôlés pour les crues plus fortes que la crue de projet : l'eau est confinée dans la retenue et à l'intérieur de l'évacuateur, grâce aux revanches, même si elles n'ont pas été dimensionnées à cet effet. La figure 1 illustre cette sécurité, dans certains cas très forte.

Ensuite, certains barrages résistent encore après débordement, qu'il s'agisse d'un débordement par-dessus la crête, par dessus les bajoyers de l'évacuateur, ou d'un dépassement des capacités du bassin de dissipation. C'est notamment le cas des barrages en béton, mais aussi de certains barrages en remblais. Et la rupture d'une partie du barrage n'antraîne pas nécessairement une rupture catastrophique d'ensemble (exemple : barrage de Palagnedra, [6]).

Un exemple de cette résistance qui continue d'être assurée au-delà des Plus Hautes Eaux est donné par l'analyse du barrage présenté dans la référence ([1]). Dans cet exemple, la conception, après travaux modestes sur l'évacuateur, est très sûre malgré une crue de projet peut être sous-évaluée.

III SYNTHÈSE DES RUPTURES RECENSEES DANS LA LITTÉRATURE

III.1 Synthèse

La synthèse proposée ci-dessous n'est pas exhaustive. Elle provient de la consultation de la documentation la plus facilement accessible ([6], [7], [8]) et de quelques cas récents. Ont été sélectionnées les ruptures pour lesquelles il était manifeste que la cote des Plus Hautes Eaux avait été dépassée. Dans de nombreux cas, le mode de rupture n'est pas précisément décrit (autrement que par « surverse »). En réalité, on peut penser que ce terme de "surverse" doit recouvrir des réalités très diverses. Le tableau de synthèse est disponible sur demande (deroo@isl.fr).

Pour les 21 ruptures dont la cause principale est expliquée, 5 ont été provoquées par dysfonctionnement des vannes, 12 par dépassement de la crue de projet, 4 par ruptures des structures de l'évacuateur dont 1 par conception manifestement inappropriée. Ces chiffres ne doivent pas être utilisés aux fins de statistiques : les échantillons ne sont pas représentatifs. Le mécanisme de rupture est presque exclusivement la surverse par dessus la crête du remblai. Dans certains cas, la rupture est amorcée par une rupture des structures de l'évacuateur (un cas récent qui ne figure pas dans le tableau : barrage de El Guapo). Sur la vingtaine de cas entièrement renseignée, on note trois ruptures complètes évitées par fusible d'une partie de l'ouvrage ; fusible naturel (deux cas) ou provoqué (un cas).

Deux facteurs déclenchent les ruptures recensées ici : l'indisponibilité de l'évacuateur (vannes restées fermées, embâcles) ou un débit de crue plus fort que le débit de projet. Il y a plusieurs cas spectaculaires, avec des crues deux à quatre fois supérieures à la crue de projet. Les ruptures prises en compte ne sont pas très nombreuses. En fait, beaucoup d'autres ruptures se sont produites en crue, sans que la cote des Plus Hautes Eaux soit dépassée ; il s'agit souvent des premières crues subies par le barrage¹.

Les mécanismes de rupture en crue sont :

- le plus souvent la surverse ; dans plusieurs cas, les auteurs mentionnent l'effet néfaste d'une crête par endroits plus basse que prévu ; la progression de l'érosion n'est pas explicitement décrite : érosion de la crête d'abord, ou érosion régressive à partir du pied du remblai ?
- la rupture à l'occasion de points faibles : débordement d'un évacuateur sur remblai (El Guapo), rupture du parapet de crête.

III.2 Sous-estimation du débit de crue

La sous-estimation du débit de crue est le premier facteur de rupture. Les ordres de grandeur de la sous-estimation sont tels qu'on ne peut pas incriminer les méthodes de calcul : ce sont les prémisses qui sont fausses : ces crues proviennent d'événements ou de conjonctions d'événements imprévus.

Rien ne permet d'affirmer que nos barrages sont à l'abri d'une crue deux fois supérieure à celle pour laquelle ils ont été conçus. Des exemples le montrent (Yaté, Bagré, La Rouvière). Certes, les données

¹ il y a aussi les submersions pendant les travaux, dont de nombreux exemples sont relatés.

disponibles sont plus fiables et plus nombreuses, les méthodes évoluent dans le sens d'une fiabilisation des estimations (par la prise en compte de la régionalisation, ex : Shyreg), mais cela ne suffit pas. Les données ne sont disponibles que pour quelques décennies ; cela ne permet pas de mettre à l'abri d'événements de grande ampleur (de surcroît dans un contexte de climat non stationnaire) ; cela ne permet pas non plus de fournir des données pour les petits bassins versants.

Les méthodes les plus utilisées ne prennent pas complètement en compte les horsains de pluie, et ne prennent pas en compte l'infinie variabilité des conditions de genèse des averses puis de transformation de pluie en débit. Il reste sans doute nécessaire de progresser dans la prise en compte des horsains et des incertitudes. Par ailleurs, l'automatisation des méthodes peut faire perdre l'esprit critique.

Ces doutes et incertitudes conduisent parfois le projeteur à une très grande prudence dans le choix de la crue de projet, en particulier lorsqu'une sous-estimation de cette crue serait catastrophique (par exemple : évacuateur sur remblai). En prolongement de cette prudence, il ne serait pas inutile, dans le cadre de l'examen d'un projet, d'évaluer comment serait évacuée une crue deux fois plus forte que la crue de projet². Sans vouloir mettre en sécurité le barrage pour une telle crue, on peut être tenté de tirer parti de cet exercice pour adopter quelques mesures structurelles à coûts modérés destinées à augmenter les chances de survie du barrage dans ce contexte (approche « ALARA »).

III.3 Indisponibilité des évacuateurs

Des difficultés particulières sont causées par l'indisponibilité des évacuateurs de crues : vannes qui restent fermées et/ou embâcles qui obstruent les passages. De nombreuses contributions du colloque évoquent la fiabilité des vannes ; cette contribution n'y revient pas. La prise en compte des embâcles reste simplificatrice. En particulier, on ne trouve pas de réponse complète aux questions suivantes.

- Lorsqu'il n'est pas possible de dégager des sections de passage suffisantes, quelles sont les mesures de protection efficaces ? Il apparaît difficile de concevoir des grilles parfaitement convaincantes.
- Toutes les retenues ne sont pas pareillement exposées au risque d'obstruction par les corps flottants en crue. Le risque est le plus fort pour les retenues dont le volume est petit à comparer au volume de la crue. Pour les grandes retenues avec des crues modérées, les corps flottants ne se dirigent pas nécessairement vers l'évacuateur, mais sont davantage poussés par le vent (donc pas nécessairement vers l'évacuateur) ; en outre, ils n'ont pas toujours le temps de traverser la retenue. Faut-il vraiment mettre en œuvre des dispositions structurelles dans tous les cas ?
- Quelle est l'incidence des embâcles sur les évacuateurs labyrinthes (qui sont à nouveau très prisés avec leur version « PK weir ») ?

III.4 Crête

La crête joue un rôle décisif, en particulier pour les barrages équipés d'évacuateurs à seuil libre. Il y a un surcroît de sécurité très important offert par la revanche (Crête – PHE) au-delà de la tranche de laminage (PHE – RN)³. Ce surcroît de sécurité peut disparaître si :

- la cote de crête est plus basse que prévu,
- la conception de la crête n'intègre pas la possibilité d'occurrence de cotes de retenue supérieures aux PHE : maîtrise des percolations, stabilité des éventuels parapets,
- l'évacuateur ne peut pas supporter un débit supérieur au débit de dimensionnement sans ruiner le barrage (exemple : Guapo).

Pour la grande majorité des barrages, de petites mesures structurelles renforcent de manière significative la sécurité en crue plus forte que la crue de projet :

- une crête dont on s'assure qu'elle atteint au moins la cote projetée, et éventuellement réhaussée (quitte à diminuer la largeur de la crête),

² Il serait plus rationnel de remplacer « deux fois Q_p » par la borne haute d'une estimation tenant compte des incertitudes ; l'article [5] fournit des méthodes permettant de quantifier l'incertitude ; à la lumière de ces méthodes (mais aussi du retour d'expérience sur barrages rompus), le facteur 2 proposé n'est pas excessif.

³ mécaniquement, la sécurité est meilleure –parfois de beaucoup- avec les seuils de grande longueur développée, qui exigent une tranche de laminage plus faible.

- pour les évacuateurs dont la rupture peut entraîner celle du remblai : des bajoyers un peu réhaussés et/ou des protections latérales pour recevoir les écoulements débordants.

La sécurité du barrage est encore renforcée si le barrage peut supporter de petits déversements. C'est le cas des barrages en béton ; c'est aussi le cas des barrages en remblai, dans une certaine mesure.

Pour les petits barrages en remblai, cette capacité à supporter des déversements modérés est décisive. Une lame d'eau uniforme de 20 à 50 cm sur la crête permet de faire passer un débit de l'ordre de 30 à 70 m³/s sur une longueur de crête de 200 m. C'est, excepté dans l'emprise des épisodes méditerranéens, l'équivalent de la crue de projet pour un bassin de environ 5 à 10 km² en France métropolitaine. Cette capacité intéressante est perdue s'il existe des points faibles, amorce de rupture, par exemple : point bas dans la crête, débordement dans l'évacuateur (s'il est sur le remblai ou attendant), amorce d'érosion régressive en pied, parapet en crête dont la rupture d'un élément génère un écoulement localisé, matériaux peu résistants à l'érosion. Pour les petits barrages (et peut être davantage encore pour les digues), il serait très utile de proposer et tester des solutions de crête et talus aval capables de supporter ces petits déversements.

III.5 Cas particulier des écrêteurs de crues

La synthèse historique met en évidence que les ruptures les plus nombreuses ne proviennent pas de crues amenant à dépasser les PHE, mais des premières crues remplissant les retenues. Cela pose la question des barrages écrêteurs de crue, qui sont nombreux à avoir été récemment construits ou projetés en France. Ces barrages sont en général de hauteur modeste (moins de 20 m), munis d'un pertuis non vanné, et implantés sur des cours d'eau non pérennes. Ces barrages cumulent plusieurs facteurs défavorables :

- ils sont implantés sur de petits cours d'eau, à l'hydrologie mal connue quantitativement (mais reconnue souvent pour être redoutable !)
- ils sont munis d'évacuateur à forte capacité de laminage, ce qui les rend sensibles aux sous-estimation des crues extrêmes,
- ils sont mis en eau de manière incontrôlée, à l'occasion de la première (ou des premières) crue(s) ; cette mise en eau se fait sans auscultation et sans possibilité de contrôler la retenue,
- ils sont construits à l'amont immédiat de zones à forts enjeux humains, sans que les conditions d'une alerte préalable en cas de rupture soient réunies,
- de classe souvent C, ils échappent alors aux études de danger et au CTPBOH,
- ils sont construits avec des budgets serrés et une pression économique forte, nuisible à la qualité : budget serré pour les reconnaissances, pas de surveillance à pied d'œuvre, mise en compétition d'entreprises pas toujours expérimentées, peu de latitudes pour adapter les travaux aux aléas du site,
- les maîtres d'ouvrage de ces aménagements gèrent de tous petits parcs, et ne disposent en général pas des ressources permettant de mettre en place une équipe de suivi compétente.

Une amélioration sensible de la sécurité serait probablement obtenue en :

- surclassant ces barrages en B, compte-tenu des enjeux aval ; ce surclassement pourrait conduire à une conception plus sûre, et à prévoir des mécanismes d'alerte,
- exigeant une procédure de première mise en eau contrôlée, avec vannage du pertuis (un vannage rustique peut être envisagé, puisqu'il reste ensuite constamment ouvert, sauf éventuels nouveaux essais de remplissage ultérieurs),
- proposant des marges de sécurité plus fortes, pour compenser en partie les facteurs défavorables.

III.6 Quantification

Moyennant quelques hypothèses simplificatrices, une quantification complète est aisément mise en œuvre, de la manière suivante.

$$Q \cong k \ln(-\ln(1-1/T)) \cong k \ln(T) \quad (1)$$

$$Q \cong k \ln(T)^\beta \quad (2)$$

$$Q_s = A (z - \text{Seuil})^\alpha \quad (3)$$

$$Q = \gamma Q_s \quad (4)$$

$$k \ln(T_p) = \gamma A (\text{PHE} - \text{Seuil})^\alpha \quad (5)$$

$$k \ln(T)^\beta = \gamma A (z_T - \text{Seuil})^\alpha \quad (6)$$

$$\ln(T)^\beta / \ln(T_p) = (z_T - \text{Seuil})^\alpha / (\text{PHE} - \text{Seuil})^\alpha \quad (7)$$

Notations : Q le débit de pointe de la crue, T la période de retour, β le coefficient d'incertitude, Q_s le débit de pointe évacué, z la cote maximale en crue, Seuil la cote du seuil de l'évacuateur, T_p la période de retour de dimensionnement, PHE la cote des Plus Hautes eaux, z_T la cote atteinte pour la crue de période de retour T.

Hypothèse 1 : Evaluation du débit de période de retour T

Pour les grandes période de retour ($T > 1000$ ans), et en dehors du cas des grands bassins versants, la formulation du gradex peut être approximée par la formule (1). Le débit de crue augmente au logarithme de la période de retour. On peut montrer que la progressivité est en réalité plus forte, si on tient compte du caractère incertain des facteurs générant les crues (intensité et forme des averses, transformation pluie-débit). La référence [5] montre que l'on peut utiliser la formule (2) avec un coefficient β qui synthétise les facteurs d'incertitude.

L'hydrologie des barrages tient généralement compte d'une certaine prudence dans l'utilisation du gradex. On postule ici que cette prudence augmente de 10% les débits de dimensionnement des ouvrages.

Hypothèse 2 : Débit évacué

Dans le cas, le plus courant, où un évacuateur domine pour les crues de forte période de retour ($T > 1000$ ans), il y a une relation univoque entre cote et débit évacué : formule (3).

Hypothèse 3 : Prise en compte simplifiée du laminage

La troisième hypothèse nécessaire pour un calcul analytique est que le ratio Q_s / Q_p (taux de laminage) ne dépend pas de la période de retour de la crue, pour les crues de forte période de retour ($T > 1000$ ans). Cette relation est celle de la formule (4).

Les formules (1) à (4) permettent d'établir : la formule (5) pour la crue de projet Q_p , usuellement calculée sans incertitude, la formule (6) pour les crues de (grandes) périodes de retour T, avec incertitude, et finalement la formule (7).

Hypothèse 4 : Probabilité de rupture

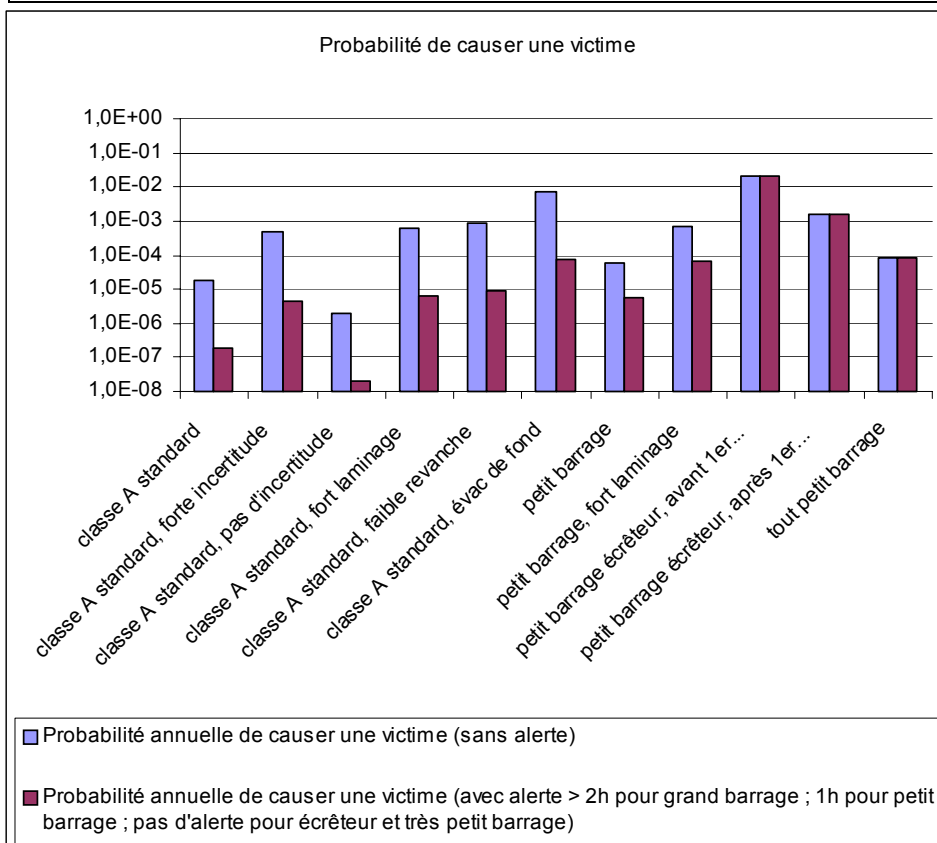
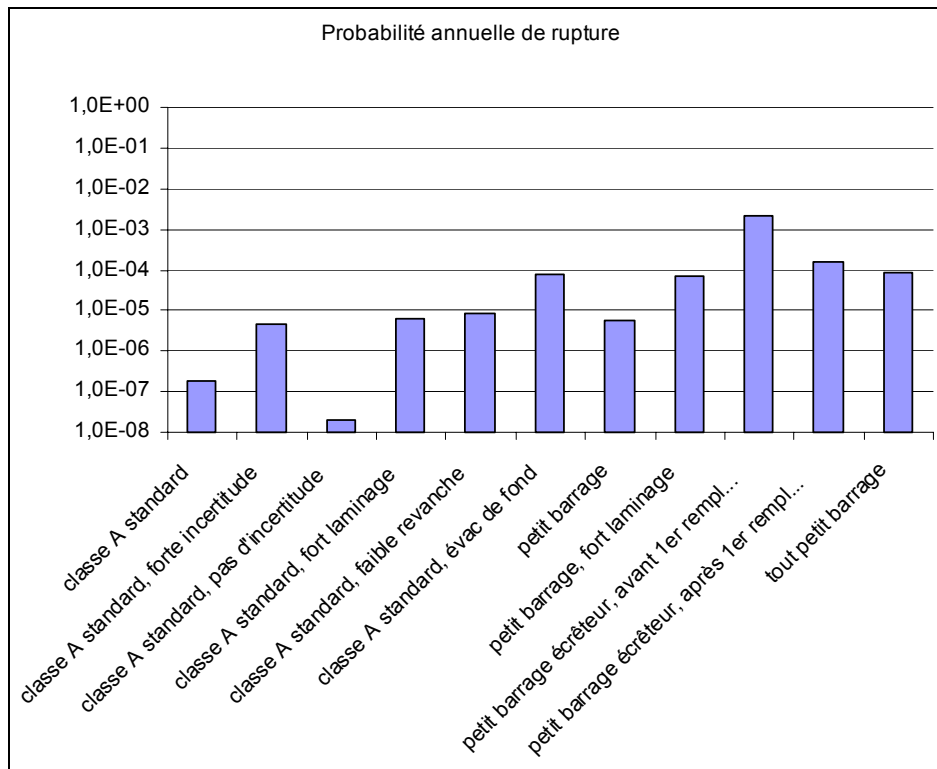
Dans ce rapport, trois probabilités de rupture sont utilisées et combinées :

événement	probabilité annuelle de l'événement	probabilité de rupture en cas d'occurrence de l'événement
la cote moyenne de retenue atteint approx. la crête	1/T1	P1 = 10%
la cote moyenne (hors vague) de retenue submerge la crête de 0,50 m	1/T2	P2 = 90%
premier remplissage fort d'un écrêteur de crue	1/T3	P3 = 1% au 1 ^{er} remplissage
probabilité de rupture	barrage standard : $P = P1/T1 + (P2-P1)/T2$ barrage écrêteur avant 1 ^{er} remplissage : $P = P1/T1 + (P2-P1)/T2 + P3/T3$	

T1 et T2 sont calculées par l'Hypothèse 3. On peut retenir T3 = 10 ans. L'hypothèse sur P3 provient de données sur une enquête anglaise ([3]) concernant les barrages construits entre 1975 et 2000 : pour 300 barrages neufs, une rupture et 25 vidanges de sécurité. Dans le cas des barrages écrêteurs de crue, la vidange de sécurité ne peut pas facilement être mise en œuvre : on peut s'attendre à un ratio supérieur à 1/300 ; le ratio retenu ici est 1/100.

Le graphique et le tableau ci-dessous illustrent les résultats de l'exercice.

Barrage		classe A standard	classe A standard, forte incertitude	classe A standard, pas d'incertitude	classe A standard, fort laminage	classe A standard, faible revanche	classe A standard, évac de fond	petit barrage	petit barrage, fort laminage	petit barrage écrêteur	tout petit barrage
Nb victimes sans alerte	N	100	100	100	100	100	100	10	10	10	1
Nb victimes avec alerte	N	1	1	1	1	1	1	1	1	10	1
T dimensionnement	Tphe	10 000	10 000	10 000	10 000	10 000	10 000	10 000	10 000	10 000	1 000
revanche	R	1,5	1,5	1,5	1,5	0,5	1,5	1	1	1	0,5
Tranche de laminage	TL	3	3	3	6	3	6	2	5	5	1
Coef évac	α	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	0,5	1,5	1,5	1,5	1,5
Coef incertitude	β	1,2	1,4	1,1	1,2	1,2	1,2	1,45	1,45	1,5	1,5



Les probabilités de rupture sont de l'ordre de 10^{-4} à 10^{-8} par an (10^{-7} pour un classe A standard, 10^{-5} pour un petit barrage à l'hydrologie plus incertaine et à la revanche plus petite). Ces ordres de grandeur sont conformes à ce que l'on trouve dans la littérature (cf [3] : 10^{-5} par an selon Table D.5 : barrages pays industrialisés construits après 1930 ; estimation à $0,8 \cdot 10^{-6}$ selon données anglaises pour la période postérieure à 1975). Les graphiques avec nombre de victimes permettent d'utiliser le seuil « classique » (cf. référence [10]) d'acceptabilité : 10^{-4} victimes par an, tous modes de rupture confondus. Sans dispositif d'alerte, plusieurs catégories de barrages outrepassent ce seuil. Le cas le plus défavorable est, de loin, le petit barrage

écrêteur qui protège des enjeux significatifs. Notons cependant dans ce dernier cas que le calcul intègre des modes de ruptures plus nombreux que les autres cas étudiés.

IV CONCLUSION

L'analyse développée ici aboutit à quelques propositions pratiques.

1. Les études de crues doivent être menées en gardant à l'esprit que les crues de projet sont régulièrement revues à la hausse, et parfois dépassées. Il y a deux raisons essentielles à cela : (1) l'occurrence d'événements anormaux (horsains) et (2) les conjonctions défavorables ("incertitudes"). Les méthodes (classiques et plus récentes) ne permettent pas de prendre en compte pleinement ces aspects.
2. Il ne serait pas incongru de "tester" le passage d'une crue de l'ordre de deux fois la crue de projet, pour identifier les points faibles. Une approche plus rationnelle consiste à calculer des probabilités de rupture selon différents mécanismes, en intégrant l'incertitude sur le débit.
3. Au-delà des Plus Hautes Eaux, de nombreux barrages possèdent des réserves de sécurité significatives. Une révision à la hausse de l'hydrologie ne doit pas conduire à une augmentation systématique des capacités d'évacuation des crues. C'est vrai en particulier pour les barrages équipés d'évacuateur à seuil libre, avec une tranche de laminage (PHE-RN) modérée, et surtout pour les barrages petits et moyens.
4. La crête remplit une fonction déterminante de sécurité en crue, mais n'est pas dimensionnée à cet effet. Les outils existent pour proposer des valeurs de revanche calculées eu égard à la fonction de sécurité en crue (cf [9]). Ils seraient utilement complétés par une réflexion sur la mise au point de procédés économiques permettant de conférer aux remblais une meilleure résistance à la surverse.
5. L'utilisation des critères de probabilité de rupture (ou, mieux encore, de probabilité modulée par le nombre potentiel de victimes à l'aval) apparaît plus riche et plus adéquat que l'utilisation des critères habituels. Cela ne pose pas beaucoup de difficultés supplémentaires, et permet de prendre en compte nombre de facteurs déterminants dans la sécurité des ouvrages.
6. Les barrages écrêteurs de crue en remblais sont intrinsèquement moins sûrs que les autres types de barrages, en particulier avant qu'ils aient subi leur premier remplissage. Ce jugement vaut surtout pour les barrages écrêteurs protégeant une population importante et néanmoins trop petits pour faire l'objet d'études complètes (classe C). Une amélioration sensible de leur sécurité serait obtenue en surclassant ces barrages, en utilisant des marges de sécurité plus fortes et, pour les ouvrages neufs, en équipant les pertuis ouvert de vannes qui permettraient de procéder à un premier remplissage contrôlé.

V BIBLIOGRAPHIE

- [1] Deroo L., Lino M. (2006), *Evaluation de la probabilité de rupture en crue des barrages en remblai*, CIGB Barcelone 2006
- [2] EN 1990-2003 (2003), *Eurocode 0, Base de calcul des structures*, mars 2003
- [3] Defra (2002) *Reservoirs safety – floods and reservoir safety integration*,
- [4] Lavabre J., Royet P. (2006), *Analyse hydrologique et comportement des barrages lors de la crue des 8 et 9 septembre 2002 sur le bassin versant du Vidourle* ; CIGB Barcelone 2006
- [5] Deroo L., de Bonviller, A. (2006), *Prise en compte de l'incertitude pour le calcul des crues extrêmes*, CIGB Barcelone 2006
- [6] CFGB (1998) *Recommandations pratiques pour améliorer la sécurité des barrages en crue*, Barrages et réservoirs
- [7] CIGB (1974), *Leçons tirées des accidents de barrages*
- [8] CIGB (1995), *Rupture de barrages, analyse statistique*, Bulletin 99
- [9] Deroo L. (2009), *Notes sur le dimensionnement de la crête des barrages en remblai*, CIGB Brasilia, non publié à ce jour

[10] CIGB (2003) , *Dams and floods*, bulletin 125, 2003.