

JUSTIFICATION DES BARRAGES EN REMBLAI ET DE LEUR FONDATION: ETAT DE L'ART ET PERSPECTIVES

Safety analysis of embankment dams and their foundations : State of the art and prospects

Jean-Jacques FRY

EDF CIH 4 Allée de Tignes La Motte-Servolex 73 290

jean-jacques.fry@wanadoo.fr

MOTS CLEFS

Barrages en remblai, calcul, analyse, justification, sécurité, glissement, érosion interne, érosion externe

KEY WORDS

Embankment dams, calculation, analysis, assessment, safety, sliding, internal erosion, external erosion

RÉSUMÉ

En France, le nouvel Arrêté barrage publié au Journal Officiel en 2018 définit les conditions de justification auxquelles les barrages doivent satisfaire. En vue de réduire l'occurrence d'une rupture, l'accent y est mis sur la justification en situations extrêmes. Les situations extrêmes, auxquelles les barrages en remblai sont susceptibles d'être soumis, peuvent conduire à trois modes de rupture : la perte de stabilité générale par glissement, la ruine par érosion interne et la destruction par érosion externe (principalement suite à une surverse). Pour chacun de ces trois modes, un tour d'horizon succinct des méthodes de justification est décrit et leurs éventuelles limitations sont rappelées pour en déduire des perspectives de développement.

ABSTRACT

In France, the new Dam Decree published in the Official Journal in 2018 defines the conditions of justification with which dams must comply. In order to reduce the occurrence of a break, the emphasis is on justification in extreme situations. Extreme situations, to which backfill dams are likely to be subjected, can lead to three modes of failure: loss of general stability by sliding, ruin by internal erosion and destruction by external erosion (mainly due to overflow). For each of these three modes, a brief overview of the justification methods is described and their possible limitations are recalled in order to deduce development perspectives.

1. INTRODUCTION

1.1. La justification des barrages

La justification de la tenue des barrages est une analyse qui répond à la demande réglementaire instaurée en France en 2007 d'études de danger [1] et de revues de sûreté, précisée par l'arrêté de 2018 [2]. Actualisée périodiquement (dix ou quinze ans selon la classe de l'ouvrage), elle évalue les risques liés aux barrages dans toutes les situations dont la probabilité annuelle est supérieure à un seuil dépendant du risque, qu'elles correspondent à des situations courantes, rares ou extrêmes. Dans ce contexte réglementaire, autant il est souvent aisé de déployer les méthodes courantes pour les situations usuelles de dimensionnement, autant il peut être délicat d'aborder la justification des structures vieillissantes aux propriétés mal connues pour des événements imaginés extrêmes. Avant d'aborder les approches innovantes et pour explorer de telles marges de sécurité résiduelles, il convient de faire le point sur les méthodes courantes : c'est l'objet de ce document.

Dans le cadre du colloque CFBR 2019 « Justification des barrages, Etat de l'art et Perspectives », des articles introductifs sont chargés de dresser un panorama de l'état de l'art de la justification par type de barrages. Ce document s'attache à évoquer uniquement la justification des barrages en terre (zonés avec enrochement ou non zonés). Les barrages en enrochements font par ailleurs l'objet d'un autre article introductif.

1.2. La justification actuelle des barrages en terres

La tenue d'un barrage en remblai peut être remise en question par trois modes de rupture : le **glissement**, l'**érosion interne** et l'**érosion externe**. Le glissement d'un remblai est la perte d'équilibre d'une partie de sa masse sous l'effet des forces de cisaillement le long d'une surface de glissement. L'érosion recouvre l'ensemble des phénomènes d'arrachement et d'entraînement des particules du sol par les forces d'écoulement. Elle est interne quand les écoulements sont en milieux poreux ou fissurés ou externe quand ils sont à surface libre et impactent la surface du sol. Si la justification de la stabilité s'appuie sur de nombreuses méthodes et des méthodologies éprouvées, dont celle du CFBR [3], a contrario, la justification de la tenue à l'érosion est récente et ne dispose que de peu d'outils, dont ceux rassemblés dans le bulletin CIGB n°164 [4] ou cités dans les guides ERINOH [5], dans l'attente d'une méthodologie recommandée par le CFBR [6]. Le colloque CFBR 2019 devrait donc être l'occasion d'approfondir quelques nouvelles méthodes de justification (aux séismes, mais surtout à l'érosion interne ou externe, principalement déterministes mais aussi probabiliste). En introduction des approches qui seront présentées dans ce colloque, ce document rappelle les méthodes de justification actuelles, quelques limites d'utilisation à ce jour, et des perspectives pour les élargir.

1.3. La qualification des méthodes de justification

Dans ce rapport, si les méthodes numériques, les règles de dimensionnement et les méthodes expérimentales sont évoquées, les méthodes d'analyse fonctionnelles sont absentes et ont été traitées dans un colloque précédent [7].

La qualité d'une méthode est son aptitude à analyser la ou les situation étudiée(s) par l'ingénieur. La qualité d'une méthode numérique basée sur un logiciel est la somme de la qualité de production (formulation mathématique, schéma numérique, tests, documentation et coût), de maintenance (qualité de service, traitement des anomalies, délais), d'exploitation (facilité d'utilisation, capacité d'évolution, protection) et du choix de la méthode. Compte-tenu de la difficulté de prouver la qualité d'un logiciel, il faut aborder le problème sous un autre angle : la recherche des non-qualités. La mise en place d'un système d'assurance-qualité (AQ) par les développeurs de logiciels, dont nous bénéficions, a grandement amélioré la qualité. Mais le système AQ du développeur ne valide ni les hypothèses, ni la méthode, il vérifie que le logiciel reflète bien la méthode. C'est pour cette raison que le bulletin CIGB n°94 [8] clarifie la terminologie en distinguant trois phases fondamentales pour l'utilisation des logiciels. « La première, la plus importante pour l'ingénieur, est la **justification** de l'ensemble de la procédure de calcul, qui est en fait sa capacité à représenter la réalité physique ». La seconde notion est la **validation** du logiciel ou vérification de sa justesse mathématique. La troisième notion, somme des précédentes, est la **qualification** qui garantit l'**assurance qualité** de la procédure de calcul. Il importe de noter que la justification dépend du couple modélisateur-logiciel, et en l'absence d'un modélisateur confirmé, la justification dépend du triplet modélisateur-documentation-logiciel. Pour permettre à tout nouveau modélisateur d'utiliser correctement l'outil, il importe que la documentation soit robuste. Dans cet objectif, elle comprend : (1) une **notice de principe** (domaine d'application, équations, méthode numérique, organigramme général) ; (2) un **descriptif informatique** (caractéristiques, organigramme détaillée, liste des instructions et des variables) ; (3) une **notice d'utilisation** (domaine de validité, conseils d'utilisation, cas réels, détection des erreurs) ; (4) une **notice de qualification** (décrivant pour chaque cas test la conception du modèle et la comparaison des résultats à des mesures ou à ceux d'autres logiciels). Ces cas tests sont la raison d'être des ateliers de comparaison des méthodes de calcul organisés par le comité technique CIGB des méthodes de calcul de barrages à partir de 1991. Parmi ces cas tests de justification, il est crucial que certains démontrent la capacité du logiciel à prédire l'entrée en rupture de barrages rompus. La qualité du diagnostic médical n'est elle pas d'abord son aptitude à prévenir les maladies mortelles ? Cette digression rappelle qu'il y a un décalage entre l'incrémentation rapide des critères fixés par la réglementation et le lent et prudent processus de maturation de l'intégration d'une nouvelle méthode à l'état de l'art.

Le bulletin CIGB n°61 [9] incite les ingénieurs de projets à réfléchir sérieusement aux critères et règles de dimensionnement qu'ils adoptent et espère qu'ils les rendent conscients des conséquences qu'ils peuvent avoir. La qualité des modélisations physiques dépend de la bonne application des lois physiques (similitude, effet d'échelle) et de la bonne représentativité des conditions appliquées (chargement, conditions aux limites). En pratique, la validation d'une justification dépend de deux conditions : (1) la qualification de la méthode et (2) la vérification qu'elle est bien utilisée par un tiers. Comme la garantie de la qualité des méthodes de justification est loin d'être triviale et demanderait une expérience phénoménale, ce rapport se contente de lister quelques points d'attention et des sources de non qualité repérés par l'auteur.

2. CALCULS DE STABILITE GENERALE

Les calculs de stabilité générale ou stabilité au glissement, sous sollicitations statiques et sismiques ont fait l'objet de nombreux bulletins CIGB : 30a, 52, 53, 61, 94, 122 et 155 [8-14].

2.1. Calcul d'équilibre limite et facteur de sécurité

Les calculs d'équilibre limite définissent un facteur de sécurité, F , (le terme coefficient de sécurité est à garder pour les seuils), qui est le nombre par lequel les caractéristiques de résistance au cisaillement des sols sont réduites pour que l'équilibre soit limite le long de la surface de rupture étudiée. Le facteur de sécurité global a trois avantages, qu'il convient de garder: (1) il prend en compte les incertitudes (réparties par les facteurs partiels), mais (2) c'est un excellent indicateur des déformations ($F=2$, les déformations sont faibles et acceptables ; $F=1,5$ les déformations sont acceptables ; $F=1,2$ les déformations peuvent être importantes, trop importantes) et c'est le point de départ de l'analyse sismique simplifiée par la relation biunivoque qui le lie au coefficient sismique. La commodité d'usage du facteur global de sécurité, la simplicité d'emploi de la méthode et la rapidité du calcul font que les calculs d'équilibre limite sont toujours à la base du dimensionnement et de la vérification des barrages en remblai.

2.1.1. La méthode des tranches

La méthode des tranches recherche l'équilibre d'une masse définie par l'intersection d'un talus et d'une surface de glissement. Cette masse est découpée en tranches verticales, sur lesquelles sont appliquées les équations générales de la statique. La méthode de Fellenius (ou méthode suédoise) est la première à avoir été internationalement adoptée. Elle considère l'équilibre des moments seulement avec l'absence d'efforts entre tranches. Cette dernière hypothèse ignore la butée qui résiste au glissement ; en conséquence le calcul sousestime le facteur de sécurité. Pour cette raison, il est préférable de l'envisager seulement pour des glissements plans de pentes naturelles, où le facteur de sécurité est exprimé par une formule. La méthode de Bishop simplifiée est la plus reconnue dans le monde. Elle considère l'équilibre des moments en annulant les forces intertranches verticales. Malgré sa simplicité, il est remarquable qu'elle obtienne des résultats très proches des méthodes plus rigoureuses, sur des fondations plus rigides que le remblai. Sur des fondations molles, il est déconseillé d'utiliser la méthode des tranches. La méthode des perturbations est la méthode française qui respecte les trois équations de l'équilibre, grâce à un système de trois équations à trois inconnues (le facteur de sécurité, et les paramètres de perturbation λ et μ qui modifient la contrainte normale d'un facteur $\lambda + \mu \cdot \tan(\alpha)$, où $\tan(\alpha)$ est la pente de la base de la tranche). La résolution d'un polynôme de degré 3 de variable F , affecte la valeur du facteur de sécurité à la plus petite solution. Son avantage est son application à des surfaces de glissement polygonales parfois plus pertinentes que les cercles. Son double inconvénient est d'être méconnue à l'international, où la méthode de Morgenstern et Price reste la référence, et de donner pour des géométries « tordues » (un cercle qui passe très près du pied du barrage et recoupe à la fois la peau du talus et la frange supérieure de la fondation) des résultats inconsistents (la plus petite solution n'est plus la valeur physique de F).

L'incertitude associée à l'usage de ces méthodes provient de leur imperfection théorique. (1) Toutes les équations de la statique ne sont pas respectées. (2) Des hypothèses arbitraires fixent la position et la relation des forces intertranches sans les conditions de compatibilité en déformations. (3) L'hypothèse de facteur de sécurité identique pour toutes les tranches est très éloignée de la réalité et uniquement justifiée au moment de la rupture. (4) Le cercle n'est pas la surface de glissement la plus critique. Dans les cas courants, l'incertitude est faible mais non négligeable, comme le démontre le cas test suivant. Un chiffrage de l'incertitude liée au couple modélisateur logiciel provient en 2008 de l'étude du groupe de travail mixte de la commission permanente du Rhin sur deux profils du bief d'Iffezheim. L'approche allemande dictée par la norme MSD 2005 est comparée à l'approche EDF. L'incertitude est estimée pour chaque situation par l'écart relatif entre les 2 coefficients de charge, l'inverse du facteur de sécurité, $\mu=1/F$. Sur les 7 situations, auxquelles les digues sont justifiées par la MSD, les valeurs varient de -9 à 14%, avec une moyenne de 2% et un écart-type de 6%. Le biais ici cumule celui du calcul d'écoulement à celui du calcul de stabilité. Il réside dans les choix de paramètres numériques cachés (maillage, précision du calcul) des calculs d'écoulement (représentation du colmatage) et de stabilité (choix des surfaces de rupture, du nombre de tranches). Le biais introduit dans le choix des cercles n'est plus négligeable dans les couches molles ou dans les fondations à cohésion croissant rapidement avec la profondeur et nécessite de tester des surfaces de glissement polygonales.

Finalement, les biais de la méthode sont forts et dangereux, dans les cas suivants :

- le mode de rupture n'est plus le glissement mais le **poissonnement**. Si la capacité portante d'une fondation superficielle sur du sable ($\phi=30^\circ$) était étudiée avec la méthode des tranches, elle obtiendrait un facteur de sécurité de 1,69 avec Bishop et de 0,31 avec Fellenius.
- Les **fondations molles** (bien plus molles que le sol du remblai). Dans ce cas, les tractions se développant près de l'axe annullent la contrainte normale horizontale. En pied de remblai, la fondation atteint sa résistance au cisaillement bien avant le remblai, ce qui rend l'hypothèse de facteur uniforme caduque.
- Les phénomènes de **rupture progressive**. Les petits barrages ou les fondations meubles surconsolidées ont des matériaux dont la résistance présente des pics. La question est de savoir si la déformation sera suffisamment importante pour qu'elle dépasse celle du pic et engendre un radoucissement de la résistance. C'est malheureusement le cas, des barrages en argile à forte teneur en eau. Un projet prudent adoptera dans ce cas la résistance au palier, ou a minima la résistance critique. Cela revient à choisir des cohésions effectives faibles à nulles et à prendre en plus le frottement résiduel pour les argiles très plastiques ($IP>27$).

Dans tous ces cas, il est préférable de passer à la méthode cinématique ou mieux à la méthode des éléments finis.

2.1.2. Le calcul à la rupture

Salençon [15] a donné un cadre au calcul à la rupture. Cette approche plus rigoureuse encadre le coefficient de majoration de chargement λ (à ne pas confondre avec F , coefficient de réduction de la résistance) par deux familles de méthodes. (1) La méthode statique (ou approche par l'intérieur) recherche un minorant de λ qui amène un champs de contraintes à la limite de l'équilibre. En dehors de géométries élémentaires rares, il est difficile d'intuiter ces champs de contraintes. Il est heureusement plus pratique d'utiliser (2) la méthode cinématique (ou approche par l'extérieur), qui cherche un majorant de λ , rapport de puissance résistante sur puissance motrice d'un champs de vitesse cinématiquement admissible. Cette dernière méthode est appliquée sur des arcs de spirale logarithmique dans le logiciel Talren. Cette surface est pertinente cinématiquement dans les sols granulaires, car la résistance γ est orientée avec un angle constant. Le facteur de sécurité appliqué aux résistances est calculé en imposant un coefficient d'augmentation de chargement égal à 1. Cette méthode est à promouvoir en cas de doute sur la méthode des tranches.

Dans la plupart des cas, l'écart avec la méthode des tranches est faible, ce qui fait oublier l'intérêt de la méthode cinématique. Cependant, en reprenant l'exemple précédent de la digue d'Iffezheim, alors que sur quatre situations, l'écart de facteur de sécurité entre Bishop et Perturbations ne dépasse pas 1%, la méthode cinématique obtient une valeur de F inférieure de 6% à celle de Bishop et de 7% à celle de la méthode des perturbations en situation extrême (crue de projet et perte totale d'étanchéité, situation requise en Allemagne, mais jugée excessive en France). Ainsi pour la situation extrême, là où un facteur de sécurité global de 1,10 est exigé, 1,08 est obtenu avec la méthode de Bishop, 1,09 avec celle des perturbations et 1,01 avec la méthode cinématique (qui est en théorie le majorant de F)! Cet exemple prouve la sensibilité du résultat du calcul des situations extrêmes aux hypothèses : une petite erreur sur le choix de la résistance caractéristique engendrerait dans cet exemple un facteur de sécurité global inférieur à 1.

2.1.3. La méthode C-phi réduction

La recherche du facteur de sécurité par la méthode C-Phi réduction consiste (1) à faire un calcul en déformation avec un jeu de résistances affectées d'un coefficient de réduction initialisé à 1, (2) de choisir un point où le déplacement calculé est suivi (3) incrémenter le coefficient de réduction jusqu'à ce que le déplacement tende vers une asymptote et que la convergence ne soit plus atteinte. La méthode est plus rigoureuse et ne donne pas de majorant.

Le biais est faible ; l'écart avec le calcul limite est faible (dans son domaine d'application). Par exemple sur l'aménagement de Garafiri, la méthode des perturbations avec surfaces polygonales donnait $F=1,60$, là où la méthode C-Phi réduction intégrée dans le logiciel Flac trouvait 1,56. Cette méthode reste cependant à perfectionner. La baisse de la résistance sans être associée à la baisse du module est une situation très particulière qui correspondrait à un comportement type roche. Il serait plus physique d'intégrer simultanément la baisse du module à celle de la résistance. Sinon, des résultats parfois déconcertants peuvent être obtenus en condition non drainée.

2.1.4. Méthodologie d'analyse et les modèles de terrain

La méthodologie d'analyse est capitale. Elle est décrite dans les recommandations CFBR [3]. L'étude de stabilité est un plat, dont la recette de cuisine doit être suivie à la lettre, sous peine d'une indigestion fatale. Par exemple, celle d'EDF comporte 11 étapes : (1) le choix des modes de rupture étudiés ; (2) le choix de la méthode de calcul ; (3) la définition du scénario de situations de chargements ; (4) l'adoption des critères de stabilité ; (5) la constitution du modèle géométrique ; (6) la constitution du modèle géologique ; (7) la constitution du modèle géotechnique ; (8) la constitution du modèle hydraulique ; (9) la constitution du modèle environnemental ; (10) la comparaison des résultats aux critères de stabilité ; (11) la proposition d'un plan de surveillance. Le respect de ces étapes est une garantie de qualité et clarifie la traçabilité. Par habitude ou excès de confiance ou bien manque de temps, il est tentant d'échapper à ce formalisme, dans ce cas le vérificateur note régulièrement des incorrections, des lacunes ou un manque de démonstration.

La première étape est décisive : elle doit répondre à la question : « Est-ce que j'étudie le mode de rupture pertinent ? ». Il n'est pas rare de voir dans les publications de retour d'expérience un flou inquiétant sur l'origine des désordres ou de constater dans des projets récents des modes de rupture oubliés. Une autre étape capitale est la constitution des modèles de terrain, qui doit devenir le **modèle accompagnateur de projet**, remis à jour tous les dix ans. Ces modèles doivent fournir la preuve qu'ils sont auto-portants : complets avec les justificatifs des propriétés choisies. La difficulté (hélas trop fréquente) devient extrême, quand le site est lointain ou inconnu du modélisateur, que les sondages n'aient ramené qu'un taux de récupération de 50%, que les conditions d'essais in situ soient inconnues et que les résultats d'essais de laboratoire soient douteux, etc. Dans ce cas il est opportun d'estimer les résistances par des corrélations avec les identifications et les essais in situ, à la condition de consulter les bases de données régionales, de chercher des références de sols identiques et d'adopter une prudence extrême. Car dans ces conditions l'incertitude reste forte. Enfin la dernière étape, le plan de surveillance, est cruciale. Le constructeur ou l'exploitant qui recoit du concepteur les indicateurs de marge de sécurité de l'ouvrage est responsabilisé et averti de l'importance du danger, grâce à trois critères : (1) le seuil de **surveillance renforcée** correspondant aux hypothèses ou résultats de calcul (par exemple $F=1,5$) ; (2) le **seuil d'intervention** ($F=1,3$) et le **seuil critique** ($F=1,0$ ou $1,1$). Exprimés en potentiel hydraulique, ces critères peuvent être individualisés à chaque cellule de pression interstitielle ou chaque crépine de piézomètre ponctuel.

2.1.5. Les calculs d'écoulement en hydraulique pure et leurs limites

Le calcul d'écoulement en hydraulique pure résout les équations de transfert d'eau uniquement avec l'équation de conservation de la masse et l'équation de la conservation de la quantité de mouvement (via la vitesse de Darcy ou de Forcheimer). Il ne prend pas en compte le couplage avec les équations de la mécanique et les perturbations que les contraintes opèrent au sein du sol. Sachant que la grande majorité des incidents provient des écoulements [16], leur justification est la phase la plus critique de la tenue au glissement. Il est utile de se rappeler qu'un talus de sol granulaire se a son angle limite de pente ϕ qui chute de moitié s'il est traversé par un écoulement horizontal homogène, ou sa pente limite $\tan(\phi)$ qui chute de moitié, si l'écoulement est parallèle à la pente. Savoir où passe l'eau revient à trancher le nœud gordien de la tenue d'un ouvrage hydraulique. Pour vérifier que les causes d'anomalies ont bien été comprises et analysées, si les données sont suffisamment nombreuses, il est crucial de les reproduire par un calcul d'écoulement transitoire : c'est le **calage** du modèle hydraulique. Les calculs avec non saturation sont préférables aux calculs en saturé : ils sont plus physiques et amènent une continuité de l'écoulement de l'eau à travers la surface libre. Cette continuité doit être vérifiée au niveau du choix des paramètres. Ainsi la diffusivité, qui est le rapport de la perméabilité k par le coefficient d'emménagement C , doit être croissante avec le degré de saturation S_r . Le coefficient d'emménagement est la variation de teneur en eau volumique pour une variation de pression de 1m d'eau. La diffusivité plus que la perméabilité mesure la rapidité de l'onde de pression à se déplacer dans le milieu poreux. Elle compare le volume d'eau qui transite à travers une surface unitaire sous un gradient unitaire en une seconde au volume d'eau stocké dans un volume unitaire du milieu pour une pression de 1m. Cette condition de croissance monotone fait que les courbes hydriques ne sont pas indépendantes. Si elles étaient choisies indépendamment l'une de l'autre, elles pourraient produire un maximum local suivi d'un minimum, empêchant la convergence et faussant ses résultats. Deux courbes hydriques sont nécessaires au calcul non saturé : la première fixe l'évolution de la pression d'eau négative et la seconde celle de la perméabilité en fonction du degré de saturation. La formulation de Van Genuchten [17] assure automatiquement la continuité et la croissance monotone de la diffusivité. Mais la limite à saturation de la diffusivité dépend des contraintes. Si l'écoulement est à contrainte totale constante (aval du barrage) alors la diffusivité tend vers le coefficient de (dé) consolidation pour $S_r=100\%$, car le sol gonfle sous la montée de la pression. Si l'écoulement est à contrainte effective constante, la porosité reste constante, la diffusivité tend vers l'infini et la variation de pression interne tend à suivre instantanément la variation de niveau de la retenue (hypothèse de Bishop).

La limite du calcul d'hydraulique pure vient du fait qu'il ignore les variations de contraintes. Une astuce éprouvée consiste à décrire un sol qui tend vers la saturation sans l'atteindre. La pression d'eau passe du domaine des suctions à des pressions positives au-delà d'un certain degré de saturation (par exemple 95%) et comprime le volume d'air au fur et à mesure de sa génération sans le réduire à zéro (pour les plus fortes pressions du modèle). Avec cette représentation des courbes hydriques, les résultats de la modélisation en 1988 de la vidange de Grand'Maison (pression nulle pour $S_r=96\%$ de saturation et de 150 m d'eau pour $S_r=99\%$) ou celle en 1991 du barrage de la Verne ont été les plus proches des mesures d'auscultation. Ce calage reste à rationaliser. On prendra en compte l'hypothèse qu'une pluie extrême a saturé la fondation et relevé la surface libre du remblai. L'erreur de résolution est tolérable si la plus petite maille du sol le plus perméable est traversée par l'eau en une dizaine de pas minimum. Cette condition impose des simplifications pour éviter des résultats faux (rapport des perméabilités max et min inférieur à 10 000).

2.1.6. Analyse de la situation de construction et le problème posé par les sols très plastiques

La forte baisse du nombre de ruptures dans la seconde moitié du vingtième siècle peut sans contexte être attribuée à l'application du calcul de stabilité par la méthode des tranches et du principe des contraintes effectives, vulgarisés par la seconde conférence internationale de l'ISSMFE à Harvard en 1936, et à l'application de la méthode de l'U.S. B. R. (dite méthode d'Hilf) citée par Bruggeman et al (1939), Hamilton (1939) et Hilf (1948). Malgré ce progrès, des glissements de grands barrages ($H>15$ m), non référencés comme ruptures, sont encore trop fréquents à notre époque [16] et montrent qu'il y a dans cette situation, une difficulté certaine de dimensionnement, qui mérite d'être détaillée [18].

L'application progressive du poids du remblai se reporte sur l'air et l'eau emprisonnés. Le mélange des fluides monte alors en pression dans la terre étanche et réduit la résistance au cisaillement jusqu'à la saturation. La pression d'air est calculée par la loi de Boyle et Mariotte en y intégrant pour le long terme la solubilité de l'air dans l'eau, décrite par la loi de Henry. La formule de l'USBR calcule ainsi la génération de pression à partir de la réduction du volume d'air mesuré à l'oedomètre et l'exprime en fonction du degré de saturation. Hilf propose aussi une approche expérimentale de la montée de la pression interstitielle, en comprimant deux échantillons identiques à l'oedomètre, le premier drainé et l'autre non drainé. Le principe des contraintes effectives dit qu'à tout indice des vides de la courbe oedométrique non drainée correspond une contrainte totale et une contrainte effective sur la courbe drainée, la différence entre les deux est la pression interstitielle. En négligeant la succion initiale, la méthode précédente est très conservatrice côté sec (Lins et al, 1995), cela n'est pas trop gênant en pratique, car la pression finale calculée est faible. Le rôle de la succion initiale est une marge de sécurité côté humide, dans le domaine des fortes teneurs en eau ($w > w_{\text{opn}} + 2\%$). L'approche sécuritaire de l'USBR est justifiée pour les barrages en terre par de nombreuses comparaisons avec l'auscultation depuis les études de Green Mountain (139 m) et Anderson Ranch (94 m) par Hilf (1948). Bishop (1954) propose une approche plus théorique. Il écrit que tout incrément de pression interstitielle mesuré dans les essais triaxiaux non drainés UU et CU est la somme du produit de coefficient de Skempton B par l'incrément de pression isotrope σ_3 et du produit des coefficients A.B. par l'incrément de la contrainte déviatoire, $\sigma_1 - \sigma_3$. Les résultats expérimentaux présentent souvent un brusque accroissement du coefficient B à partir de $S_r = 95\%$ ($B < 0.1$ côté sec avec $80 < S_r < 90\%$ à $B = 0.8$ côté humide avec $95\% < S_r < 99\%$). Il faut donc viser au compactage S_r de l'ordre de 90% et rester impérativement avec $S_r < 95\%$. Ce contrôle est malheureusement peu aisé : l'erreur de mesure sur le degré de saturation et la variabilité des terres sont si fortes que les mesures de B sont sujettes à une forte dispersion, dépendant de la structure, de la nature, de la mise en place et du compactage de l'argile. La relation entre B et la teneur en eau est plus progressive, mais elle n'est pas univoque, elle dépend de la densité et donc du degré de saturation. La formule de Bishop doit être réécrite en déformations planes pour être appliquée aux barrages. Durant la construction, la pression interstitielle est principalement dépendante de B (Bishop 1954, Pells, 1973, Alonso, 1995, Poulain et al 1995). Mais il est faux de croire que l'influence du coefficient A est négligeable. Il suffit d'écrire la relation qui lie A au rapport de surconsolidation OCR, pour comprendre qu'aux fortes teneurs en eau ($w > w_{\text{opn}} + 2$), sous 100 kPa de contrainte effective, il peut être plus grand que B. En pratique, la génération de pression devrait être déterminée sur des essais triaxiaux reproduisant le plus fidèlement possible le chemin de contrainte, en augmentant les deux contraintes principales ensemble, de telle sorte que le facteur de sécurité soit constant (Bishop 1954) et égal à 1,3. La complication du cahier des charges rend cette disposition inusitée et la pratique s'est focalisée sur un autre indicateur, r_u . Ce coefficient r_u est le rapport de la pression interstitielle mesurée u à la contrainte verticale fictive prise comme le poids de la colonne de terre au dessus du point considéré jusqu'à la surface du remblai. L'avantage de r_u réside dans la simplicité de sa détermination. Il peut être calculé à partir des coefficients A et B et de la contrainte de compactage (Pells, 1973). Il est facile et rapide à mesurer et fournit un retour d'expérience incomparable qui permet de fixer une valeur par type d'ouvrage, de hauteur et de climat. Mais il ne faut pas oublier que son auscultation dans les noyaux de terre morainiques ou alluviales met en évidence sa forte dispersion sous l'influence conjuguée de l'état initial et de la perméabilité. Au barrage de Grand'Maison, le coefficient de variation a atteint 62% (Fry et al, 1987). La raison est que la structure argileuse du sol peut rapidement varier avec l'environnement. Il est prudent de retenir que les matériaux testés en phase études sont rarement représentatifs des matériaux mis en place et compactés dans le remblai (ce fut le cas au barrage de Mirgenbach). Ces hétérogénéités rendent illusoire une approche sophistiquée et plaident pour un contrôle renforcé des hypothèses et des résultats à la construction! Mais le paradoxe est que le calcul exact du coefficient r_u nécessite une approche sophistiquée pour les grands barrages en argile non zonés... En effet, les zones les plus humides, notamment en pied vont avoir un comportement qui échappe aux hypothèses de la méthode des tranches et du calcul du coefficient r_u . La poche humide rentre en rupture locale en cours de construction d'une part à cause de leur plus forte teneur en eau, mais d'autre part à cause de leur comportement peu consolidé non drainé qui génère des coefficients A d'une valeur égale à 1 dans une zone où la contrainte déviatoire est maximale. Cette rupture locale annule la cohésion et fait chuter l'angle de frottement à sa valeur résiduelle. Les contraintes se reportent alors sur la zone amont qui subit le même sort et la rupture progresse. Ce phénomène échappe aux méthodes traditionnelles. S'il existe et n'est pas décelé par l'auscultation, il finit par ruiner le remblai.

L'amélioration de la pratique passe par l'adoption de la méthode observationnelle (incluant une étude géotechnique sérieuse). Le choix d'une hypothèse de r_u , justifié par l'auscultation d'ouvrages construits dans des conditions similaires, doit être assorti (1) d'une marge de sécurité conséquente, (2) d'une étude paramétrique et (3) conditionné à une vérification par les mesures d'auscultation en cours de construction et (4) à un confortement dimensionné à l'avance en cas de dépassement. Ainsi, la rupture du barrage de La Mappé a pu être évitée, malgré que l'humidité trop forte de l'argile ait échappé au contrôle de compactage. La construction fut arrêtée et la zone de forte pression fut excavée. Une autre amélioration consisterait à adopter l'approche non saturée, plus précise et moins sécuritaire que l'approche par la pression d'air de l'USBR. Les développements théoriques et métrologiques existent pour estimer et mesurer l'évolution des pressions de la succion initiale à la surpression en fin de construction. Enfin, la conception doit limiter le danger que fait courir le remblai en argile dit homogène. Une autre situation est dangereuse : celle des argiles et marnes surconsolidées et fissurées. L'imperméabilité de la matrice n'aide pas à imaginer que l'eau va pénétrer les fissures et y retrouver une cohésion nulle et un angle de frottement faible. Sans auscultation minutieuse, il est peu probable que le phénomène soit décelé, car il engendre une rupture soudaine [19]. Dans toutes ces situations, seule une auscultation scrupuleuse et démultipliée peut alerter.

2.1.7. Analyse de la situation de vidange et de remplissage et le problème du couplage hydromécanique

En cours de remplissage, le facteur de sécurité pour la recharge amont atteint son minimum quand la retenue atteint environ le quart de sa hauteur finale. A ce moment, il y a suffisamment d'eau pour déjauger le pied et diminuer sa résistance. Une fois la RN atteinte, l'eau exerce une poussée sur le parement amont qui le stabilise. Les calculs d'hydraulique transitoire reproduisent bien cette situation, excepté pour les barrages en argile non saturé, où le poids de la retenue augmente d'autant plus la pression que le degré de saturation est élevé. Dans ce cas, ils peuvent être remplacés, par l'application dans chaque matériau d'un coefficient α (inspiré du coefficient r_u), rapport de la montée de pression sur la montée de retenue au dessus du parement à la verticale du point considéré [18].

En vidange, une première évaluation du drainage consiste à comparer la perméabilité sur la porosité efficace (variation de la teneur en eau volumique au cours de la vidange) à la vitesse de descente de la retenue, si le rapport est supérieur à 10, le sol va se drainer, s'il est inférieur à 0,1, le sol va rester non drainé. Pour les barrages en argile, il est courant d'adopter l'hypothèse de Bishop. Cette hypothèse sous-estime les pressions si l'argile n'est pas saturée ou si le drainage d'un masque amont est déficient. Dans le premier cas, le coefficient r_u est remplacé par le coefficient α . Dans le second, un calcul d'écoulement transitoire en hydraulique pure est souvent (mais pas toujours) sécuritaire. L'incertitude sur les résultats de la modélisation de la vidange est forte et prise en charge par le coefficient de modèle [3]. L'usage d'un calcul couplé n'est justifié que pour les grands ouvrages et les ouvrages complexes.

2.1.8. Analyse de la situation de crue

L'étude la plus sécuritaire et la plus courante de la cote de danger consiste à calculer un régime permanent dont la condition aux limites amont est la cote de la crête. Il s'agit de vérifier que le remblai à la limite du déversement, résiste à l'écoulement qui contourne la partie supérieure de l'étanchéité. L'hypothèse la plus réaliste est la modélisation de l'hydrogramme de crue par un écoulement transitoire, en adoptant des hypothèses raisonnablement sécuritaires concernant les conditions aux limites, la ligne de saturation (pluie prolongée précédant la crue), la valeur et l'anisotropie des perméabilités, la présence de singularités au sein de la digue et la durée des crues.

2.1.9. Analyse de la situation sismique et la question de la perte de résistance

Les analyses numériques pour comprendre et prévoir le comportement des barrages au séisme, sont encore à la traîne des méthodes de construction et de conception. Le concepteur dessine d'abord le barrage avec l'état de l'art de son époque et demande une justification par le calcul pour confirmer son profil-type. Si par hasard, elle l'infirmé, il demande une méthode plus sophistiquée. Le calcul finit par confirmer le dessin du projeteur expérimenté (dans son contexte de sismicité nationale). Ce paradoxe est expliqué par le fait qu'un sol bien compacté est résistant au séisme. Les secousses engendrent des tractions et des cisaillement qui mettent l'eau en dépression et augmentent les contraintes effectives. La justification au séisme n'est pas tant une affaire de méthodes mais plutôt une justification du compactage de l'ouvrage. Dans les grands barrages, où les contraintes de compactage sont inférieures aux contraintes en place, les longueurs d'onde sont petites face aux dimensions du barrage et les instabilités possibles ne peuvent plus avoir la taille du barrage. Loin de décrier la méthode « pseudo-statique », qui est la première vérification des barrages en remblai proposée en 1936 par Mononobe, il faut au contraire lui reconnaître l'avantage de calculer le premier indicateur d'instabilité : l'accélération critique, qui est l'accélération horizontale combinée aux charges statiques met la masse étudiée à la limite de l'équilibre ($F=1$). Très souvent, la sollicitation est (1) si rapide que la terre reste non drainée (2) et suffisamment cyclique pour fatiguer et endommager le sol [20].

Ainsi, la stabilité pseudo-statique doit être calculée avec des résistances non drainées décroissantes avec le nombre de cycles, alors qu'elle est souvent estimée constante en contraintes effectives (ce qui est acceptable que si l'effet négatif de la fatigue est compensé par l'effet positif de la dilatance). Une autre amélioration de la pratique consisterait à utiliser la méthode des blocs de Sarma [21], curieusement délaissée. Elle permet de résoudre les trois équations de la mécanique et de trouver une relation entre le facteur de sécurité et l'accélération critique. Le facteur de sécurité minimal est trouvé par optimisation de l'inclinaison des contacts entre blocs. Elle est heureusement reprise et développée récemment par Serratrice [22].

2.2. Calcul des déformations et seuils de comportement

2.2.1. Historique des modèles

Les modèles numériques sont à base d'éléments finis (MEF) écrits en repère eulérien ou lagrangien (ce dernier permet le calcul en grandes déformations). Leur apport incontestable est de coupler les équations de la mécanique à celles des transferts hydriques, pour effectuer tout type de calcul transitoire en contraintes effectives et quantifier les effets majeurs du drainage. L'emploi des lois de comportement s'est généralisé de l'élastique-Plastique de Mohr-Coulomb (années 60), à la loi hyperbolique de Duncan-Chang (années 70) aux lois élasto-plastiques avec écrouissage et plusieurs surfaces de charge (Cam-Clay, Prevost, Hujoux dans les années 80). Depuis les années 90, les modèles micromécaniques progressent en application, mais restent l'apanache des chercheurs.

La loi de Mohr-Coulomb est rapide d'emploi et donne une première idée des contraintes dans le remblai, à condition de prendre un angle de dilatance nul pour les grands barrages. La loi de Duncan est adaptée pour simuler la construction des grands barrages zonés, mais est incapable de reproduire le radoucissement et la rupture progressive. Ce dernier cas exige des lois basées sur l'état critique. Seules ces dernières sont à utiliser pour simuler les vidanges [23].

2.2.2. Méthodologie d'analyse statique en déformation et le modèle accompagnateur de projet

La méthodologie d'analyse généralise celle décrite précédemment. Elle intègre le concept de modèle accompagnateur de projet, consécutif à la justification cyclique des barrages tous les 10 ans. En plus des modèles de terrain, regroupant et justifiant les données nécessaires au calcul, il faut décrire le modèle numérique, de manière suffisamment précise pour qu'il puisse être réutilisé et incrémenté à la prochaine évaluation, 10 ans plus tard. La description inclut les paramètres numériques cachés, notamment les conditions de stabilité et de convergence. La taille du modèle et des mailles doit être justifiée vis-à-vis des phénomènes à étudier (passage et réflexion d'ondes, perturbations du champ libre). L'emploi du logiciel utilisé doit être justifié par sa capacité à représenter les modes de rupture redoutés.

La justification de la construction et de la tenue des remblais notamment sur fondations molles peut s'appuyer la base de données MOMIS [24]. Développée par le LCPC et l'EC Nantes, elle garde la mémoire des comparaisons modélisations par éléments finis et auscultation et permet d'évaluer les performances des modèles, de dégager des recommandations pour la modélisation et de quantifier l'erreur de modèle. Elle contient 133 références de remblais sur sols compressibles et distingue les prévisions de classe A effectuées avant toute expérimentation de celles de classe C réalisées après l'instrumentation d'un ouvrage.

Les perspectives de développement concernent la modélisation rigoureuse des sols non saturés et des matériaux visco-plastiques. Ces deux approches permettraient de connaître le conservatisme des approches actuelles. Des approches existent et rendent d'importants services en couplant les effets de la cohésion capillaire à ceux du drainage. En introduisant l'expression de la compressibilité du fluide interstitielle, Chang et Duncan (1977) retrouvent la variation du coefficient B de Skempton (1954). Une approche biphasique ou triphasique permet le choix de la teneur en eau de compactage en fonction de la perméabilité du sol [25]. mais ces approches ne rendent pas compte de la fragilité de la cohésion capillaire à la fissuration. Les sols plastiques ont une cohésion et un module qui diminuent ou augmentent d'environ 10% quand la vitesse de sollicitation est divisée ou multipliée par 10, dans un essai court terme. Cette relaxation ou rigidification mérite d'être incorporée dans l'analyse grâce à un modèle visco-plastique [26].

Le risque de claquage hydraulique apparaît quand la contrainte totale principale mineure est inférieure ou égale à la pression de l'eau. Il se transforme en risque de soulèvement et d'ouverture, quand la contrainte totale principale majeure est elle-même inférieure ou égale à la pression de l'eau. L'analyse permet donc d'identifier ce danger. Les résultats sont dépendant des conditions d'interface entre matériaux. Un noyau dont le contact avec le filtre est construit en branches de sapin va être accroché au filtre, à l'inverse s'il est construit en avance du filtre avec un lissage de sa surface, il glisse le long du filtre et est beaucoup moins sensible à la fracturation hydraulique (Barrage de Bougous). Le calcul est donc particulièrement sensible aux détails constructifs. L'analyse doit donc intégrer des joints et trouver leurs paramètres.

2.2.3. Analyse de la situation sismique

2.2.3.1. Introduction aux méthodes d'analyse sismique

Le développement informatique des années 60 engendre celui des méthodes numériques. En France, le « Davidovici » [27] en fait une première synthèse que le guide MEDDTL-DGPR [28] réactualise. Ce dernier recommande de commencer la justification par les méthodes simples, et d'en rester là si la structure est jugée stable avec une marge de sécurité suffisante, ou dans le cas contraire de passer aux méthodes plus complexes. Ces méthodes de complexité croissante sont utilisées dans l'ordre suivant : (1) méthode pseudo-statique; (2) méthodes empiriques d'évaluation de tassements basées sur des statistiques d'observations postsismiques de barrages en remblai; (3) méthodes dynamiques simplifiées du calcul du glissement maximal; (4) méthodes dynamiques temporelles 2D et 3D avec modèle linéaire équivalent traitées soit par analyse modale-spectrale, soit par analyse temporelle avec post traitement par la méthode de Newmark pour évaluer les déplacements irréversibles ; (5) les méthodes dynamiques non linéaires 2D, rarement 3D, avec prise en compte de lois de comportement non-linéaires écrites en contraintes effectives avec couplage hydraulique-mécanique, dont leur non-linéarité leurs impose d'être intégrées par des algorithmes de résolution écrits dans le domaine temporel. Ce dernier type de méthodes est le plus performant pour étudier des ouvrages au comportement limite, mais au prix d'un investissement couteux (nombre de paramètres, d'essais, temps de calage, de convergence et de calcul).

2.2.3.2. Le cas primordial de l'analyse de la liquéfaction

La quasi-totalité des ruptures de barrages en terre est provoquée par la perte de résistance. Cette perte de résistance provoque un écoulement du sol (souvent après séisme et parfois sans séisme pour les stériles miniers) appelé liquéfaction. Le danger de liquéfaction est tel que le guide du MEDDT [28] exige son étude en priorité. A cette fin, un programme d'essais in situ doit démontrer que le remblai et sa fondation sont suffisamment compacts pour ne pas subir ce type d'effondrement. L'interprétation de ces essais est décrite par Youd et al. dans l'atelier de la NCEER [60] et a fait en 2019 l'objet d'ajustements

par Cetin [61], qui permettraient non seulement de retrouver l'initiation de la liquéfaction mais aussi sa progression jusqu'à l'effondrement de l'ouvrage, comme de récents calculs en retour l'ont montré sur la rupture de San Fernando [62]. L'analyse de la liquéfaction fera l'objet de recommandations de l'AFPS en 2020 et d'un guide, dont des extraits sont ici repris pour introduire les modèles numériques.

L'évaluation des effets non linéaires et d'érouissage du comportement des sols est capitale pour modéliser l'initiation de la liquéfaction. L'approche linéaire équivalente (Idriss et Seed, 1968) reproduit l'évolution du module et de l'amortissement croissant avec la déformation cyclique. Elle est encore très utilisée en pratique, même pour des mouvements forts (modélisation découplée dans les années 80, modélisations 2D et 3D de JCOLD et modélisations simplifiées actuelles[63]). Avant l'application généralisée des modèles élasto-plastiques couplés hydraulique-mécanique, l'approche linéaire équivalente permettait dans les années 80 de calculer l'histoire des contraintes dynamiques, un post-processeur calculait ensuite la génération temporelle de pression et l'approche de Newmark intégraient les deux : cette approche était en fait trop conservative et fut supplantée par l'arrivée à la fin des années 1970 des modèles élastoplastiques avec érouissage non linéaire, écrits en contraintes effectives et basés pour la plupart sur le concept d'état critique (Zienkiewicz et al., 1991 ; Lade, 2005 ; Cerfontaine, 2014 ; Jefferies et Benn, 2016 ; Carey, 2017). Ils permettent de mieux reproduire le comportement cyclique que les modèles élastoplastiques isotropes sans érouissage, tel le modèle de Mohr-Coulomb, qui gardent une dilatance constante, ce qui est contraire au principe de l'état critique. Pour être en mesure de reproduire le phénomène de liquéfaction des sols sous séisme, les modèles doivent être capables de simuler l'accumulation progressive ou brutale des déformations et des pressions interstitielles au cours des cycles et la perte progressive ou brutale de la résistance en condition de chargement cyclique non drainé. Les modèles à érouissage isotrope seul ne peuvent pas reproduire les aspects principaux des réponses cycliques des sols (Prevost, 1977). Une solution consiste à doter un modèle de plusieurs surfaces de charge avec érouissage cinématique ; c'est-à-dire que la surface de charge évolue continuellement dans l'espace des contraintes effectives entre deux inversions consécutives du sens de chargement. L'inconvénient de ces modèles uniquement à érouissage cinématique est que le domaine élastique demeure constant dans l'espace des contraintes, contrairement aux observations. Par ailleurs, l'amortissement est généralement surestimé pour des déformations élevées, le comportement hystérétique décrit par la règle de Masing ne tenant pas compte de l'évolution du module plastique avec les grandes déformations. Les modèles de plasticité généralisée s'apparentent aux précédents, mais ils sont établis sans recourir à la spécification d'une surface de charge ni d'un potentiel plastique. Les gradients de ces surfaces sont définis explicitement et non pas les surfaces elles-mêmes. Ces modèles décrivent les déformations plastiques et l'accumulation de la pression interstitielle sous les chargements cycliques, indépendamment de la direction du chargement, aussi bien en chargement qu'en déchargement (Zienkiewicz et al., 1991). Les modèles à surface frontière (« bounding surface ») ont été introduits par Dafalias et Popov (1975). La surface de charge se déplace à l'intérieur de la surface frontière, qui évolue elle aussi dans l'espace des contraintes. Pour le sable, la modélisation se fonde sur une droite d'état critique unique du plan (e, p), une droite de consolidation et sur l'état initial du sable. La surface de charge évolue avec l'érouissage cinématique. La formulation met en œuvre une surface d'état critique, qui est propre à chaque sol, et deux autres surfaces (surface frontière et la surface de contractance-dilatance), qui dépendent de l'état du sol. (Papadimitriou et al., 2001). Au cours des cycles, la dilatance et le module plastique sont ajustés en fonction des distances à ces surfaces et du sens de chargement pendant les cycles. De nombreux raffinements ont été apportés aux modèles dans des variantes, avec l'introduction de termes non linéaires pour exprimer la dépendance des modules de déformation avec la pression moyenne effective ou introduire un érouissage cinématique non linéaire. D'autres propositions portent sur la prise en compte des effets de structure du sable ou du broyage des grains. L'unification des formulations pour les sables et les argiles est envisagée aussi. Des formulations sont explicitées en grandes déformations. Wang et al. (2014) présentent un modèle spécialement conçu pour reproduire les chargements cycliques et l'accumulation de grandes déformations de cisaillement post-liquéfaction. Enfin, d'autres approches ont été proposées telles que la méthode aux éléments discrets (DEM, discrete element method) pour modéliser l'écoulement d'une couche de sols et ses conséquences (Hicher 2015). Ces approches apparaissent très prometteuses et peuvent être intégrées dans un modèle aux éléments finis. Les modèles de comportement couramment utilisés en France pour l'analyse de la liquéfaction sont :

- Prevost (Prévost et Hoëg, 1975 ; Prévost 1978, 1985) : modèle multi-surfaces (Mroz, 1967) avec érouissage cinématique, généralisant la loi d'Iwan (1967) au cas 3D et utilisable pour modéliser tout type de sols ;
- Hujeux (Aubry et al., 1982 ; Hujeux, 1985) : modèle multi- surfaces à érouissage combiné (volumique, ciné-matique), généralisant les modèles de Mohr-Coulomb et Cam-Clay, et utilisable pour modéliser tout type de sols [64] ;
- CSJ (Cambou, Sidorof et Jafari, 1988) : modèle bi-surfaces avec érouissage combiné, développé en 4 versions ;
- UBCsand (Byrne et al., 2004) : modèle simple à un mécanisme déviatoire, adapté uniquement au sable, reliant le rapport des contraintes aux distorsions plastiques via une loi hyperbolique, et faisant évoluer les déformations volumiques plastiques en fonction de la distorsion plastique ;

Tous ces modèles permettent de décrire les réponses des sols sous des chargements complexes, mais leur utilisation appelle à identifier de nombreux paramètres et à mettre en œuvre un minimum de ressources de calcul. Des raccourcis peuvent être proposés pour alléger l'utilisation de certains modèles en introduisant des lois d'évolution explicites dans la formulation. Ainsi, l'accumulation des déformations peut être vue comme la somme d'une composante principale irréversible, donnée explicitement, et d'une partie quasi-réversible cyclique (Wichtmann et al., 2011). Ce procédé est utilisé pour extrapoler les calculs à un très grand nombre de cycles par exemple. De même, l'accumulation de la pression interstitielle au cours des cycles peut combiner une composante principale irréversible donnée explicitement sur la base de la loi d'évolution empirique proposée par Seed and Booker (1977) par exemple, à laquelle se superpose la variation momentanée cyclique (Rahman et al., 1977). Les modèles précédents nécessitent de calibrer un certain nombre de paramètres, le plus souvent difficiles à identifier dans les approches courantes. Des modèles simplifiés ont donc été proposés, fondés en partie sur des relations empiriques (e.g. ajustement de données et courbes expérimentales), plutôt que sur des principes physiques théoriques. Ils sont de ce fait, assez utilisés en pratique, car plus simples. Dans cette catégorie, on peut citer les modèles suivants :

- Finn & Martin (1977) : modèle à formulation hyperbolique utilisant le critère de Masing pour la partie hystérétique, et proposant des relations pour faire évoluer le module élastique et la résistance avec la compacité du sol, ainsi que la génération de pressions interstitielles avec la déformation déviatoire plastique [65].

- Byrne (1991) : version simplifiée du modèle précédent fournissant des relations simples permettant d'évaluer l'évolution des déformations volumiques plastiques et des pressions interstitielles [66].

- Le (2006) : Modèle intégrant dans FLAC2D les deux phénomènes principaux de la liquéfaction : (1) la courbe de déviateur initiant la liquéfaction en fonction du nombre de cycles via la loi de Byrne et (2) la résistance résiduelle. Une fois ces deux mécanismes étalonnés, il a été possible de retrouver la rupture du barrage inférieur de San Fernando et l'absence de rupture du barrage supérieur et lors du séisme de 1912 [67].

Tatsuoka [68] insiste bien sur le fait que les modèles simplifiés en contraintes effectives sont trop conservatifs, s'ils ne prennent pas en considération la remontée de la résistance par dilatance après liquéfaction. Pour cette raison, il préfère se baser sur un modèle en contraintes totales dont le module et la résistance dépend de la déformation plastique accumulée.

Les règles de bon usage des méthodes numériques restent essentielles dans les problèmes de modélisation de la liquéfaction des sols pour ses applications aux ouvrages (choix du domaine de calcul, des conditions aux limites et des conditions initiales, meilleur choix et représentativité des hypothèses dans un contexte de rareté de données, phasage des chargements, précision des calculs, incertitudes, organisation de calculs paramétriques, validation finale et mise en cohérence). Malgré l'application de ces règles, le guide [28] constate un écart fréquent entre prédictions trop sécuritaires des analyses sismiques actuelles et l'observation du bon comportement des barrages, qui incite à l'amélioration des lois de comportement, des modèles et des logiciels, pour réduire cet écart. Le **Projet National « Barrages et Séismes »** rédigé en 2018 répond à cette difficulté. Il définit l'état de l'art et les perspectives de mieux répondre à la réglementation. Ses conclusions sont rappelées ici.

2.2.3.3. Méthode d'évaluation de la tenue aux séismes de Niveau 1

Le guide MEDDTL [28] recommande trois niveaux d'études de degré de complexité croissante. Le premier niveau est la vérification de la conformité aux règles du génie civil par l'analyse fonctionnelle. Il n'est pas défini par le guide. Ce manque nuit à la mise sous assurance qualité des études de diagnostic et des études de dangers.

2.2.3.4. Caractérisation sur site des propriétés dynamiques des matériaux

La caractérisation du comportement cyclique des sols en laboratoire consiste à mesurer les propriétés dynamiques dans 3 domaines de déformation : (1) le domaine élastique non linéaire ($\gamma < 10^{-5}$) ; (2) le domaine élastique équivalent (module de cisaillement G et coefficient d'amortissement D fonction de la déformation de cisaillement γ) sans déformation irréversible de volumique; (3) un comportement en moyennes et grandes déformations ($\gamma > 10^{-4}$) générant des déformations volumiques irréversibles dans le sol sec et des pressions interstitielles dans le sol saturé non drainé.

La coopération CFBR-JCOLD a montré la fiabilité et la justesse des mesures in situ des modules d'élasticité et de la fréquence de résonance mesurée par bruit ambiant et leur adéquation avec le calcul en retour d'accélérogrammes (2018). Le débat sur les écarts entre mesures de laboratoire et sur site est clos : seule la mesure sur site du module élastique capture les effets de consolidation et de gros éléments. Les verrous de l'état de l'art concernent les deux autres domaines de comportement, et notamment la mesure de la résistance non drainée sur place (2.2.3.4).

2.2.3.5. La localisation des zones de faiblesse

En dehors des failles, les zones sensibles aux séismes sont les zones liquéfiables. Leur localisation dans ou sous les digues pose un problème. Le guide pour la mise en œuvre de méthodes géophysiques et géotechniques [29] préconise un diagnostic en trois étapes. La première est l'enquête documentaire préalable. La deuxième est celle des reconnaissances géophysiques. La troisième est celle des reconnaissances géotechniques. La question à laquelle la profession reste confrontée est l'absence d'une méthode grand rendement, déterminant le risque de liquéfaction avec un pas suffisant. Le Panda peut être la solution dans les digues en sols fins. La vitesse des ondes de cisaillement (V_s) convient ailleurs. La résistance à la liquéfaction est influencée de manière comparable à V_s par de nombreux facteurs, cependant la proportionnalité entre modules et résistances varie d'un sol à l'autre. La procédure détaillée dans le guide du NIST utilisée sur une digue de la CNR a donné des résultats très prometteurs, mais qui sont à étalonner. Plusieurs pistes de développement et de qualification de la méthode des ondes de cisaillement, et de la détermination de leur domaine d'application, restent à explorer. Aucune étude n'a été menée sur l'influence de la géométrie de la digue sur la propagation des ondes sismiques ; les profils V_s sont inversés par des méthodes faisant l'hypothèse forte d'une propagation des ondes sismiques en milieux tabulaires et une surface libre horizontale. Le développement d'algorithmes d'inversion basés sur des propagations d'ondes en milieu complexe 2D/3D, prenant en compte la géométrie réelles des ouvrages en remblai, est une piste à suivre. La méthode H/V [30] est de plus en plus utilisée pour la détermination de la fréquence de résonance de la fondation et de l'ensemble remblai-fondation. L'inversion conjointe de la dispersion des ondes de surface et de la courbe H/V permettrait d'obtenir avec plus de fiabilité le profil de vitesses $V_s(z)$. Enfin, des combinaisons d'utilisation de plusieurs de ces techniques et de nouvelles méthodes d'inversion d'inversion conjointe, (« Multiple Inversions and Clustering Strategy » : MICS (résistivité électrique, densité, vitesse sismique)) permettraient d'atteindre une meilleure résolution des paramètres recherchés.

2.2.3.6. La caractérisation des résistances non drainées sous chargement sismique

Le guide MEDDTL [28] distingue l'étude de la liquéfaction de l'étude des barrages compactés. Cette présentation a l'avantage de souligner le risque majeur à éliminer: la liquéfaction. Mais elle a l'inconvénient d'occulter que les secousses sismiques provoquent une perte de résistance. Or c'est la priorité des besoins de recherche, pour les remblais en matériaux intermédiaires (« transitional materials », composés à la fois de sable et d'argile) qui ressort du colloque USSD-USBR de 2018 et aussi la priorité expérimentale de JCOLD [31]. Il y a un besoin urgent de mesurer en laboratoire la perte de résistance en fonction des caractéristiques du sol et du chargement sismique pour l'intégrer dans tout type d'approche. La résistance résiduelle en compression est jugée suffisante par Tatsuoka, alors qu'EDF a considéré la résistance en extension par sécurité. La justification de la valeur et la comparaison avec la résistance résiduelle en cisaillement reste à faire.

D'autres lacunes existent dans la pratique de l'évaluation du potentiel de liquéfaction des sols granulaires. Le retour d'expérience des études de liquéfaction met en évidence que les zones liquéfiables sont principalement dans les premiers mètres des fondations alluviales. Boutonnier et al, 2015 [18] mettent en évidence qu'à cette profondeur, les sols sont rarement saturés et que leur degré de saturation serait plutôt 96%. Ce caractère non saturé a jusqu'à présent été ignoré, aussi bien dans le protocole de mesure de laboratoire, qui sature l'échantillon ($B > 0.95$) que dans la modélisation. Or, la succion contribue à l'apparition d'une cohésion apparente et traduit une réduction des pression. Cet écart cause un conservatisme (Nakazawa, Ishihara et al. 2004) que l'on peut chercher à réduire pour les digues.

2.2.3.7. Lois de comportement et méthodes numériques

La loi de Hujoux a 40 ans ! Plusieurs voies d'amélioration sont possibles. (1) La première est l'amélioration de sa prédiction. La qualification de l'érouissage isotrope et cinématique n'a jamais été terminée. Les hyperboles de raccordement n'ont pas de sens physique, la dépendance de l'état critique vis-à-vis de l'état initial est simplifiée. Le critère de rupture en 3D n'est pas celui de Mohr-Coulomb. Le phénomène du rocher (modélisation de la reproduction de cycles de même amplitude) n'est pas maîtrisé. La contrainte critique arrive rarement à reproduire à la fois la courbe de liquéfaction et la résistance résiduelle. (2) Une seconde voie est la recherche d'une nouvelle loi [32]. Elle serait l'opportunité de réduire un conservatisme par la prise en compte des phénomènes visqueux qui augmentent l'amortissement d'une part et la rigidité et la résistance avec la vitesse et la fréquence des ondes d'autre part. (3) Une troisième voie consiste à modéliser le sol liquéfiable par des éléments discrets (de gros grains) dans le cadre d'une approche multi-échelle, qui déroule en parallèle les modélisations micro et macro. La modélisation double échelle MEFxMED, directement applicable aux sols cohésifs ou non, combine les avantages des méthodes MEF et MED : excellente représentation de la physique des milieux granulaires au niveau de la loi de comportement fournie par la MED de l'étage micro, souplesse et économie des éléments finis au niveau de la représentation de la structure complète (impossible en DEM pur), capacité intrinsèque à prendre en compte la variabilité et l'hétérogénéité. La réponse cyclique de la loi homogénéisée numérique est remarquablement proche du comportement constaté expérimentalement, que les lois classiques peinent à représenter, et n'y parviennent qu'au prix d'une complexité croissante.

Le comportement hydromécanique couplé des sols non saturés reste un domaine ouvert et pas assez maîtrisé par les chercheurs et les ingénieurs en géomécanique, alors qu'une meilleure connaissance de ce comportement permettrait d'améliorer l'estimation de la marge de sécurité par rapport à la pratique actuelle, dans les cas nombreux où le degré de saturation n'atteint pas 100%. Si le principe de contrainte effective de Terzaghi est particulièrement bien approprié pour les sols saturés, il n'existe pas encore de consensus international sur l'extension d'un tel principe pour les sols non saturés. Cependant, les sols fins mis en œuvre dans les noyaux de barrage sont en général dans le domaine de l'air occlus à la mise en œuvre, dans lequel de très nombreuses expérimentations ont montré que le principe des contraintes effectives de Terzaghi s'applique sans restriction (Biarez et al., 1987, Fleureau et al., 1993, Fleureau et Indarto, 1993, Cunningham et al., 2003, Rahardjo et al., 2004). Ces conditions engendrent une plus grande compressibilité du fluide et une montée des pressions interstitielles inférieure à celle actuellement modélisée [31]. Très peu d'études sur le comportement cyclique des sols non-saturés existent et se sont préoccupées de ce conservatisme. Il est temps de mesurer sur site et d'intégrer dans les modèles la compressibilité réelle du fluide.

2.2.3.8. Modèles physiques de rupture de barrage

La justification des méthodes de calcul des barrages consiste à retrouver avec une précision acceptable le comportement d'ouvrages secoués par de forts séismes, dont toutes les données sont connues. De tels ouvrages soumis à de forts séismes n'existent pas en France. Le Japon dispose de nombreux enregistrements, dont une partie a été donnée au CFBR par le comité japonais. Mais la caractérisation des matériaux constitutifs est inconnue. La solution de rechange consiste à ausculter des modèles physiques reproduits à échelle intermédiaire, sur table vibrante ou centrifugeuse. Quatre essais, impulsés par le projet C2CD2 PEDRA, de maquette à l'échelle 1/10 de barrage en enrochement avec perré, ont montré le rôle déterminant du perré. Ces essais sont des tests fondamentaux de justification pour toute analyse dédiée à la justification de la stabilité statique de ces barrages. Ils sont à reproduire sur table vibrante. La centrifugeuse de Nantes peut accueillir un modèle physique de digue sur fondation liquéfiable, pour être le test de justification des approches, simplifiées ou sophistiquées, de la liquéfaction.

2.2.3.9. Qualification et domaine d'application des méthodes simplifiées

Les méthodes simplifiées connues ont été élaborées 30 à 40 ans auparavant. Elles calculent les déplacements irréversibles maximaux, avec l'analyse cinématique d'un bloc rigide (Newmark) sollicité par le mouvement vibratoire autour de la fréquence de résonance fondamentale de l'ouvrage (Seed-Makdisi 1978, Ambraseys-Menu 1988 et Bray et Travasarou 2007). Les analyses de Wartman, Bray, et Seed (2003,2005) et Rathje et Saygili (2009) ont détaillé les conditions dans lesquelles la modélisation par la méthode de Newmark s'avère inadéquate. De nouvelles méthodes prêtes à prendre la relève sont en phase de justification.

Analyse dynamique simplifiée de barrage fondé au rocher. Récemment les échanges JCOLD-CFBR ont permis de lister les phénomènes physiques à intégrer dans un modèle pour obtenir une bonne qualité de prédiction du comportement sismique des barrages en remblai [31] : (1) le mouvement vibratoire doit prendre en compte les caractéristiques 3D du barrage ; (2) les paramètres élastiques sont déterminés sur site ; (3) la raideur et l'amortissement évoluent avec la sollicitation ; (4) la résistance décroît au fil de l'accélérogramme et tend vers la résistance résiduelle ; (5) la montée de pression interstitielle prend en compte la non saturation ; (6) le tassement doit être calculé comme la somme d'une compressibilité et d'un cisaillement. Les tests de justification de la méthode retrouvent les accélérogrammes en crête des barrages japonais à partir de l'accélérogramme de base. L'analyse de la robustesse de cette méthode, par l'étude de la propagation des incertitudes, est l'étape suivante de la qualification. Enfin, il reste à l'utiliser en phase probatoire. Le comportement d'un barrage sur fondation meuble nécessite en plus une étude 1D de déconvolution-reconvolution pour connaître l'accélérogramme à injecter à la base du remblai.

Analyse dynamique simplifiée de digue sur fondation alluviale. L'étude USACE généralisant l'approche de Sarma, [33] évalue la réponse d'un barrage sur une fondation meuble tabulaire. Cette approche très utilisée considère un amortissement de 15 à 20% et des modules élastiques. EDF et CNR ont commandé une réactualisation de cette étude pour aboutir à une analyse sismique simplifiée des digues. Durand [34] a réalisé une étude paramétrique de 512 simulations de digues avec des hypothèses plus réalistes (séismes adaptés à la France et comportement non linéaire des matériaux). Ce travail reste à qualifier par comparaison avec des calculs non linéaires 2D, et à compléter par l'effet 3D et la prise en compte de la perte de résistance cyclique.

Autres développements. Les facteurs de sécurité d'Olson [35] à l'instabilité par effondrement et la tenue post-sismique sont méconnus alors qu'ils sont des indicateurs simples et pertinents de la justification à la liquéfaction. L'intérêt de disposer d'une analyse 3D associée à une loi simple a été démontré et plébiscité lors des échanges JCOLD-CFBR [31]. Cela pousse à transcrire la méthode Fr-Jp, actuellement 1D en 3D. Un autre avantage de cette loi serait la prise en compte d'une fondation meuble entre le rocher et le barrage.

2.2.4. Analyse d'autres types de situations extrêmes

L'impact d'un **mouvement tectonique** rapide ou lent d'une faille active est abordé par le bulletin CIGB 112 [36]. Le rejet de la faille peut être évalué par une approche probabiliste [37]. Les effets peuvent être étudiés en centrifugeuse [38]. Le principe de son traitement est de maîtriser la sensibilité du remblai à la fissuration et à l'érosion interne. Wieland et al (2008) présentent quelques études de cas [39].

Le **choc de bateau** est modélisé par le logiciel SHIPCOL développé par l'Institut Danois d'Hydraulique (DHI). Il calcule la distance et le trajet de pénétration de l'étrave d'un navire dans un remblai de terre, ainsi que les forces d'échouement générées par la collision. Le navire est un corps rigide à six degrés de liberté (déformation, soulèvement, balancement, lacet, roulis, tangage). Les équations du mouvement sont intégrées dans une procédure de pas de temps pour suivre la position et la vitesse du navire au cours du processus de collision. Les forces de remblai agissant sur l'étrave du navire ont été développées à partir de mécanismes théoriques de rupture du sol, combinés à des constantes empiriques, calibrées sur la base d'essais sur modèle [40].

La **chute d'avion** est une situation qui a été traitée pour justifier la tenue des digues stratégiques avec une probabilité annuelle de rupture inférieure à 10^{-6} . Elle demande des logiciels de dynamique rapide.

L'**explosion de péniche** a une probabilité plus grande et peut être traitée avec des logiciels courants (Flac) et un chargement en pression correspondant au passage d'une onde de compression suivie d'une onde de dépression.

2.3. Calcul probabiliste de la stabilité

L'analyse quantitative de la fiabilité est déjà abordée dans le bulletin CIGB 61 [9], mais ce dernier conclut à l'époque que les données disponibles ne paraissent pas susceptibles de garantir une telle analyse. Leur application en contrainte totale à la construction du barrage de Mirgenbach lui donne raison : la probabilité de rupture calculée avec les données du contrôle est estimée à $3 \cdot 10^{-2}$, alors qu'elle fut en réalité 1 [41]. Cet écart à la réalité montre la sensibilité du résultat à la qualité et l'exhaustivité des données. D'autres enseignements proviennent de l'autopsie à Mirgenbach. Les variables aléatoires sont munies d'une loi de probabilité régionalisée. Les glissements plans le long des couches ont une plus forte probabilité de rupture que les ruptures circulaires. Le contrôle peut être optimisé par une approche Bayésienne. Une approche probabiliste de la tenue au glissement pourrait répondre à la demande de l'approche dérogatoire écrite du guide CFBR, quand le facteur de sécurité n'atteint pas le seuil recommandé, à condition que la probabilité de rupture soit jugée acceptable en fonction de la période de référence et du niveau de performance attendu.

La profession a donc besoin d'une analyse de risque basée sur la théorie de la fiabilité (évoquée dans les Eurocodes) appliquée au glissement. La méthode quantifierait le risque en exprimant le niveau de sécurité sous la forme d'un indice de fiabilité auquel une probabilité de défaillance serait affectée dans le cas d'une loi normale. Plusieurs méthodes sont opérationnelles, elle restent à qualifier. Une telle démarche probabiliste à partir d'un calcul en éléments finis a été développée par Mouyeaux [42] en trois étapes. (1) l'élaboration d'un modèle hydromécanique avec le code éléments finis Cast3M pour l'évaluation déterministe du facteur de sécurité au glissement; (2) modélisation géostatistique de la variabilité spatiale des propriétés mécaniques et hydrauliques déduite du contrôle de compactage des matériaux constituant le remblai ; (3) couplage des modèles de variabilité spatiale le logiciel OpenTURNS au moyen de simulations de Monte-Carlo au modèle hydromécanique. Des méthodes simplifiées en statique ou dynamique sont bienvenues.

3. EVALUATION DE LA TENUE A L'ÉROSION INTERNE

3.1. La sensibilité des barrages en terre et de leurs fondations à l'érosion interne

L'érosion interne apparaît responsable de presque la moitié des ruptures de barrages [16, 43], alors que pour les digues ce pourcentage peut varier de quelques % à 100%, selon la nature des matériaux et la conception de l'ouvrage (les plus sensibles étant les plus âgés construits en matériaux fins, limons et sables peu plastiques peu compactés). Malgré ces chiffres alarmants, la justification de la tenue à l'érosion interne est très récente, et encore trop souvent absente des projets actuels, notamment à l'étranger (absence d'analyse spécifique par le groupement du barrage de Sinop mis en eau en 2019). Ce retard peut être attribué à la difficulté d'aborder le problème. En effet, contrairement à la stabilité générale, l'érosion interne est une instabilité locale, initiée par un défaut, dont on ne connaît a priori ni l'origine ni la localisation. Ce défaut peut être un piège géologique (dont les conséquences pourraient être redoutables à la mise en eau), une conception trop sommaire (absence de parafouille, de filtre ou mauvaise étanchéité), une erreur de construction (un compactage déficient) ou une négligence d'exploitation (un vieillissement latent d'un composant qui n'a pas été inspecté). Actuellement, à défaut de l'établissement d'une théorie unifiée, la justification à l'érosion interne d'un barrage déjà construit est en priorité la recherche de ces défauts [5]. Par exemple, il n'y a pas encore en 2019 consensus sur le vocabulaire. L'étude de la pathologie de l'érosion interne et l'analyse statistique des ruptures de barrages en remblai sont récentes datent des années 90 et la connaissances des mécanismes des années 2000.

3.2. Historique de la prise en compte de l'érosion interne

BLIGH (1910) & (1927) constate que le rapport L/DH des barrages et seuils rompus, avec L la largeur du barrage et DH la différence des retenues amont et aval dépend de la nature de la fondation. Ce rapport qu'il appelle coefficient de cheminement est en l'absence de parafouille l'inverse du gradient hydraulique global. BLIGH dresse la première règle de dimensionnement : la valeur du **gradient hydraulique** doit rester inférieure à sa valeur **critique**, pour éviter la rupture. Cependant son approche a deux limitations. La première est que la rupture n'est pas le fait du gradient hydraulique global dans tous les cas, la seconde est que le calcul du gradient hydraulique est parfois erroné. LANE (1935) corrige la seconde limitation. Il prend en compte la portion verticale de l'écoulement, indispensable pour comprendre l'absence de rupture des fondations confortées par des parafoilles, et une anisotropie de perméabilité de moyenne égale à 9. Terzaghi dépose un brevet sur les filtres inversés en 1925 et développe ses premières règles de filtre qu'il ne publie qu'en 1939. C'est finalement un français, Drouin qui rapporte en 1936, au 2^e congrès CIGB, la fameuse règle dite de Terzaghi, $4d_{15} < D_{15} < 4d_{85}$, suite aux nombreuses études de Bou Hanifia où Terzaghi avait été appelé comme consultant. Bertram dans sa thèse en publie une version modifiée, $D_{15} < 8-10d_{85}$ et conclue à la nécessité de 2 filtres. L'U.S. Army Corps of Engineers s'en inspire et publie ses propres conclusions sur les filtres en 1941. Il faut attendre 1994, pour que la CIGB publie un bulletin dédié aux filtres [44]. En France le groupe de travail « érosion interne » du CFGB rédige une première synthèse: « Pathologie, détection et réparation de l'érosion interne, éditée dans la revue Barrages & Réservoirs du comité à l'occasion du congrès de Durban en 1997 [45]. En 2003, en France, le projet national ERINOH publie une synthèse bibliographique dans le cadre de son étude de faisabilité. Le projet ERINOH démarre en 2005 par le colloque international d'Aussois dont l'objectif est de réunir l'état de l'art international, Fell & Fry en publient les comptes-rendus en 2007. La même année, le groupe de travail du club européen de la CIGB édite son rapport intermédiaire à l'Université Technique de Munich. Bonelli rassemble les résultats de deux projets de recherche dont Erinoh en 2012 et la description des principaux mécanismes d'érosion interne dans une version anglaise en 2013. En 2017, la CIGB publie le Bulletin technique 164 Volume 1 « Evaluation du risque d'érosion interne dans les barrages et leurs fondations », complété par le volume 2 : « Reconnaissances, essais de la boratoire, surveillance et méthodes de détection, réparation et études de cas ». Le volume 1 fixe le cadre méthodologique, le volume 2 détaille son application. Retenons que la lutte contre l'érosion interne au XX^e siècle est basée sur la **barrière essentielle des filtres**.

3.3. Les règles de filtre

Les règles les plus courantes concernent les **filtres critiques**. Un filtre dont la fonction est essentielle pour la sécurité du barrage est appelé critique. Il est prudent que les filtres critiques soient des filtres **géométriquement fermés**, c'est-à-dire qu'ils assurent la rétention des particules de sol, quel que soit le gradient hydraulique. Pour les dimensionner les critères de Terzaghi sont simples et sécuritaires dans la plupart des cas. Ils ont évolué au fil du temps. Les règles de Sherard leurs sont maintenant préférées [44]. Plus récemment Fell et Foster les ont affinées [4]. Sorouz a proposé une dernière petite modification. La règle de Vaughan et Soarès [44] est une vérification utile du filtre pour les argiles dispersives. L'approche de Delgado basée sur la perméabilité [5] est séduisante mais difficile à imposer, à cause du temps et du soin et du nombre d'essais nécessaires pour obtenir un contrôle de construction de qualité.

L'expérience montre que toutes les ruptures concernent des barrages dont le filtre est absent, sauf cinq. Pour ces 5 cas, le filtre est soit mal placé, soit non conforme. Cela a poussé le projet ERINOH à exposer des critères supplémentaires à la conception et à la pose des filtres [5]. Le retour d'expérience montre aussi qu'un grand nombre de remblais sont équipés de filtres critiques non conformes, sans qu'ils se soient rompus. Ils présentent des indices d'érosion interne en cours d'exploitation. Aussi de nouvelles approches sont apparues pour évaluer la capacité de rétention de ces filtres et ou à défaut mesurer le niveau de danger d'érosion interne. Celle de Foster et Fell est basée sur l'analyse des granulométries et celle de Delgado sur l'analyse des valeurs de perméabilité du filtre, utiles pour des diagnostics d'ouvrages anciens [4]. Pour les filtres non critiques, comme les filtres de transition de recharge amont ou de canaux, Bakker propose des règles mixtes géométriques et hydrauliques de filtre géométriquement ouverts [5]. Ces approches sont à rapprocher de la pratique russe qui analyse la capacité de rétention en fonction du type de phénomène en jeu à partir des gradients hydrauliques. Encore, à l'heure actuelle la synthèse des deux écoles n'est pas encore aboutie.

3.4. Approche CIGB

Le bulletin CIGB 164 [4] est une synthèse des connaissances de l'époque acquises dans le monde anglo-saxon (par Fell en Australie et USA) et en Europe (par le groupe de travail européen de la CIGB). Le consensus est le suivant. Le processus d'érosion interne peut être décomposé en quatre phases : (1) l'initiation de l'érosion, (2) la continuation de l'érosion (ou absence de rétention totale), (3) la progression d'un conduit, ou d'une instabilité (par exemple le déchaussement de surface) et l'initiation de la brèche ou rupture. L'initiation regroupe quatre mécanismes : (1) l'érosion de conduit (ou de fissure), (2) l'érosion régressive, (3) l'érosion de contact et (4) la suffusion. L'érosion de conduit se développe dans les ouvertures d'un sol cohérent (trou de fousseur, fissure, vide au contact d'une conduite). Elle a été mise en équation d'une manière rigoureuse par Bonelli. La résolution permet d'obtenir dans les cas de barrages homogènes le débit maximum et le temps de rupture. L'érosion régressive concerne l'érosion d'un matériau sableux sous un matériau cohérent et rigide (argile, radier béton). Elle est constatée dans les vallées alluviales et les deltas. Elle a été modélisée tout d'abord par Sellmeijer, et ensuite par Hoffmans.

Une différence entre les résultats de ces deux formulations peut aller du simple au double. Il faut se référer aux travaux postérieurs de Van Beck, Bryan et Allan pour comprendre qu'il faut distinguer entre gradient d'initiation et gradient de progression et que le gradient d'initiation est extrêmement sensible à la géométrie 3D de l'exutoire [4]. Cette érosion est celle pour laquelle Blight et Lané ont défini leurs critères, ceux-ci bien qu'ils aient une ressemblance avec les résultats récents de la recherche, sont trop optimistes pour les sables fins et trop conservatifs pour les sols grossiers. Dans ce cas, on comprend le succès du concept de filtres inversés de Terzaghi. L'érosion de contact érode les limons des grands fleuves déposés au fil des crues entre des bancs de graviers. Les seuils d'érosion ne s'écrivent plus en fonction du gradient mais de la vitesse ; Béguin propose un abaque en fonction de la granulométrie du matériau érodé. Mais cet abaque concerne les seuils d'érosion significative en régime permanent. Il est possible qu'une érosion très lente cumule ses effets sur des décennies en dessous de ces seuils, notamment sous l'effet de battements de nappe et de retenue. La suffusion est l'érosion des particules fines d'un sol à granulométrie étendue au travers des constriction de son squelette grossier. Très peu de ruptures se rapportent à ce cas. Les résultats obtenus montrent une dépendance du gradient hydraulique à la nature du matériau. Deux conditions géométriques sont nécessaires pour l'initiation : que les fines ne saturant pas l'espace poral et que la condition d'autofiltration entre particules fines et grossières ne soit pas respectée. La condition hydraulique écrite en gradient dépend des conditions de l'expérience (conditions aux limites, état de contrainte, etc.) et n'est pas clairement établie.

La méthodologie d'évaluation du risque d'érosion interne est adaptée à une évaluation probabiliste du risque. Elle examine tous les processus qui peuvent se développer depuis l'application des charges jusqu'à la rupture en huit étapes : (1) définition des situations de chargement ; (2) localisation des différentes amorces de l'initiation de l'érosion ; (3) évaluation de la vraisemblance de l'initiation ; (4) analyse des conditions de continuation (ou au contraire de filtration) ; (5) examen des conditions de progression ; (6) évaluation de la faillite de la détection ; (7) évaluation des conditions d'échec d'une intervention ; (8) vérification des conditions de protection des populations en cas de rupture. Le type d'évaluation est laissée à l'initiative de l'ingénieur, sur la base de son expérience, il peut être à base de jugement, de quantification qualitative ou d'approche purement probabiliste. Dans l'état des connaissances actuelles, l'approche purement probabiliste peut paraître prématurée. Aussi l'approche ERINOH suggère trois niveaux.

3.5. Approche ERINOH

L'apport du projet ERINOH est triple (3 guides [5]). L'accent est d'abord mis sur la connaissance du terrain : de l'ouvrage, de sa fondation, des phénomènes à appréhender et des défauts à repérer. Le premier guide édité fait ainsi un tour d'horizon des méthodes de détection disponibles. « Où passe l'eau ? Et à quelle vitesse ? » sont les deux questions fondamentales auxquelles les méthodes de détection doivent répondre. Les mesures thermométriques, de potentiel spontané et les méthodes de traçage sont parmi les plus fréquentes à obtenir de bons résultats.

Le second guide fait ensuite la revue des essais de laboratoire disponibles pour quantifier la résistance à l'érosion. L'essai d'érosion de conduit (HET) permet d'établir la carte d'identité de l'argile ou du limon constitutif du corps de remblai ou du noyau en quantifiant deux paramètres fondamentaux : la contrainte critique ou seuil d'érodabilité, et le coefficient d'érosion ou la cinétique d'érosion. Ces paramètres permettent d'emblée de quantifier une barrière : la résistance à l'érosion. Pour les sols granulaires, l'approche est totalement différente, il s'agit de repérer les conditions de ségrégation extrême qui peuvent exister pour en connaître les conséquences en terme de perméabilité, vitesse et capacité d'entraînement des particules fines. Les conditions de l'état initial doivent être les plus proches possibles de celles du terrain (prélèvement intact) et des situations les plus défavorables crédibles. Ainsi le second guide détaille l'usage de 17 appareillages développés au cours d'ERINOH caractérisant 7 phénomènes qui sont : (1) la dispersivité, (2) la filtration, (3) la suffusion, (4) l'érosion de contact, (5) l'érosion régressive, (6) l'érosion de conduit et (7) l'érosion de surface. Pour chaque appareillage sont décrits (1) le dispositif, (2) la classe de sol concernée, (3) les chiffres clés, (4) l'état de la technique et (5) les conditions d'essai.

Le dernier guide est dédié aux méthodes d'ingénierie. Il comporte cinq chapitres principaux. Après l'introduction, le second chapitre 2 rassemble des cas réels d'érosion interne. L'idée est d'apporter une aide au diagnostic par une présentation concise des mécanismes physiques les plus fréquents, qui pourraient se reproduire sur d'autres ouvrages. Une fois les situations pathologiques en tête, il est important de les nommer et de les classer, le glossaire du chapitre 3 doit permettre d'appréhender les concepts et les phénomènes. Ensuite les chapitres 4 et 5 rassemblent les éléments disponibles du diagnostic : formules analytiques (chapitre 4) et situations à risque (chapitre 5). Enfin le chapitre 6 propose trois niveaux de diagnostic du risque d'érosion interne. Les approches proposées visent un niveau ambitieux de quantification et sont, à cet égard, novatrices et sans équivalent dans les autres pays. Elles peuvent être très efficaces, mais demandent encore un certain temps de validation et doivent donc être utilisées avec toute la prudence et le jugement de l'ingénieur.

3.6. Perspectives

Le groupe de travail CFBR a deux grandes perspectives pour finaliser des recommandations pour la profession. La première est de réactualiser les outils du diagnostic : formules, logiciels, approche fonctionnelle, grâce aux derniers résultats de la recherche. La seconde est de qualifier le mieux possible les trois niveaux d'évaluation d'ERINOH, en appliquant ces approches sur des cas réels de rupture ou d'accidents et d'en vérifier la qualité par des tests d'intercomparaison entre experts pour estimer l'erreur d'évaluation en vue de la minimiser et ensuite d'en tenir compte dans le résultat final.

4. JUSTIFICATION DE LA TENUE A L'ÉROSION EXTERNE

4.1. Les études concernant l'érosion externe

4.1.1. La sensibilité des barrages en terre à la surverse

La submersion est la cause primordiale des ruptures de barrages. Les études statistiques le reportent au fil du temps et montrent même un renforcement de la tendance. Ainsi, parmi les causes de rupture, la submersion représente 36% d'après Middlebrooks en 1953 [11], 35% selon Bab et Mermel en 1968 [11], 36% par le recensement de la CIGB en 1995 [16] voire 48% dans Foster et Fell 1998 [4] jusqu'à 58% dans Zhang et al en 2016 [43]. Le barrage barre le chemin naturel de la rivière, la digue celui de la crue ; ces deux ouvrages doivent donc être dimensionnés avec une marge de sécurité suffisante pour que l'eau ne déborde pas du chemin artificiel qui lui est imposé. La première parade est donc le dimensionnement (ou recalibrage) de l'évacuateur et de la revanche de la digue.

4.1.2. La prévention de la surverse

Le dimensionnement de la crue de projet est la donnée de base pour le dimensionnement des ouvrages. Il fait l'objet d'études hydrologiques de publications régulières du CFBR [46-49] et de la CIGB [50] et de plus en plus poussées qui sortent du champ de ce rapport. Les barrières de sécurité nécessaires à la surverse ont été codifiées et renforcées au fil des années, suite à la demande d'une sécurité de plus en plus exigeante. Elles reposent en France sur les concepts clarifiés par le CFBR [49] et les situations et les seuils de tolérabilité fixés par la réglementation [2]. Le dimensionnement consiste à quantifier quatre barrières. (1) **La cote de protection** (vis-à-vis de la population aval) est définie comme la cote du déversoir libre. (2) **La cote des PHE** « cote des plus hautes eaux exceptionnelles » correspond à la cote maximale de la retenue calculée lors de la crue de dimensionnement, dont la période de retour est fixée réglementairement [2]. À la cote des PHE, la justification de la tenue de l'ouvrage doit démontrer l'absence de dommage par érosion par un dimensionnement correct de l'ensemble des organes hydrauliques (évacuateurs de crues, coursiers, dissipateurs d'énergie^o). (3) **La cote de danger** est la cote de la retenue au-delà de laquelle l'exploitant estime ne plus pouvoir garantir la sécurité de l'ouvrage. Jusqu'à présent, en l'absence de dysfonctionnement, elle est fixée arbitrairement comme la cote de la crête des barrages en terre homogène ou la cote du sommet du noyau des barrages zonés à noyau, ou une cote un peu supérieure si le remblai situé entre le sommet du noyau et la crête peut supporter une percolation temporaire. Elle est utilisée et quantifiée, depuis le décret du 15 septembre 1992 sur les Plans Particuliers d'intervention. (4) **La revanche** est une marge altimétrique suffisante entre la retenue à RN ou aux PHE et la crête de l'ouvrage pour éviter la submersion. Cette revanche est dimensionnée pour parer à l'arrivée de différents types de vagues (vent, glissement de terrain dans la retenue, seiche sismique et tsunami dans les pays hautement sismiques).

4.1.3. La modélisation de brèches pour les études de plans particuliers d'intervention

En situation ultime, où la prévention de la surverse aurait failli, la protection des populations aval est assurée par les Plans Particuliers d'Intervention (PPI) de barrages. Ces PPI sont obligatoires a minima pour les grands barrages de hauteur au moins égale à 20 m et retenant un volume d'eau supérieur ou égal à 15 millions de m³. Ces plans sont établis à partir d'une analyse de risque qui définit les zones d'aléa d'inondation, les zones à enjeux et par le croisement des précédentes les zones vulnérables. Ces zones sont délimitées par une étude hydraulique de propagation de l'onde de submersion. Cette étude hydraulique a pour donnée de base l'hydrogramme de rupture. Cet hydrogramme est soit déterminé par des formules empiriques, soit par des logiciels.

Les formules empiriques de brèche ont été établies sur les données de ruptures de barrage uniquement et sont rassemblées dans le bulletin CIGB 111 [51]. Elles fixent le débit de pointe et le temps de base par corrélation avec le volume du réservoir et la hauteur du barrage principalement. Pour le débit de brèche et dans le cas d'un barrage constitué d'un matériau bien compacté et pour une rupture dont le débit maximum de brèche ne dépasse pas environ 10 000 m³/s, il est recommandé d'utiliser l'une des formules suivantes : Froehlich, Costa, Evans et Mc Donald ; pour des débits supérieurs, la formule initiée par Lempérière et étalonnée par Courivaud est plus adaptée [52]. Cette formule calée sur les données CIGB [51] restitue une meilleure prédiction que les formules antérieures (sur ces données), car elle est la première à intégrer l'idée de vitesse d'élargissement en lien avec la résistance à l'érosion du sol. Mais quelque soit la formule utilisée, sa qualification nécessite d'autres données et de ce fait, il est prudent de prendre la méthode la plus conservative.

Les logiciels sont surtout valables dans le cas de barrage homogène de forme trapézoïdale en matériaux plastiques. En France, Castordigue [53] est la référence pour les digues et à l'international WinDAM C, développé à l'USDA-ARS sur les concepts de [54] et EMBREA, développé par HR Wallingford sont les références à l'étranger. Ces logiciels ont fait l'objet de qualification sur les données de l'ARS et du projet européen IMPACT couplé au programme norvégien de tests de rupture de remblais de 6 m de hauteur. Le domaine de validité reste les matériaux cohésifs.

4.1.4. La détermination de la cote de danger dans les études de dangers et de diagnostic

L'impact de la submersion et la demande d'une sécurité croissante ont suscité de nombreuses études en vue de réduire le risque crue. Ainsi la CIGB a édité 5 bulletins sur le risque crue de 1997 à 2013 [55-59]. Parmi ces études, les études de danger reposent régulièrement la question de la détermination de la cote de danger. Pour la fixer, il est nécessaire d'avoir des méthodes qualifiées et ensuite d'étudier les marges « cachées » dans ces méthodes de calcul. La rupture dépend de nombreux facteurs, comme par exemple l'ampleur et la durée du dépassement de la cote de danger. La détermination directe de cette cote pose d'importantes difficultés et il paraît inévitable au-delà des règles forfaitaires d'observer des modèles physiques pour mieux connaître la nature des phénomènes et ensuite leur cinétique.

4.2. Les besoins et les perspectives

La justification à l'érosion externe est le parent pauvre de nos méthodes. Cela provient du fait que les seuls dimensionnements habituels ne suffisent plus et que la tendance récente, sous la pression sociétale, est de rechercher la tenue dans les situations extrêmes, jusqu'à présent non explorées. Le besoin actuel est d'accumuler de la connaissance, par l'intermédiaire de modèles physiques et de la restituer sous forme de modélisation numérique. Cet objectif a poussé à l'organisation d'un second colloque d'Aussois et à constituer un groupe de travail européen pour dynamiser les échanges et lever les fonds importants nécessaires aux tests. Dans un premier temps le groupe de travail CFBR sur la justification de la tenue à l'érosion des remblais restituera la synthèse actuelle de l'état de l'art. Il testera les nouvelles méthodes pour contribuer à leur qualification. Une autre tendance sera de trouver des dispositifs constructifs économiques pour protéger les barrages en terre de la submersion.

5. CONCLUSION

La justification actuelle des ouvrages peut s'appuyer sur des outils numériques avancés. Néanmoins, les outils les plus rapides ont la préférence des ingénieurs. Ils exigent alors une connaissance de leur domaine d'application, à garder en mémoire ou à réévaluer. Cette tâche est exigeante, alors que sera la justification aux situations extrêmes, si ce n'est une quête minutieuse et ambitieuse qui demandera une coordination collective de la profession pour faire le retour d'expérience de nombreux et scrupuleux tests en phases expérimentale et probatoire ?

REMERCIEMENTS

La profession est redevable à tous les organismes qui ont soutenu la recherche de l'amélioration des techniques et des méthodes de justification au fil des décennies, que ce soit des sociétés privées comme Coyne et Bellier, Sogreah, ISL, des entreprises comme EDF, des centres de recherches comme IRSTEA ou des associations comme l'IREX et des organismes publics comme l'ANR. Que leurs efforts perdurent et ouvrent de nouvelles possibilités de développement aux chercheurs tout en renforçant la compétence de notre profession et sa crédibilité auprès de la société civile.

RÉFÉRENCES ET CITATIONS

- [1] Décret n° 2007-1735 du 11 décembre 2007 relatif à la sécurité des ouvrages hydrauliques et au comité technique permanent des barrages et des ouvrages hydrauliques et modifiant le code de l'environnement
- [2] Arrêté du 6 août 2018 (JO du 29/08/2018) fixant les prescriptions techniques relatives à la sécurité des barrages
- [3] Recommandations pour la justification de la stabilité des barrages et des digues en remblai. Version approuvée en Commission Exécutive du CFBR le 9 octobre 2015
- [4] CIGB (2017). L'érosion interne dans les digues, barrages existants et leurs fondations. Bulletin technique n°164.
- [5] IREX ERINOH. Erosion Interne dans les Ouvrages Hydrauliques. Volume 1 : Méthodologie de caractérisation expérimentale (2015). Volume 2 : Méthodologie de reconnaissance et de diagnostic de l'érosion interne des ouvrages hydrauliques en remblai (2013). Volume 3 : guide ingénierie (2019). Presse des Ponts.
- [6] CFBR (2021 ?) Recommandations pour la justification de la tenue à l'érosion des barrages et des digues fluviales en remblai. CFBR (version en cours d'élaboration)
- [7] CFBR (2016) Sûreté et enjeux des barrages. Colloque technique CFBR des 23-24 novembre 2016.
- [8] CIGB (1994). Logiciels de calcul des barrages. Validation. Bulletin CIGB 94. 1994.
- [9] CIGB (1988). Critères de projet des barrages. Philosophie du choix. Bulletin technique 61. 1988.
- [10] CIGB (1987). Calcul et conception des barrages par les méthodes des éléments finis. Bulletin technique 30a 1987
- [11] CIGB (1986). Méthodes de calcul sismique pour les barrages : état de la question. Bulletin technique 52. 1986.
- [12] CIGB (1987). Calcul statique des barrages en remblai : état de la question. Bulletin technique 53. 1986.
- [13] CIGB (2001). Procédures de calcul des barrages – Fiabilité et applicabilité » Bulletin technique 122
- [14] CIGB (2013). Du bon usage des modèles numériques dans le domaine des barrages. Recommandations. Bulletin technique 155.2013.
- [15] J. Salençon (1983). Calcul à la rupture et analyse limite. Cours de calcul des structures anélastiques 366 pages, parution le 15/04/1983; Presse Ponts et chaussées
- [16] CIGB (1995). Rupture de barrages analyse statistique. Bulletin technique 99.
- [17] M.T. Van Genuchten (1980). A closed form for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils. Soils Sci. Am. Soc., (44):892-898.
- [18] J-M. Lejeune et J-J Fry Guide de recommandations TerreDurable. Partie 2 Retour d'expérience barrages en sols fins. Editions Ponts.
- [19] E. Alonso (2008) Comportement des barrages fondés sur des argiles fortement consolidées. Rupture de la digue d'Aznacollar. Revue Française Géotechnique N°126-127.
- [20] K. UENO, Y. MOHRI, T. TANAKA, F. TATSUOKA (2015). Effect of initial shear stress on strength reduction of compacted soil during undrained cyclic loading. Q 96. R 23. 25° Congrès des grands barrages Stavanger, Juin 2015
- [21] S.K.Sarma (1979) Stability Analysis of Embankments and slopes. Journal of the geotechnical Engineering Division. GT12 Dec 1979. pp1511-1524.
- [22] SERRATRICE J. F. (2016) Instabilité post-sismique des digues. Une approche en déplacements. Revue Paralia, Volume 9 (2016) pp n01.1-n01.18
- [23] A. Modaressi et J-J Fry (2001). Chapitre 7. Barrages et remblais. Mécanique des sols non saturés. Hermès. Coussi et Fleureau éditeurs.

- [24] P. Mestat (2003). Validation des logiciels. Groupe de travail «Modélisation numérique». Exposé CFMS 3 avril 2003.
- [25] A. Nanda, P. Delage, N. Nedjat, J-J Fry et B. Gatmiri (2003) Evaluation de la sécurité des remblais en cours de construction; le code UDAM.RFG N°62.
- [26] Laigle (2004) Modèle conceptuel pour le développement de lois de comportement adaptées à la conception des ouvrages souterrains. Thèse de Doctorat. Ecole Centrale de Lyon.
- [27] Davidovici (1985) Traité de Génie Parasismique. Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.
- [28] MEDDTL (2014) Guide « Risque sismique et sécurité des Ouvrages Hydrauliques ». MEDDTL-DGPR
- [29] C. Fauchard et P. Mériaux (2004) Méthodes géophysiques et géotechniques pour le diagnostic des digues de protection contre les crues. Edition Quae
- [30] SESAME (2004) Guidelines for the implementation of the H/V spectral ratio technique on ambient vibrations measurements, processing and interpretation. SESAME European research project. WP12 – Deliverable D23.12. European Commission – Research General Directorate. Project No. EVG1-CT-2000-0002
- [31] J-J Fry & N. Matsumoto ed. (2018) Validation of numerical analysis of dams and their equipment. ICOLD Volume 1. CRC Press.
- [32] J. Duriez, É. Vincens (2015) Constitutive modelling of cohesionless soils and interfaces with various internal states: An elasto-plastic approach. Computers and Geotechnics, Elsevier, 2015, 63, pp.33 -45.
- [33] M.E. Hynes-Griffin, A.G. Franklin (1984) Rationalizing the seismic coefficient method.US-CE. Miscellaneous paper GL-84-13.
- [34] C. Durand (2018). Stabilité des digues sous chargement sismique : vers une nouvelle génération de méthodes simplifiées. Université Grenoble Alpes.
- [35] S.C. Olson (2006). Liquefaction analysis of Duncan dam using strength ratios.Can Geotech. J.43. pp.484-499.
- [36] CIGB (1998). Neotectonique et barrages: recommandations et exemples. Bulletin CIGB 112.
- [37] L. Mejia, D. Macfarlane, S. Read, and J. Walker(2005). Seismic criteria for safety evaluation of aviemore dam. Proceedings of United States Society on Dams (USSD) Annual Meeting and Conference, Salt Lake City, Utah, June.
- [38] F. Bransby, A. El Nahas, S. Nagaoka, M. Davies (2005). The interaction of normal fault ruptures and shallow foundations. Centrifuge modelling. EU project QUAKER. Contract number: EVG1-CT-2002-00064
- [39] M. Wieland, R.P. Brenner and A. Bozovic (2008). potentially active faults in the foundations of large dams part ii: design aspects of dams to resist fault movements. The 14th World Conference on Earthquake Engineering October 12-17, 2008, Beijing, China
- [40] L. Mejia,E. Dawson, R. Arulnathan,M. De Puy (2015) Analysis of ship grounding for dams of the panama canal expansion project. Proceedings of USSD Annual Meeting and Conference, Louisville, Kentucky, April 2015.
- [41] J-J Fry, O.Rossa, G.Auvinet (1988). Approche probabiliste de la stabilité des remblais argileux, Colloque CFBR.
- [42] A. MOUYEAUX (2017) Analyse par éléments finis stochastiques de la fiabilité des barrages en remblai vis-à-vis du risque de glissement. THÈSE Soutenue le 31 janvier 2017 N° d'ordre: D.U. 2791 EDSPI : 789 Université Clermont Auvergne Ecole doctorale Sciences pour l'ingénieur de Clermont-Ferrand.
- [43] Zhang L., Pend M., Chang D., Xu Y. (2016), Dam Failure Mechanisms and Risk Assessment, Wiley, 499 p.
- [44] CIGB (1994) Barrages en remblai. Filtres granulaires. Synthèse et recommandations. Bulletin CIGB 95.
- [45] CFBR (1997). Erosion interne - Typologie, détection et réparation. Bulletin CFBR n°6
- [46] CFBR (1994). Les crues de projet de barrages – Méthode du gradex.

- [47] CFBR (2006). Valeurs rares et extrêmes de précipitations et débits pour une meilleur maîtrise des risques. Lyon 15 et 16 mars 2006
- [48] CFBR (2009). Dimensionnement et fonctionnement des évacuateurs de crue. Colloque CFBR-SHF des 20 et 21 janvier 2009 Paris.
- [49] CFBR (2013). Recommandations pour le dimensionnement des évacuateurs de crues de barrages ; Groupe de travail CFBR « Dimensionnement des évacuateurs de crues de barrages » Juin 2013.
- [50] CIGB (1992a) Choix de la crue de projet – Méthodes courantes, Bulletin technique 82.
- [51] CIGB (2011), Etude d'onde rupture de barrage, Synthèse et recommandations. Bulletin technique 111, 1998.
- [52] Courivaud J.-R., Lempérière F., Fry J.-J. (2006), A new analysis of embankment dam failures by overtopping. 22^{ème} Congrès International de la CIGB, Barcelone, 16-23 juin 2006, Q. 86 – R. 66
- [53] IRSTEA (2018) CASTORDIGUE. Calcul Simplifié pour le Traitement des Ondes de Rupture de digue.
- [54] M.W. Morris, M.A.A.M. Hassan, T.L. Wahl, R.D. Tejral, G.J. Hanson, D.M. Temple (2013) Evaluation and Development of Physically Based Embankment Breach Models
- [55] CIGB (1997) Coût de la maîtrise des crues dans les barrages – Synthèse et recommandations, Bulletin technique 108.
- [56] CIGB (2003). Barrages et crues. Recommandations et études de cas. Bulletin technique 125.
- [57] CIGB (2006) Role des barrages dans la lutte contre les crues – Une revue. Bulletin technique 131.
- [58] CIGB (2010) Rapport sur le passage sécurisé des crues extrêmes. Bulletin technique 142.
- [59] CIGB (2013) Gestion intégrée du risque crue. Bulletin technique 156.
- [60] Youd TL, Noble SK. Magnitude scaling factors. In: Proceedings of NCEER workshop on evaluation of liquefaction resistance of soils, Nat Ctr For Earthquake Engrg Res, State Univ of New York at Buffalo; 1997. p. 149–65.
- [61] K. Onder Cetin, Raymond B. Seed, Robert E. Kayen, Robb E.S. Moss, H. Tolga Bilge, Makbule Ilgac, Khaled Chowdhury (2019) Examination of differences between three SPT-based seismic soil liquefaction triggering relationships. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 113 (2018) 75–86
- [62] Khaled Chowdhury, Raymond B. Seed, Vlad Perlea, Michael Beaty, Fenggang Ma, George Hu (2019) Lessons Learned from Re-Evaluation of the Upper and Lower San Fernando Dams Using Current State of Practice in Numerical Modeling. USSD conference.
- [63] Kteich, Z., Labbé, P., Javelaud, E., Semblat, J.-F., Bennabi, A. (2019). Extended equivalent linear model (X-ELM) to assess liquefaction triggering: Application to the City of Urayasu during the 2011 Tohoku earthquake. *Soils and Foundations*, 59(3) : 750-763.
- [64] Hujeux JC. (1979). Calcul numérique de problèmes de consolidation élastoplastique. *Thèse de doctorat de l'Ecole Centrale Paris*.
- [65] Martin, GR., Finn, WDL. and Seed, HB. (1975). Fundamentals of Liquefaction Under Cyclic Loading. *Journal of the Geotechnical Eng. Division, ASCE*, Vol. 101, No. GT5.
- [66] Byrne, PM. (1991). A Cyclic Shear-Volume Coupling and Pore Pressure Model for Sand. *Int. Conf. on Recent Advances in Geotech. Earthq. Engineering and Soil Dynamics*, <https://scholarsmine.mst.edu/icrageesd/02icrageesd/session01/1>
- [67] Thu Nga Le (2006) Modélisations du comportement des barrages en terre sous séismes Thèse de l'Institut National Polytechnique de Grenoble.
- [68] Tatsuoka F., Tanaka T., Ueno K., Duttine A., Mohri Y. (2018). Soil properties and seismic stability of old and new Fujinuma dams. *Proc. Int. Symp. on Qualification of dynamic analyses of dams and their equipment*, Saint-Malo, France (eds. Fry, J.-J. & Matsumoto, N.), 119-170.