Recommandations pour la justification de la stabilité des barrages poids

Recommendations for the justification of the stability of gravity dams



Edition Cfbr - 2017 www.barrages-cfbr.eu

Recommandations pour la justification de la stabilité des barrages poids Recommendations for the justification of the stability of gravity dams ISBN 979-10-96371-03-7 – dépôt légal 1^{er} trimestre 2017



Cette œuvre est mise à disposition selon les termes de la Licence Creative Commons Attribution - Pas d'Utilisation Commerciale – Pas de Modification 3.0 France. Pour accéder à une copie de cette licence, merci de vous rendre à l'adresse suivante https://creativecommons.org/licenses/by-nc-nd/3.0/fr.

En couverture : Barrage de Sarrans © *EDF – Benoit BLANCHER* Les recommandations pour la justification de la stabilité des barrage-poids, approuvées par la commission exécutive du CFBR et éditées par le CFBR, ont été élaborées par un groupe de travail ad-hoc.

Ce document propose une version française des recommandations (pages 2 à 117) suivie de sa <u>traduction en anglais</u> (pages 119 et suivantes).

The guidelines for the justification of the stability of gravity dams, approved by the FrCOLD Executive Commission and published by CFBR were developed by an ad hoc working group.

This document proposes a French version of the guidelines (pages 2 to 117) followed by its <u>English</u> <u>translation</u> (pages 119 and following).

Avant-Propos

Ce document a été rédigé par un groupe de travail du Comité Français des Barrages et Réservoirs (CFBR) qui a mené cette tâche sur la période de janvier 2011 à juin 2012. Il est issu d'une première version à caractère provisoire datée de janvier 2006 et du retour d'expérience de la mise en œuvre de cette première version. Il a été validé par la Commission Exécutive du CFBR lors de sa séance du 12 octobre 2012. Comme tout document de recommandations techniques, il pourra faire l'objet de mises à jour à des pas de temps réguliers, en fonction des besoins et du retour d'expérience de la profession.

Il est cohérent avec d'autres documents récemment publiés par le CFBR et le MEDDTL :

- CFBR, 2010. Recommandations pour la justification de la stabilité des barrages et digues en remblai – Recommandations provisoires, juin 2010, 114p.
- MEDDTL, 2010. Risque sismique et sécurité des ouvrages hydrauliques, novembre 2010, 279p.
- CFBR, 2012. Recommandations pour le dimensionnement des évacuateurs de crues de barrages, à paraître prochainement.

Les membres qui ont contribué à ce groupe de travail :

- Stéphan Aigouy (BETCGB)
- Eric Vuillermet (BRL-i)
- Mathieu Ferrière (CNR)
- Daniel Loudière (CTPBOH)
- Frédéric Laugier (EDF-CIH), Jean-Luc Perriollat (EDF-DPIH) et Guilhem Devèze (EDF-TEGG)
- Céline Bourgeois (ENSE³)
- Bernard Couturier (ENSE³, expert consultant)
- Luc Deroo (ISL)
- Paul Royet et Laurent Peyras (Irstea)
- Jean-Pierre Bécue (SAFEGE)
- Pierre Agresti et Xavier Ducos (ARTELIA)
- Etienne Frossard (Tractebel Engineering Coyne & Bellier)

Paul Royet et Laurent Peyras (Irstea) ont assuré l'animation du groupe de travail.

Mandat du groupe de travail (tel qu'approuvé par la CE du 26 janvier 2011)

1/ faire un bilan de l'application du document CFBR 2006 ;

2/ mettre à jour ce document pour aboutir à des recommandations définitives pour la justification de la stabilité ;

3/ veiller à la cohérence par rapport aux productions des autres GT mentionnés plus haut (remblais, séismes et crues) et par rapport à la nouvelle réglementation sur la sécurité des ouvrages hydrauliques.

Les ouvrages entrant dans le champ d'application du document sont les barrages-poids, c'est-à-dire les barrages dont la résistance est assurée essentiellement par la mobilisation de leur poids propre. Les barrages mobiles sont traités dans ce document. D'autres justifications peuvent être nécessaires pour certains ouvrages poids spécifiques tels que les barrages soumis au risque torrentiel (barrages RTM).

Retour d'expérience de la première version des recommandations CFBR 2006

Le Comité Français des Barrages et des Réservoirs avait décidé en 2004 de rédiger des recommandations pour la justification des barrages-poids en partant du double constat que les pratiques françaises en matière de justification de ces barrages étaient hétérogènes et que les publications professionnelles disponibles présentaient également des différences sensibles entre elles. Un premier document a été produit en janvier 2006. Ce document avait un caractère provisoire et le CFBR avait convenu d'une période probatoire de quelques années, pour tirer parti du retour d'expérience de son application.

La première tâche entreprise par le groupe de travail constitué fin 2010 a donc été de partager le retour d'expérience de la mise en pratique de ces recommandations provisoires au sein des différents organismes concernés.

Même si certains bureaux d'études ont appliqué le document dès sa parution, ce n'est que récemment que se sont généralisées l'adoption et l'utilisation des recommandations CFBR 2006 par l'ensemble de la profession.

Les utilisateurs en retirent un sentiment général de satisfaction et soulignent :

- la clarté, l'homogénéité et la rigueur apportées par la démarche de justification aux états-limites ;
- la définition claire des situations de projet ;
- l'intérêt de la notion de valeur caractéristique des résistances et de la démarche de justification ;
- leur accord sur les cas de charge hydrostatique.

A la question de savoir si les recommandations CFBR 2006 ont un caractère plus ou moins sécuritaire que les diverses pratiques antérieures, les utilisateurs ont du mal à se prononcer, ce qui reflète probablement une conservation globale des niveaux de sécurité par rapport à ces pratiques antérieures.

SOMMAIRE

SOMMAIRE	4
Introduction	6
Pourquoi des recommandations pour la justification des barrages-poids ?	6
Les barrages et les Eurocodes	6
Domaine d'application des recommandations	7
Démarche générale de la justification de la stabilité des barrages-poids	7
Etude de sensibilité	10
1. Situations de projet, actions et combinaisons d'actions	11
 1.1. Situations de projet	11 12 13 14 15 oraire 16 17 18 18 24 24
1.2.4. Autres actions particulières	36
 1.3.1. Notations 1.3.2. Combinaison quasi-permanente 1.3.3. Combinaisons rares	36 37 37 38 ières 39
2. Données relatives à la résistance des matériaux de la fondation et du corps du barrage	40
 2.1. Valeurs caractéristiques 2.1.1. Principes généraux de détermination 2.1.2. Application aux barrages-poids 	40 40 41
 2.2. Données relatives à la résistance des matériaux de fondation 2.2.1. Modèle géologique de la fondation 2.2.2. Modèle mécanique de la fondation 	42 42 49
 2.3. Données relatives à la résistance de l'interface fondation-barrage	61 61 par 61 61 62 63

2.4. Données relatives à la résistance des matériaux dans le corps des barrages	
poids	66
2.4.1. Valeurs caracteristiques du beton	66
2.4.2. Valeurs caractéristiques de bétons de masse à gros agrégats et bé	étons
cyclopéens	71
3. Justification de la stabilité des barrages-poids	73
3.1. Etats-limites	73
3.1.1. Définition d'un état-limite	73
3.1.2. Les états-limites de service (ELS)	73
3.1.3. Les états-limites ultimes (ELU) des barrages-poids	75
3.2. Principes de modélisation	76
3.2.1. Les approches de modélisation de l'état de contrainte	76
3.2.2. Modèle simplifié	76
3.2.3. Modélisation aux éléments finis	77
3.2.4. Definition des suffaces de rupture potentielles	۲۵
3.2.6 Modélisation de l'état-limite de résistance à l'effort tranchant	00
3.2.7. Modélisation de la résistance à la compression	81
2.2 L'état limite d'avtancian des fissures	00
3.3. L'etat-limite d'extension des fissures	oz
3.3.2. Coefficients partiels	83
3.4 L'état-limite de résistance à l'effort tranchant	84
3.4.1. Condition d'état-limite de résistance à l'effort tranchant	84
3.4.2. Coefficients partiels	84
3.5. L'état-limite de résistance à la compression	85
3.5.1. Condition d'état-limite de résistance à la compression	85
3.5.2. Coefficients partiels	85
3.6. L'état-limite ultime de portance de la fondation	86
3.7. L'état-limite de flottaison	87
3.8. L'état-limite d'érosion de la fondation par surverse	88
3.8.1. Formules empiriques classiques	88
3.8.2. Approches plus récentes	89
3.9. Précautions particulières pour les plots de rive	89
Bibliographie :	90
Annexe n°1 : Axes de recherche et développement	92
Annexe n°2 : analyse des ruptures de barrages-poids	93
Annexe n°3 : Synthèse des approches développées par G.W. Annandale et E. Bollaert	
pour l'étude de l'Etat-limite d'érosion de la fondation par surverse	116

Introduction

Pourquoi des recommandations pour la justification des barragespoids ?

Le Comité Français des Barrages et des Réservoirs – CFBR - a décidé de rédiger ces recommandations en partant du double constat que les pratiques françaises en matière de justification des barrages-poids étaient hétérogènes et que les publications professionnelles disponibles présentaient également des différences sensibles entre elles. Le présent document propose donc d'harmoniser les pratiques sous forme de recommandations pour la justification de la stabilité des barrages-poids en France.

Ces recommandations adoptent le format des méthodes semi-probabilistes aux états-limites, à l'instar des Eurocodes qui constituent un référentiel standard bien adapté pour une harmonisation des pratiques. Cette présentation a l'avantage d'être utilisée dans de nombreux règlements du génie civil.

Ce document bénéficie du retour d'expérience de l'application des recommandations provisoires du CFBR 2006. Il s'insère dans un ensemble cohérent de recommandations professionnelles concernant les barrages et les digues :

- CFBR, 2010. Recommandations pour la justification de la stabilité des barrages et digues en remblai – Recommandations provisoires, juin 2010, 114p.
- MEDDTL, 2010. Risque sismique et sécurité des ouvrages hydrauliques Rapport du groupe de travail, novembre 2010, 279p.
- CFBR, 2012. Recommandations pour le dimensionnement des évacuateurs de crues de barrages, à paraitre.

Les barrages et les Eurocodes

Les Eurocodes structuraux (EN 1990 à 1999) sont un ensemble de normes européennes destinées à proposer un cadre commun pour la conception structurale des bâtiments et des ouvrages de génie civil, couvrant les aspects géotechniques, les situations sismiques, l'exécution et les structures provisoires. Ces normes ont progressivement été transposées en normes nationales : NF EN 1990 à NF EN 1999 pour la France.

Pour ce qui relève de l'application de ces textes au domaine des barrages, la norme NF EN 1990 « Bases de calcul des structures » indique dans son introduction (article 1.1. - Domaine d'application) que, pour le calcul d'ouvrages spéciaux (par exemple installations nucléaires, barrages, etc.), d'autres dispositions que celles des EN 1990 à 1999 peuvent être nécessaires. De son côté, la norme NF EN 1997-1 « Eurocode 7 : Calcul géotechnique – Partie 1 : Règles générales» précise que les dispositions de la norme s'appliquent aux remblais de petits barrages et d'infrastructures (section 12 - article 12.1), sachant que la notion de « petits barrages » n'est pas définie dans l'Eurocode 7.

Dans ce contexte, même si aucun des Eurocodes n'est explicitement destiné à justifier des ouvrages massifs en béton, les présentes recommandations reprennent le format général des Eurocodes (situations de projets et actions, valeurs caractéristiques des résistances et coefficients partiels de pondération, états-limites et conditions d'état-limite) et proposent leurs propres jeux de coefficients partiels.

D'autres recommandations professionnelles spécialisées ont adopté une démarche analogue, à l'instar de [Rosa, 2000] destiné au calcul aux états-limites des ouvrages en site aquatique.

Ce format de justifications est homogène avec celui d'autres documents récemment publiés ou en cours de publication par le CFBR et le MEDDTL, listés au paragraphe précédent.

Domaine d'application des recommandations

Ces recommandations s'appliquent à la justification de la stabilité des barrages-poids dans le contexte français. Ce document est destiné à être utilisé dans le cadre de la justification d'ouvrages neufs et du diagnostic et du confortement d'ouvrages en service. Pour les ouvrages en service, on tient compte de l'historique de l'ouvrage et des données disponibles : données de chantier, résultats de l'auscultation, essais, etc.

Les barrages dont il est question sont des barrages sur fondation rocheuse (de bonne ou de mauvaise qualité). Les barrages-poids (ou les digues de type mur poids) construits sur des fondations meubles nécessitent d'autres justifications. Ainsi, le document ne traite pas les mécanismes liés au tassement différentiel et à l'érosion interne.

Les barrages mobiles en rivière (BMR) relèvent globalement, et en l'absence de recommandation technique spécifique, du champ d'application de ce document. Cependant, l'utilisation des présentes recommandations pour les BMR requiert une attention particulière de la part de l'ingénieur et une adaptation au cas par cas des différentes sollicitations et modes de calcul.

Pour certains ouvrages poids spécifiques, d'autres dispositions que celles des présentes recommandations peuvent être nécessaires. Notamment les barrages établis pour la correction des torrents de montagne (dénommés souvent barrages RTM) sont soumis à des actions non décrites dans le présent document (laves torrentielles, écoulements hyper concentrés, etc.). Il en est de même pour les digues de type mur-poids soumises aux actions de la mer (houle, déferlement, etc.).

En ce qui concerne la justification vis-à-vis de l'aléa sismique, les barrages-poids doivent faire l'objet de vérifications selon des méthodes qui sont évoquées, mais non détaillées, dans ce document (§ 1.2.3). Pour tous les détails utiles à de telles vérifications, on se reportera au document cité plus haut, traitant spécifiquement de ce sujet.

Démarche générale de la justification de la stabilité des barrages-poids

Dans ces recommandations, on examine successivement : les situations de projet, les actions et leurs combinaisons, les résistances des matériaux, les états-limites et les conditions d'état-limite (Fig. 0.1).

Les <u>situations de projet</u> (partie 1) sont classées en plusieurs catégories différenciées par l'intervalle de temps pendant lequel les distributions de toutes les données (actions, résistances) sont considérées comme constantes :

- les situations normales d'exploitation. Elles se réfèrent aux conditions d'exploitation normale de l'ouvrage ;
- les situations transitoires ou rares. Elles se réfèrent à des conditions temporaires de fonctionnement ou à des probabilités d'occurrence assez élevées sur la durée de vie de l'ouvrage;
- les situations accidentelles. Elles se réfèrent à des conditions extrêmes applicables à l'ouvrage ou à des probabilités d'occurrence faibles sur la durée de vie de l'ouvrage;

- les situations de crues, qu'il est apparu nécessaire d'introduire de façon spécifique, vu leur importance s'agissant d'ouvrages hydrauliques. Ces situations comprennent elles-mêmes trois sous-catégories :
 - les situations rares de crue (dédiées à la justification des barrages écrêteurs de crue),
 - les *situations exceptionnelles de crue* (correspondant à l'atteinte de la cote des Plus Hautes Eaux PHE),
 - les situations extrêmes de crue (au-delà de laquelle l'intégrité de l'ouvrage ne serait plus assurée).



Figure 0.1 : Démarche de la justification de la stabilité des barrages-poids

Les actions sont réparties en trois catégories :

- les actions permanentes : le poids propre de la structure, l'action d'une recharge aval, l'action de tirants précontraints ;
- les actions variables de l'eau ;
- l'action accidentelle sismique.

Les actions permanentes sont prises en compte dans les calculs à partir de leur valeur caractéristique : celle-ci correspond à une estimation prudente de l'intensité de l'action et intègre donc une marge de sécurité sur l'intensité des actions permanentes. Pour les actions *variables de l'eau*, les valeurs représentatives sont choisies directement dans les différentes situations de projet en examinant les niveaux de remplissage de la retenue et les intensités qui en résultent. Enfin, *l'acti*on accidentelle sismique est définie en fonction du séisme de projet examiné.

Les <u>combinaisons d'actions</u> sont regroupées en trois catégories qui vont permettre de définir le jeu de coefficients partiels qui leur est associé :

- combinaison quasi-permanente ;
- combinaisons rares ;
- combinaisons extrêmes.

Les propriétés de <u>résistance des matériaux</u> (partie 2) sont prises en compte dans les calculs à partir de leur *valeur caractéristique* : celle-ci correspond à une estimation prudente de la valeur de la résistance du matériau et intègre donc une partie de la sécurité sur les valeurs des résistances. Dans les Eurocodes, cette prudence dans l'estimation des paramètres est prise en compte par un fractile à 95% (ou 5% selon le caractère favorable ou défavorable) de la loi de distribution de la résistance considérée.

L'évaluation des résultats d'essais par des méthodes statistiques peut être réalisée lorsque les données statistiques proviennent de populations identifiées suffisamment homogènes et qu'un nombre suffisant d'observations est disponible. Pour cela, il convient de prendre en compte la variabilité spatiale des paramètres, la dispersion des données d'essais et l'incertitude statistique associée au nombre d'essais.

Dans le domaine des ouvrages hydrauliques, l'utilisation des statistiques n'est pas toujours possible. Le cas échéant, l'estimation prudente fait alors appel au jugement de l'expert, à partir des résultats d'essais disponibles ou à partir de valeurs guides issues de la littérature, et la valeur caractéristique correspond alors à une estimation experte prudente de la valeur de la résistance du matériau.

La formalisation **des propriétés de résistance des matériaux de fondation** en vue de la justification d'un barrage-poids comprend les deux étapes suivantes :

- le modèle géologique dont les objectifs sont de fournir les informations nécessaires pour juger de la qualité de fondation de l'ouvrage projeté : son étanchéité, sa résistance et les risques de tassements différentiels et d'érosion interne dans le massif rocheux ;
- le modèle mécanique de la fondation dont l'objectif est de définir un cadre de représentation des propriétés de résistance et de déformabilité de la fondation, de manière à évaluer son comportement et sa sécurité vis-à-vis des différents étatslimites à considérer.

Enfin, on justifie la stabilité des barrages-poids pour différents <u>états-limites</u>, c'est-à-dire pour différents phénomènes préjudiciables contre lesquels on cherche à se prémunir :

- le défaut de résistance à l'effort tranchant ;
- *l'extension des fissures*;
- le défaut de résistance à la compression.

Certains ouvrages particuliers nécessitent la justification d'états-limites complémentaires, comme :

- l'état-limite de portance de la fondation ;
- l'état-limite de résistance à la flottaison ;
- l'état-limite d'érosion de la fondation par surverse.

Pour chaque état-limite, on écrit la condition d'état-limite (partie 3), qui fait intervenir :

- les actions, prises en compte au moyen des valeurs caractéristiques pour les actions permanentes et au moyen des valeurs représentatives correspondant aux situations de projet pour les actions de l'eau ;
- les propriétés de résistance, prises en compte au moyen des valeurs caractéristiques. Chaque valeur caractéristique est pondérée par un coefficient partiel noté γ_m prenant en charge l'incertitude pesant sur la connaissance de la propriété. Le jeu de coefficients partiels adopté introduit une différentiation selon les situations de projet ;
- le coefficient de modèle, s'appliquant de façon conventionnelle du côté du terme moteur de la condition d'état-limite. Le coefficient de modèle noté γ_d prend en charge toutes les incertitudes ne relevant pas de la connaissance des propriétés de résistance, en particulier les incertitudes relatives au modèle hydraulique et au modèle d'état-limite. En pratique, les coefficients de modèle ont été obtenus par calibration conventionnelle, le principe consistant à rechercher la meilleure équivalence entre les niveaux de sécurité de la méthode semi-probabiliste proposée et ceux résultant des pratiques traditionnelles déterministes, de manière à s'éloigner le moins possible en moyenne des dimensionnements classiques. Ainsi, le coefficient de modèle joue le rôle d'ajustement entre les critères déterministe et semi-probabiliste.

Etude de sensibilité

On recommande de procéder à des calculs de sensibilité portant sur les paramètres clés. Cela vaut en particulier pour la résistance de la fondation et de l'interface, les sous-pressions et les pendages des plans de faiblesse. Cette démarche permet de mettre en évidence les paramètres prépondérants et de tenir compte des effets de seuils, ce qui est un avantage important que ne permet pas la seule utilisation de coefficients de sécurité.

1. Situations de projet, actions et combinaisons d'actions

1.1. Situations de projet

1.1.1. Généralités

Les situations de projet modélisent un ensemble de conditions physiques représentant les conditions réelles auxquelles l'ouvrage est soumis et qui se produisent au cours d'une certaine durée pendant laquelle les distributions de toutes les données (actions, résistances) sont considérées comme constantes. Elles correspondent à des chargements dans lesquels l'ouvrage est susceptible de se trouver durant sa vie : cote normale d'exploitation, crue de projet, séisme, retenue vide, défaillance particulière d'un composant de l'ouvrage, etc. Les situations de projet fixent les états-limites à justifier, selon l'ouvrage considéré.

Le concepteur définit dans les notes de calculs les situations de projet qu'il envisage pour le projet. Pour cela, il tient compte de la conception de l'ouvrage, de l'environnement auquel l'ouvrage est soumis, des conditions d'exploitation et des sollicitations hydrauliques associées, du mode de fonctionnement des installations et de la vraisemblance des situations de défaillances.

Les situations de projet précisent les spécifications détaillées à prendre en compte dans les justifications et dans la conception :

- l'environnement réglementaire, hydrogéologique, hydrologique dans lequel l'ouvrage s'inscrit, en particulier :
 - o les crues courantes, rares, exceptionnelles et extrêmes,
 - o les variations de niveau des eaux souterraines, y compris dans les versants,
 - o les conditions d'exploitation de l'ouvrage ;
- les actions :
 - o le poids propre et les éventuelles surcharges dues au trafic,
 - la poussée des sédiments,
 - o la poussée d'une recharge aval,
 - o l'action de tirants précontraints,
 - les actions de l'eau, en particulier la poussée hydrostatique amont de la retenue, la poussée hydrostatique aval et l'action des sous-pressions en fondation et dans le corps du barrage, l'action des glaces,
 - o l'action des séismes,
 - etc.;
- la description du terrain sur lequel l'ouvrage est construit :
 - o la disposition et la classification des différentes zones de fondation,
 - o le modèle géologique et géomécanique en fondation,
 - les propriétés mécaniques du corps du barrage, de l'interface barragefondation et de la fondation ;
- l'altération ou le vieillissement des matériaux du barrage et de la fondation liés au temps ou à l'environnement ;
- les défaillances technologiques particulières envisagées pour l'ouvrage.

Les situations de projet sont classées de la manière suivante :

- les *situations normales d'exploitation*. Elles se réfèrent aux conditions d'exploitation normale de l'ouvrage, et notamment hors crue ;
- les situations transitoires ou rares¹. Elles se réfèrent à des conditions temporaires de fonctionnement ou à des probabilités d'occurrence assez élevées sur la durée de vie de l'ouvrage ;
- les situations exceptionnelles. Elles se réfèrent à des conditions exceptionnelles applicables à l'ouvrage ou à des probabilités d'occurrence faibles sur la durée de vie de l'ouvrage ;
- les situations accidentelles ou extrêmes. Elles se réfèrent à des conditions extrêmes applicables à l'ouvrage ou à des probabilités d'occurrence très faibles sur la durée de vie de l'ouvrage.

Le concepteur répartit les situations de projet envisagées pour l'ouvrage dans les catégories suivantes (§1.1.2 à 1.1.6), selon les conditions d'apparition ou leur probabilité d'occurrence sur la durée de vie de l'ouvrage. Cela concerne aussi bien :

- les situations liées à l'exploitation de l'ouvrage ;
- les situations traduisant l'occurrence d'un aléa naturel : crue, séisme, glissement de terrain, avalanche, etc. ;
- les situations de défaillance technologique d'un composant ou d'un élément de l'ouvrage.

1.1.2. Situations normales d'exploitation

Pour les situations normales d'exploitation, les conditions de stabilité doivent être assurées avec une marge de sécurité importante qui se traduit dans les jeux de coefficients partiels détaillés au chapitre 3.

Les principales situations normales d'exploitation considérées sont données ci-après et servent de guide pour le concepteur :

Situation normale d'exploitation 1 : pour les barrages en eau

La situation normale d'exploitation correspond à la cote atteinte dans la retenue pour la cote normale d'exploitation (cote RN – Retenue Normale). Le régime permanent est supposé établi avec un champ de sous-pressions obtenu pour la cote normale d'exploitation.

Cette situation de projet couvre les niveaux hydrostatiques amont autorisés pour l'ouvrage en exploitation courante, niveaux compris entre le niveau minimum et le niveau normal d'exploitation autorisé.

Dans cette situation normale d'exploitation, on ne sait pas a priori si c'est le niveau aval inférieur ou le niveau aval supérieur qui dimensionne :

- le niveau inférieur est dimensionnant pour le calcul de la poussée aval ;
- le niveau supérieur est dimensionnant pour le calcul des sous-pressions.

On est alors parfois amené à considérer deux situations normales d'exploitation pour le niveau de la retenue à la cote RN correspondant à deux différents niveaux hydrostatiques aval.

¹ On propose la nuance suivante entre transitoire et rare : une situation transitoire est une situation de courte durée (au regard de la durée de vie de l'ouvrage) dont la survenue est quasiment certaine pendant la vie de l'ouvrage (fin de construction, vidange), alors qu'une situation rare est une situation dont la probabilité d'occurrence est assez élevée (sans pour autant être égale ou proche de 1) pendant la vie de l'ouvrage.

Situation normale d'exploitation 2 : pour les barrages écrêteurs de crues

On prend généralement en compte la retenue vide.

<u>Situation normale d'exploitation 3</u> : les barrages à marnage fort et fréquent

Pour les barrages dont la retenue est vidangée ou remplie très fréquemment (à l'instar de certains barrages hydroélectriques remplis la nuit et vidés le jour), il est loisible de considérer deux situations normales d'exploitation : i) la retenue pleine et ii) la retenue en vidange rapide.

1.1.3. Situations transitoires ou rares²

Pour les situations transitoires et rares, les conditions de stabilité doivent être assurées avec une marge de sécurité significative qui se traduit dans les jeux de coefficients partiels détaillés au chapitre 3.

Les principales situations transitoires ou rares considérées sont données ci-après et servent de guide pour le concepteur :

Situation transitoire en fin de construction et situation transitoire de vidange

Il peut s'agir des situations les plus sévères pour l'état-limite de résistance à la compression du corps du barrage et de l'interface. On considère la vidange du barrage comme une situation transitoire (à l'exception des barrages écrêteurs de crues). Cette situation transitoire couvre en général tous les niveaux représentatifs de la retenue situés entre la vidange totale et le niveau minimal autorisé d'exploitation normale.

Situation rare sismique SBE (séisme de base d'exploitation)

Dans la zone de sismicité 5 et pour les barrages-poids de classe A, on considère un Séisme de Base d'Exploitation (SBE). Le SBE peut aussi être pris en considération pour la vérification de la résistance des vannes sur les barrages mobiles. Au cours et après le SBE, l'ouvrage doit conserver un état de fonctionnement totalement satisfaisant.

Situation normale ou rare de la poussée de la glace

Le type de situation (normale ou rare) correspondant à l'action de la poussée de la glace est déterminé par le projeteur selon les conditions d'exploitation du barrage et sa localisation géographique.

Pour les barrages de plaine, le phénomène est relativement peu fréquent. Des analyses historiques montrent que ce phénomène a pu cependant se produire quelques fois sur les 100 dernières années.

Une attention plus particulière est portée aux barrages de moyenne altitude (altitude supérieure à 600 à 700 m, pour laquelle ce phénomène est relativement fréquent), ainsi que pour les barrages de montagne pour lesquels la glaciation de la retenue est, chaque hiver, quasi-systématique et sur des durées de plusieurs mois.

La nécessité de prendre en compte cette action est évaluée localement en fonction :

- des événements météorologiques connus ;
- des conditions d'exploitation de l'ouvrage afin d'apprécier si la présence de glace en permanence au contact de l'ouvrage est envisageable (marnage, exploitation à cote basse en hiver, ...);
- de l'existence d'installations visant à limiter la poussée de la glace sur les structures (dispositifs de chauffage, circulation forcée d'eau par bulles d'air, ...) ;
- de la capacité de déformation de l'ouvrage qui diminue la poussée de la glace.

² Voir note de bas de page précédente

Sauf cas particulier, l'action de la glace est prise en compte avec un niveau de retenue à RN.

1.1.4. Situations de crue

Trois situations de projet liées aux crues que l'ouvrage est susceptible de subir durant sa vie sont à considérer.

Situation rare de crue

Cette situation de projet concerne essentiellement les barrages écrêteurs de crues. Le projeteur peut, dans certains cas, être amené à considérer une situation rare de crue pour les barrages de stockage.

Pour un barrage écrêteur de crues normalement équipé d'un pertuis de fond et d'un déversoir de surface, on évalue le débit maximal non dommageable du cours d'eau en aval du barrage (par exemple débit de plein bord du lit mineur ou débit d'un ouvrage aval créant section de contrôle) et on dimensionne les pertuis pour délivrer au maximum ce débit. Lors des crues, il y a stockage temporaire dans la tranche d'eau de laminage et évacuation d'un débit plafonné par ces pertuis, jusqu'à atteindre la cote d'un déversoir de surface dont la fonction est d'assurer la sécurité du barrage lors des événements extrêmes. La situation rare de crue correspond donc à un niveau de remplissage atteignant la cote de protection, c'est-à-dire la cote du déversoir de surface.

La cote de protection est associée à une crue ou à une famille de crues qui, vu la présence de l'ouvrage, ne seront pas dommageables pour les enjeux en aval du barrage.

La probabilité annuelle de dépassement de la cote de protection associée à cette famille de crues est habituellement de 10⁻¹ à 10⁻² selon les enjeux à protéger, soit une période de retour de 10 à 100 ans. Le choix de la valeur de cette probabilité (ou période de retour) relève du maître d'ouvrage et répond à des considérations économiques et d'aménagement du territoire.

Pour certains barrages de stockage, le projeteur peut être amené à considérer une situation rare de crue dont la probabilité d'occurrence associée serait de l'ordre de 10⁻², soit une période de retour d'environ 100 ans.

Situation exceptionnelle de crue

Cette situation de projet concerne tous les barrages.

La situation exceptionnelle de crue conduisant à la cote des PHE peut résulter de divers événements hydrologiques, depuis la crue courte présentant un débit de pointe très élevé (donc écrêtée par la retenue) jusqu'à la crue longue présentant un débit durablement élevé (écrêtement réduit) en passant par les crues à pointes multiples (écrêtement de la première pointe, mais pas des suivantes).

La situation exceptionnelle de crue correspond à un niveau de remplissage laissant encore une revanche pour se protéger de l'effet des vagues et des irrégularités de la ligne d'eau, mais plus faible que pour la situation normale d'exploitation. Pour cette situation de crue, l'ouvrage doit répondre à tous les standards de sécurité, que ce soit sur le plan structural (résistance au cisaillement ou au glissement, résistance en fondation, résistance à l'érosion interne, résistance à l'affouillement) ou sur le plan hydraulique (marge par rapport au débordement des coursiers, ouvrages de dissipation correctement dimensionnés). On dispose donc encore de marges avant d'atteindre des états-limites de rupture.

La probabilité annuelle associée à cette situation de projet (ou son inverse, la période de retour) est définie dans les « *Recommandations pour le dimensionnement des évacuateurs de crues »*, document rédigé sous l'égide du CFBR. Dans sa version datée de juin 2012, les périodes de retour recommandées sont celles du tableau 1.1 ci-dessous.

	Barragos rigidos
	Dallayes ligiues
Α	1000 à 3000
В	1000
С	300
D	100

Tableau 1.1 – Périodes de retour des crues en situation exceptionnelle

Situation extrême de crue

Cette situation de projet est définie par l'atteinte de la cote de danger.

Cet état peut résulter soit d'une crue extrême avec un fonctionnement nominal de l'évacuateur de crues, soit d'une crue plus faible combinée avec un dysfonctionnement de l'évacuateur de crues (cf. 1.1.6).

En effet, la capacité d'évacuation des crues peut être réduite par certaines défaillances d'éléments ou de composants impliqués directement dans la sécurité des évacuateurs, ce qui amène à des niveaux hydrauliques potentiellement plus défavorables.

La probabilité annuelle associée à cette situation de projet est définie dans les « *Recommandations pour le dimensionnement des évacuateurs de crues »*, document rédigé sous l'égide du CFBR. Dans sa version datée de juin 2012, les périodes de retour recommandées sont celles du tableau 1.2 ci-dessous.

Classe du barrage	Probabilité annuelle de dépassement
A ³	10 ⁻⁵
В	3.10 ⁻⁵
С	10 ⁻⁴
D	10 ⁻³

Tableau 1.2 – Probabilités annuelles de dépassement en situation extrême

1.1.5. Situations accidentelles

Pour les situations accidentelles, les conditions de stabilité doivent être assurées avec une sécurité minimale qui se traduit dans les jeux de coefficients partiels proches ou égaux à 1, ainsi que détaillé au chapitre 3.

Les situations accidentelles peuvent être liées à l'occurrence d'aléas extérieurs (hors aléa hydrologique traité dans les situations de crue). Dans cette catégorie, la principale situation accidentelle est la situation accidentelle sismique.

Situation accidentelle sismique

Il s'agit de vérifier les conditions de stabilité de l'ouvrage sous l'action du séisme de projet. La sismicité en France métropolitaine étant faible ou modérée, on étudie une unique situation sismique accidentelle pour la justification des ouvrages hydrauliques. Elle correspond au séisme d'évaluation de sécurité - SES. Pour ce séisme, la stabilité de l'ouvrage doit être assurée et l'ouvrage ne doit pas connaître de dommages susceptibles de remettre en cause sa sécurité.

³ La classe A regroupe notamment tous les barrages dont la hauteur dépasse 20 mètres au-dessus du terrain naturel et donc avec des potentiels de dangerosité très différents. Pour les plus importants d'entre eux, une diminution de la probabilité cible n'est pas à écarter

Dans la situation accidentelle sismique, on adopte généralement, pour la sollicitation hydraulique (niveau d'eau et sous-pressions) et les paramètres géotechniques, des hypothèses analogues à celles de la situation normale d'exploitation.

<u>D'autres situations accidentelles</u> liées à des aléas extérieurs peuvent, dans certains projets, être examinées et sont citées pour mémoire :

- situation accidentelle de grand glissement de terrain ou d'effondrement de versant ;
- situation accidentelle d'avalanche ;
- situation accidentelle de seiche provoquée par un séisme ;
- situation accidentelle de choc de bateau (barrages mobiles avec écluses).

1.1.6. Autres situations de projet liées à la défaillance ou à l'indisponibilité temporaire d'un composant de l'ouvrage

Certaines défaillances ou indisponibilités d'éléments ou de composants impliqués directement dans la sécurité du barrage peuvent conduire à des situations transitoires ou rares ou à des situations accidentelles devant être spécifiquement étudiées. Parmi celles-ci, on peut citer :

- la défaillance d'une ou plusieurs vannes d'un évacuateur de crues ;
- la défaillance d'un évacuateur de surface par obstruction partielle ou totale du fait d'embâcles ;
- la défaillance du dispositif de rabattement des sous-pressions et/ou du système de drainage, y compris le cas échéant d'une pompe d'exhaure ;
- la défaillance de l'étanchéité d'un masque amont ;
- la défaillance de tirants d'ancrages (si le barrage en est doté) ;
- la combinaison du séisme de base d'exploitation (SBE) et d'une passe batardée durablement pour les barrages vannés en zone 3 et 4 ;
- la combinaison de la situation exceptionnelle de crue et d'une passe batardée durablement pour les barrages vannés ;
- etc...

Certaines de ces défaillances peuvent amener à des niveaux hydrauliques potentiellement plus défavorables que les situations précédentes.

La détermination des situations rares ou accidentelles liées aux défaillances des éléments de sécurité de l'ouvrage relève d'études spécifiques d'analyse de risques, qui fixent au cas par cas les défaillances potentielles sur un ouvrage donné et les niveaux d'eau associés dans le réservoir ou la rivière. Pour les barrages de classes A et B, les études d'analyse de risques sont intégrées dans les études de dangers.

Les études d'analyse de risques vont permettre d'estimer les probabilités de défaillance de l'élément particulier analysé (dispositif de drainage, dispositif d'évacuation des crues...) combinée au niveau d'eau dans la retenue. On évalue ainsi une probabilité d'occurrence globale rattachée à un scénario combinant simultanément la défaillance d'un composant et un niveau d'eau.

Le niveau de détail et la précision de l'étude d'analyse de risques sont adaptés à la taille et aux enjeux de l'ouvrage. Pour une première approche, on pourra se contenter d'une estimation des probabilités de défaillance à dire d'expert ou à partir de la littérature, et on limitera le nombre de situations examinées à quelques combinaisons « défaillances / niveau de retenue » jugées a priori les plus caractéristiques ou les plus défavorables. Cette première approche permet de juger de l'opportunité d'études d'analyse de risques plus complètes.

En fonction de la probabilité ainsi évaluée, la situation examinée peut être considérée comme rare (probabilité supérieure à 10⁻³ à 10⁻⁴ par an) ou comme accidentelle (probabilité inférieure à 10⁻⁴ par an).

<u>Exemple 1 - colmatage d'un système de drainage gravitaire</u> : si le système de drainage est totalement gravitaire et que les drains sont observables, cette situation de projet pourrait être classée dans la catégorie des situations accidentelles, notamment si la surveillance et l'entretien du barrage étaient perfectibles.

<u>Exemple 2 - défaillance d'une pompe d'exhaure d'un système de drainage</u> : en règle générale, une telle situation sera considérée dans la catégorie des situations transitoires ou rares.

Catégories de situations	Description		
Situation normale d'exploitation	Cote RN amont et choix de la cote aval pour le		
	barrages de stockage		
Situations transitoires ou rares	Fin de construction		
	Vidange de la retenue		
	Batardage de vanne		
	Séisme de base d'exploitation SBE (Antilles) avec retenue à la cote RN		
	Action de la glace avec retenue à la cote RN		
	Arrêt brutal de l'usine		
Situations de crue :			
 Situation rare de crue 	Cote de protection (barrages écrêteurs)		
Situation exceptionnelle de crue	Cote des PHE		
 Situation extrême de crue 	Cote de danger		
Situations accidentelles	Séisme d'évaluation de sécurité - SES		
	Glissement de versant dans la retenue		
	Avalanche exceptionnelle dans la retenue		
Situations liées à la défaillance ou à	A répartir entre situations rares/transitoires ou		
l'indisponibilité d'un composant (ou à	accidentelles selon la probabilité d'occurrence.		
des combinaisons d'événements)			

1.1.7. Récapitulatif des principales situations de projet

Tableau 1.3 : Récapitulatif des principales situations de projet

1.2. Actions

Les actions que nous détaillons ci-après se répartissent en trois catégories :

- les actions permanentes qui sont le poids propre du barrage et les charges d'exploitation, la poussée des sédiments, la poussée d'une recharge aval et l'action de tirants précontraints. Elles sont prises en compte dans les calculs à partir de leur valeur caractéristique : celle-ci correspond à une estimation prudente de l'intensité de l'action et intègre donc la sécurité sur l'intensité des actions permanentes ;
- les actions variables de l'eau : les poussées hydrostatiques amont et aval, l'action des sous-pressions et l'action de la glace. Ces actions sont évaluées dans les différentes situations de projet ;
- **l'action accidentelle sismique** qui est définie en fonction du séisme de projet et peut s'accompagner d'une évaluation spécifique des actions de l'eau.

1.2.1. Actions permanentes

1.2.1.1. Valeurs caractéristiques des actions permanentes

Les **actions permanentes** sont les actions continues ou pratiquement continues dont l'intensité est constante ou très peu variable dans le temps. Les actions permanentes sont notées **G**.

Les intensités des actions permanentes sont obtenues à partir de leur valeur caractéristique. Une valeur caractéristique G_k d'une action permanente G est une estimation prudente de l'intensité de l'action.

La valeur caractéristique d'une action peut parfois être calculée de façon statistique lorsqu'on dispose de données suffisamment nombreuses et lorsque la variabilité des paramètres entrant dans le calcul de l'action permanente est limitée. Toutefois, l'utilisation des statistiques n'est que rarement possible. L'estimation prudente fait alors appel au jugement de l'ingénieur, à partir des données disponibles ou à partir de valeurs guides issues de la littérature. La valeur caractéristique d'une action permanente correspond alors à une estimation experte prudente de la valeur de l'action.

Une action permanente G peut parfois se voir associer deux valeurs caractéristiques. En effet, selon l'état-limite ou la situation de projet considéré, l'estimation "prudente" peut correspondre à une valeur supérieure G_{k-sup} ou à une valeur inférieure G_{k-inf} .

<u>Exemple</u> : poids propre du barrage G_0 .

- c'est G_{0k-inf} qui dimensionne dans les différentes situations hydrostatiques (RN, PHE, extrême hydrostatique) par exemple pour la justification de l'état-limite de résistance à l'effort tranchant,
- c'est G_{0k-sup} qui dimensionne dans la situation de fin de construction.

1.2.1.2. Poids propre G_0

Notations :

G₀: poids propre (au ml)

γ_b : poids volumique humide des matériaux du barrage

S : surface du profil étudié

Principe de calcul :

De façon générale, le calcul de l'intensité du poids propre des barrages en béton ou maçonnerie ne pose pas de difficulté particulière. Il est conduit à partir des dessins et des coupes du projet et en prenant en compte la surface du profil étudié (S), le poids volumique humide des matériaux du barrage (γ_b) et le poids des équipements fixes. Certaines sections

particulières présentant des évidements pourront faire l'objet d'une justification distincte tenant compte d'un poids propre plus faible.



Figure 1.1 - Intensité du poids propre G0

On adopte, pour la valeur caractéristique du poids propre, notée Gok, la formulation suivante :

 $G_{0k} = \gamma_{b,k} \cdot S$

• Cas des barrages-poids en béton

Pour les ouvrages en béton, la valeur moyenne du poids propre des structures est connue avec une bonne précision et son coefficient de variation est faible. Généralement, on dispose d'essais abondants et l'utilisation des méthodes statistiques est alors possible, la valeur caractéristique du poids volumique sera une estimation prudente de la valeur moyenne du poids propre, cette dernière étant calculée à partir du poids volumique moyen des tests effectués.

Exemple : utilisation des statistiques pour le calcul du poids propre d'un barrage en BCR.

On dispose d'un échantillon de n = 100 mesures du poids volumique du matériau BCR, caractérisé par les paramètres statistiques suivants : moyenne m = 24,0 kN/m³ ; écart-type σ = 1,0 kN/m³ ; fractile à 5% : m - 1,645 σ = 22,35 kN/m³ (on considère que la distribution des poids volumiques suit une loi normale). Le paramètre qui gouverne la stabilité du barrage est la valeur moyenne du poids volumique du corps du barrage. La valeur caractéristique doit prendre en compte l'incertitude pesant sur la moyenne du poids volumique et le risque de dépassement du côté défavorable de la valeur moyenne. Elle est donnée par le fractile à 5% de loi normale caractérisant la valeur moyenne du poids volumique : m - 1,645 σ / $\sqrt{100}$ = 23,84 kN/m³.

A titre indicatif et selon le matériau, les valeurs moyennes du poids volumique varient dans les plages suivantes :

- béton conventionnel vibré (BCV) : $\gamma_b = 23,5$ à 24,5 kN/m³
- BCR riche (dosé à environ 200 kg de liant/m³) : $\gamma_b = 23 \text{ à } 24,5 \text{ kN/m}^3$
- BCR maigre (dosé à environ 100 kg de liant/m³) : $\gamma_b = 21$ à 23 kN/m³

Si on ne dispose pas d'informations statistiques suffisantes, on peut recommander les valeurs caractéristiques suivantes du poids volumique des matériaux, pouvant servir de guide au stade des études préliminaires d'un barrage ou du diagnostic rapide d'un ouvrage en service :

Matériau	Poids volumique caractéristique [kN/m ³]
BCV (béton conventionnel vibré)	24
BCR riche (dosé à environ 200 kg de liant / m ³)	23,5
BCR maigre (dosé à environ 100 kg de liant / m ³)	22

Tableau 1.4 : valeurs guides du poids volumique caractéristique des barrages-poids en béton

• Cas des barrages-poids en maçonnerie

Pour les barrages en maçonnerie existants, le poids volumique humide des matériaux peut être sujet à fluctuation dans l'espace au sein de la structure (les parements réalisés souvent en pierres appareillées sont de meilleure compacité que l'intérieur du barrage dont le remplissage en maçonnerie grossière est de qualité inégale) et dans le temps sous l'effet de mécanismes de dissolution et d'érosion des mortiers. On ne peut donc pas retenir, pour la valeur caractéristique du poids propre, une valeur nominale basée sur la moyenne du poids volumique mesuré sur des échantillons provenant des carottes de sondages. En effet, les carottes intactes qui parviennent au laboratoire ne sont pas forcément représentatives de l'ensemble du corps de l'ouvrage.

Il est recommandé d'évaluer le poids volumique humide moyen du barrage en combinant plusieurs approches et, en particulier :

- la mesure du poids total des caisses de carottes prélevées en sondages ;
- le re-calcul du poids volumique moyen en évaluant la proportion relative des pierres, du mortier et des vides, et en pondérant chacune par leur densité. Proportion et densité peuvent être appréciées sur carottes, et dans certains cas en exploitant les documents de construction;
- la mesure du poids volumique en forage au moyen d'une sonde à émission et réception de rayonnement gamma ; moyennant une calibration sur des mesures en laboratoire, on obtient un log de la densité de la maçonnerie tout au long du forage ; l'état de la pratique actuelle ne permet pas d'utiliser cette technique autrement qu'en complément des deux approches précédentes ;
- le jugement d'expert.

De façon logique, un nombre d'essais suffisamment important permettra de réduire l'incertitude sur la connaissance des poids volumiques des constituants de la maçonnerie, et permettra alors d'affiner, avec des valeurs moins défavorables, le choix de la valeur caractéristique du poids propre d'un barrage en maçonnerie.

En première approche, dans le cadre d'un diagnostic rapide, on peut situer les valeurs moyennes du poids volumique humide de la maçonnerie dans une fourchette de 22 à 24 kN/m³. Toutefois, des valeurs moyennes plus faibles, inférieures à 20 kN/m³, ont été mesurées sur des barrages parmi les plus anciens [Royet, 2003]⁴. Des reconnaissances approfondies par sondages sont donc recommandées, en veillant particulièrement à la représentativité des échantillons sur lesquels sont faits les essais de laboratoire.

Les poids volumiques faibles correspondent à des indices des vides plus importants que dans le béton : la différence entre les poids volumiques sec, humide et saturé devient significative. Il y a lieu d'en tenir compte dans l'analyse.

• Cas des barrages-poids en béton à gros agrégats ou en béton cyclopéen

Nous pouvons établir la distinction suivante entre ces deux types de matériaux :

- le béton à gros agrégats est un béton conventionnel vibré dont la taille des plus gros agrégats dépasse largement celle des BCV classiques et va jusqu'à 120 mm ;
- le béton cyclopéen est un béton conventionnel dans lequel on déverse des enrochements ou des blocs.

Dans le premier cas, la détermination du poids propre se fait comme pour les barrages en béton classique, à la nuance près qu'il conviendra, sur les barrages existants, de veiller à la

⁴ Pour illustrer la variabilité dans le temps de la densité, nous pouvons reprendre l'exemple du barrage des Settons : le projet considérait un poids volumique de 25 kN/m³ ; 50 ans plus tard, on mesurait en moyenne 22,5 kN/m³ et 100 ans encore plus tard 20,8 kN/m³

représentativité des carottes de sondage (diamètre des carottes par rapport à la taille maximale des agrégats).

Pour les barrages en béton cyclopéen, la détermination du poids propre suit une logique équivalente à la démarche exposée ci-avant pour les ouvrages en maçonnerie en exploitant une longueur significative de sondages carottés.

Dans un objectif d'appréciation correcte du poids volumique moyen du corps du barrage, une attention doit être portée à la potentielle hétérogénéité dans l'espace (en hauteur mais également en [x, y]) de ces paramètres, ainsi qu'à la prise en compte d'éventuels vides importants par défauts de remplissage.

1.2.1.3. Poussée des sédiments G1

Notations :

G₁ : poussée des sédiments γ'_{sédiment} : poids volumique déjaugé des sédiments φ_{sédiment} : angle de frottement interne des sédiments K_{indice} : coefficient de poussée des sédiments (l'indice précise les hypothèses retenues)

Principe de calcul :

Le principe du calcul de l'action des sédiments revient à un calcul de poussée. Les sédiments sont considérés non pas comme un fluide, mais comme un matériau pesant et frottant, défini donc par son poids volumique déjaugé $\gamma'_{sédiment}$ et son angle de frottement interne $\varphi_{sédiment}$, et venant interagir comme un milieu extérieur au système « barrage » en y exerçant une action de poussée sur le parement amont.



Figure 1.2 - Intensité de l'action des sédiments G1

En premier lieu, il convient de déterminer la hauteur du massif des sédiments. Pour les barrages neufs, elle fait partie intégrante des données du projet et est obtenue par des études spécifiques. La poussée des sédiments étant toujours défavorable vis-à-vis des états-limites à justifier, on estime une hauteur maximale des sédiments à moyen et long terme. Pour les barrages existants, elle est obtenue sans (trop de) difficulté en considérant les niveaux historiques de l'envasement de la retenue, et leur évolution.

Ensuite, le calcul est mené en contraintes effectives et on calcule la poussée des sédiments à partir du poids volumique déjaugé γ 'sédiment.

Les difficultés résident dans la détermination de γ 'sédiment et K_{indice}, et on trouve dans la littérature de nombreuses hypothèses sur ces paramètres. Plutôt que de raisonner sur chacun des deux paramètres considérés isolément, on propose de retenir une valeur globale égale au produit du coefficient de poussée par le poids volumique immergé des sédiments :

K. γ'sédiment

A défaut d'informations plus précises, on recommande d'adopter en première approche la valeur caractéristique suivante, correspondant à une estimation experte prudente du paramètre K. $\gamma'_{sédiment}$ raisonnablement envisageable du côté des valeurs défavorables :

K. γ 'sédiment = 4 kN/m³

Cette poussée vient en supplément de la poussée de l'eau.

Dans le cas d'un parement amont incliné, à la composante horizontale déterminée avec la valeur K. $\gamma'_{sédiment}$ définie ci-dessus, il convient de rajouter une composante verticale d'intensité $\gamma'_{sédiment}$. Un ordre de grandeur pour $\gamma'_{sédiment}$ est de 12 kN/m³.

En situation sismique, certains sédiments sont susceptibles de se liquéfier, en particulier les sédiments fins à faible densité. Le cas échéant, la poussée des sédiments est évaluée ainsi qu'indiqué dans le paragraphe traitant de la situation accidentelle sismique. Des études spécifiques sont nécessaires, en particulier la détermination des propriétés mécaniques de ces sédiments. Une première approche sécuritaire consiste à prendre un coefficient de poussée hydrostatique de 1, appliqué au poids volumique effectif des sédiments.

1.2.1.4. Poussée d'une recharge aval G2

Notations :

 $\begin{array}{l} G_2: \mbox{ poussée de la recharge [kN]} \\ \gamma_{\mbox{recharge}}: \mbox{ poids volumique du sol de la recharge [kN/m^3]} \\ \phi'_{\mbox{recharge}}: \mbox{ angle de frottement interne du sol de la recharge } \\ K_0: \mbox{ coefficient de poussée au repos de la recharge } \end{array}$

Principe de calcul :

Il convient de distinguer deux configurations :

• Cas d'un remblai de pied

La recharge aval est ici un remblai de pied soigneusement compacté de petite hauteur (ordre de grandeur : moins de 1/3 de la hauteur du barrage), et de longueur amont-aval suffisamment importante pour être assimilable à un remblai de longueur infinie. On exclut de ce cas les remblaiements de pied de barrage faisant suite aux excavations de fond de fouille des fondations, et dont la mobilisation en poussée n'est pas à prendre en compte.

La composante verticale de l'action est prise égale au poids éventuellement déjaugé des terres. La composante horizontale est calculée à partir du coefficient de pression latérale des terres au repos K₀. La résultante est éventuellement corrigée pour ne pas dépasser le frottement mobilisable à l'interface barrage - remblai.

• Cas d'une recharge agissant sur une grande partie de la hauteur du barrage

La recharge aval (non infinie) est ici un remblai appuyé sur toute ou sur une grande partie de la hauteur du barrage et contribuant de façon significative à sa stabilité.

Dans ce cas, la prise en compte de la poussée de la recharge doit toujours faire l'objet d'une étude spécifique. Cette dernière consiste en une modélisation des interactions à l'interface remblai – parement aval, incluant l'étude de la cinématique de consolidation du remblai et, le cas échéant, celle de la compressibilité des fondations qui portent le remblai. L'étude tient compte de la géométrie réelle du remblai non infini.

En première approche et pour donner simplement un ordre de grandeur, on peut procéder comme dans le premier cas en retenant le coefficient de pression latérale des terres au repos K₀, mais en le minorant⁵ pour rendre compte du fait que la recharge est de dimension limitée.

⁵ Même si elle n'a pas été faite pour cet usage, on pourra utiliser l'annexe C de l'Eurocode 7 Partie 1 [Eurocode, 2005] pour cette minoration.



Figure 1.3 - Action d'une recharge aval G2

Cette première approche n'est pas valable pour le cas des parements aval très raides, ou pour les remblais aval cohésifs, deux cas pour lesquels il peut y avoir réduction de la poussée par rapport à cette approche.

Dans les deux configurations (remblai de pied ou recharge de grande hauteur), des incertitudes importantes apparaissent dans la détermination de l'intensité de la poussée d'une recharge aval. Ces incertitudes portent sur les hypothèses de calcul, en particulier le choix du coefficient de poussée et l'inclinaison de la poussée, et sur la connaissance des propriétés des matériaux (angle de frottement interne, cohésion, poids volumique).

En toute hypothèse, la valeur caractéristique à retenir pour l'intensité de la poussée d'une recharge aval doit correspondre à une estimation prudente de l'intensité raisonnablement envisageable du côté des valeurs défavorables. On a deux valeurs caractéristiques pour l'action d'une recharge aval G_2 : G_{2k-inf} pour les justifications de la stabilité à retenue pleine et G_{2k-sup} pour les justifications de la stabilité à retenue vide.

1.2.1.5. Action de tirants précontraints G₃

Notations : G₃: force d'ancrage [kN]

Principe de calcul :

Seule l'action de tirants précontraints est considérée dans ce chapitre, à l'exclusion des ancrages passifs.

Il convient de distinguer deux cas :

• Installation de tirants sur des barrages existants (ou lors de la construction de barrages neufs)

Les tirants sont ici mis en place sur le barrage lui-même ou l'un de ses ouvrages annexes (culée, évacuateur de crues, ...).

La valeur caractéristique de la force d'ancrage apportée par les tirants précontraints (quelle que soit l'inclinaison des tirants) est déduite de la traction de blocage par application d'une perte, dont on peut, en première approximation, évaluer la valeur moyenne entre 6 et 10 %. Cette perte est à préciser en fonction des propriétés de la fondation, des matériels et matériaux utilisés, et doit toujours faire l'objet d'une étude spécifique, selon les recommandations mentionnées dans [TA, 1995].

Notons que, dans tous les cas, les tirants doivent être réalisés selon ces mêmes recommandations, notamment en ce qui concerne les essais, la protection contre la corrosion, les modalités de contrôle de la traction et la possibilité de retendre les tirants ou d'en ajouter.

Il convient d'insister sur la nécessité de contrôler périodiquement la tension des tirants. On recommande des dispositifs fixes installés à la mise en place des tirants et équipant une proportion significative d'entre eux.

O Cas des barrages avec tirants en service

Il s'agit ici de justifier un barrage en service comportant des tirants plus ou moins anciens. La difficulté vient souvent du fait que l'on ne sait pas mesurer la traction résiduelle dans les tirants (c'est notamment le cas des tirants injectés sur toute leur longueur). Il convient dans ce cas de faire preuve de la plus grande prudence : dans les cas où des indices de corrosion sont avérés, une valeur nulle pourra ainsi être retenue.

Si la mesure de la traction résiduelle est possible, on adopte pour la valeur caractéristique de la force d'ancrage une intensité raisonnablement prudente évaluée à partir des mesures réalisées in situ sur les tirants et tenant compte d'éventuelles pertes différées encore envisageables (à l'instar des tirants neufs, une perte comprise entre 6 et 10 % peut être retenue en première approximation). Là encore, une étude spécifique est indispensable, selon les recommandations mentionnées dans [TA, 1995].

Dans les deux configurations (installation de nouveaux tirants ou tirants en service sur des barrages anciens) et compte tenu de l'incertitude liée aux pertes instantanées et différées et des modalités de contrôle de la tension des tirants (nombre de tirants et précision des appareils de mesure), la valeur caractéristique à retenir pour l'intensité de la force d'ancrage doit correspondre à une estimation prudente de l'intensité raisonnablement envisageable du côté des valeurs défavorables (valeurs basses). Il doit également être tenu compte pour cette estimation du contexte dans lequel sont mis en place les tirants (application stricte de l'ensemble des recommandations [TA, 1995] notamment, tant au moment de la mise en place que lors de l'exploitation future de l'ouvrage).

Le présent document n'examine pas l'ensemble des états limites associés aux tirants précontraints, par exemple la stabilité de l'ancrage, la stabilité des coins rocheux en fondation et la résistance des tirants.

1.2.2. Modélisation des actions variables de l'eau

Les **actions variables** comprennent les actions dont l'intensité et/ou les points d'application varient fréquemment et de façon significative dans le temps. Les actions variables sont notées **Q**.

On considère que les actions de l'eau agissant sur les barrages, c'est-à-dire la poussée hydrostatique amont (Q_1) , l'action des sous-pressions (Q_2) , la poussée hydrostatique aval (Q_3) et l'action des glaces (Q_4) sont des actions variables, et ce quelles que soient l'amplitude et la fréquence du marnage de la retenue.

Pour le calcul des actions de l'eau $(Q_1, Q_2, Q_3 \text{ et } Q_4)$, on détermine leurs valeurs représentatives directement dans les différentes situations de projet, en examinant dans chacune des situations les niveaux de remplissage de la retenue et les niveaux aval, et les intensités des actions qui en résultent.

1.2.2.1. Poussée hydrostatique amont Q1

Notations :

Q1: poussée hydrostatique amont

 γ_w : poids volumique de l'eau dans la retenue

Principe de calcul :

Le principe du calcul de l'action de l'eau de la retenue revient à un calcul de poussée hydrostatique. Dans chaque situation de projet correspondant à un niveau de remplissage de la retenue, on calcule l'intensité Q_1 résultant de la hauteur d'eau supposée connue agissant contre le parement amont : les incertitudes sur l'intensité de Q_1 sont, sous cette hypothèse, limitées.

Le poids volumique de l'eau claire est pris égal à $\gamma_w = 9,81 \text{ kN/m}^3$. Toutefois, dans des cas d'écoulements fortement chargés, des valeurs supérieures peuvent être adoptées dans certaines situations particulières.

1.2.2.2. Poussée hydrostatique aval Q₃

Notations :

 Q_3 : poussée hydrostatique aval γ_w : poids volumique de l'eau à l'aval

Principe de calcul :

Le principe du calcul de l'action de l'eau en aval revient à un calcul de poussée hydrostatique, éventuellement corrigée d'effets hydrodynamiques.

La poussée hydrostatique aval (Q_3) est obtenue dans chaque situation de projet. Elle est déduite d'un calcul de ligne d'eau dans la rivière en aval du barrage et on tient compte des cas particuliers tels que :

- des barrages avec évacuateur vanné fixant la ligne d'eau aval en fonction de l'ouverture des vannes ;
- des aménagements hydroélectriques relâchant un débit très variable ;
- de la présence d'un contre-barrage ou un barrage existant à l'aval ;
- de la présence d'un ressaut chassé en aval. Dans ce dernier cas, la contre-poussée aval n'est pas prise à compte, sauf démonstration contraire. Et il convient de considérer la largeur effective du ressaut au regard de la largeur de la rivière à l'aval.

Dans chaque situation de projet correspondant à un niveau d'eau amont, on calcule l'intensité Q_3 résultant de la hauteur d'eau agissant contre le parement aval.



Figure 1.4 - Action de la poussée hydrostatique amont Q1 et la poussée hydrostatique aval Q3

1.2.2.3. Action hydrodynamique

Dans le cas des barrages déversants, les actions hydrodynamiques de l'écoulement peuvent avoir un effet non négligeable et pas nécessairement stabilisateur.

Dans le cas des seuils profilés de type Creager, les actions hydrodynamiques sont généralement considérées comme négligeables sur la partie profilée du seuil, de par la nature même du profil du seuil, se rapprochant de la forme naturelle d'une nappe libre d'un seuil à paroi mince. On considère également que la pression sur le parement amont est égale à la charge hydrostatique amont en négligeant de ce fait les effets de la mise en vitesse au voisinage du seuil. Cette hypothèse est généralement conservative, en particulier pour les barrages de grande hauteur pour lesquels la réduction du moment renversant des efforts hydrodynamiques amont est prépondérante sur l'omission du moment déstabilisant résultant des dépressions éventuelles sur le parement aval.

La détermination des pressions qui s'appliquent sur l'ouvrage est un exercice difficilement atteignable par des méthodes de calcul simples conventionnelles.

On trouve des éléments sur les pressions négatives développées sur les crêtes de déversoirs profilés dans [Ven Te Chow, 1959].

L'application WS77 [Falvey, 1990] fournit un calcul 1D de sections types d'écoulement sur un coursier à pente forte, mais pour des géométries relativement simples et dans le but de vérifier les conditions de non-cavitation.

De nombreux essais sur modèles réduits ont été réalisés pour différents profils de seuil. La figure ci-après illustre l'influence de la charge amont et des conditions aval sur le profil des pressions sur des petits seuils à géométrie simplifiée [SOGREAH, 1967].



Figure 1.5 - Profil des pressions hydrodynamiques sur un seuil (d'après [SOGREAH, 1967])

Ces essais montrent que la dépression maximale sur la crête est environ égale à H_0 pour une charge amont de 1,5 H_0 , pour ce type de seuil.

Les conditions aval jouent un rôle non négligeable dans la stabilité des petits seuils fonctionnant en conditions noyées ou partiellement noyées. La simplification qui consiste à négliger les effets aval est alors très pénalisante pour la stabilité. La résultante des forces de pression sur le parement aval est généralement inférieure à la poussée hydrostatique aval et elle doit être évaluée avec précaution.

Pour des seuils non profilés à crête plus ou moins épaisse, ainsi que pour les écoulements sur le parement aval du barrage, il n'existe pas de méthode simple (analytique ou empirique) pour la détermination des effets hydrodynamiques et leurs effets stabilisants ou déstabilisants doivent être évalués avec prudence en première approche.

L'utilisation d'un modèle réduit hydraulique équipé de capteurs de pression était, jusqu'à une période récente, un des rares outils permettant de quantifier ces valeurs pour des configurations d'une complexité usuelle. La validation et l'interprétation des données expérimentales issues des capteurs de pression restent cependant un exercice délicat, compte tenu de l'incertitude expérimentale liée aux capteurs et l'existence de variations dynamiques. Ces précautions d'usage sont d'autant plus nécessaires lorsque les écoulements sont complexes (bassin de dissipation, ressauts hydrauliques, changements de direction et effets 3D...).

Les développements récents de logiciels de simulation numérique 3D offrent à l'ingénieur des outils complémentaires et puissants. Ces outils donnent notamment accès aux valeurs caractéristiques de l'écoulement en n'importe quel point du modèle : cela constitue un avantage considérable par rapport aux modèles physiques. Leur utilisation reste cependant relativement complexe et une attention particulière sera portée à la nécessaire validation et au calage de ces codes, pouvant nécessiter un recours à un modèle physique.

1.2.2.4. Action des sous-pressions Q_2

Notations :

Q₂: résultante de l'action des sous-pressions

 λ : coefficient de rabattement du diagramme des sous-pressions

Principe de calcul :

Le principe de calcul repose sur la détermination du diagramme des sous-pressions agissant dans le corps du barrage, dans l'interface barrage - fondation et dans les fondations. Ce diagramme fixe l'intensité de l'action des sous-pressions s'appliquant, soit sur les sections horizontales dans le corps du barrage, soit dans l'interface barrage - fondation, soit le long de joints rocheux dans les fondations.

Les incertitudes sur l'intensité de l'action des sous-pressions sont importantes et sont liées essentiellement aux propriétés intrinsèques du site, des matériaux et des dispositifs visant à réduire les sous-pressions (stratification de la roche de fondation, perméabilité des matériaux, qualité du voile d'injection, conception du système de drainage, etc.). Pour tenir compte de ces incertitudes, on adopte des hypothèses de répartition des sous-pressions plus ou moins sécuritaires, qui ont une influence considérable sur le dimensionnement global de l'ouvrage et sur sa sécurité. Il convient donc de retenir, pour le calcul de l'intensité des sous-pressions, des hypothèses prudentes, raisonnablement envisageables. Il est nécessaire de s'assurer, par l'auscultation, du respect au cours de la vie de l'ouvrage de la validité des hypothèses de projet adoptées pour les sous-pressions. Au cas où ces hypothèses ne seraient plus vérifiées en cours d'exploitation, des mesures s'imposeraient logiquement (vérification des conditions de sécurité, nettoyage des drains, renforcement du dispositif, etc.).

De façon générale, on considère que les variations des sous-pressions dans les fondations et dans le corps du barrage suivent le niveau de remplissage de la retenue et le niveau aval, avec un effet retard négligeable. Cette recommandation prévaut de façon générale dans toutes les situations de remplissage de la retenue, et même en situation de crue rapide et brève. Dans ces conditions, l'intensité de l'action des sous-pressions Q_2 est systématiquement liée à Q_1 et Q_3 .

On admet une seule exception à cette règle : en situation sismique, on pourra admettre que le diagramme des sous-pressions n'est pas affecté par les accélérations liées aux séismes compte tenu de leur caractère transitoire rapide, tandis que les poussées hydrostatiques sont majorées des pressions hydrodynamiques.

Détermination du diagramme des sous-pressions :

• Barrages neufs ou confortement de barrages existants

Le diagramme des sous-pressions est obtenu en considérant les matériaux constituant les fondations et le corps du barrage, ainsi que les dispositifs particuliers mis en œuvre (voile d'injection, voile de drainage, masque amont).

En l'absence de dispositif de drainage dans les fondations et dans le corps du barrage, on adopte, en première approche, une répartition linéaire des sous-pressions, donnant un diagramme trapézoïdal avec la pleine sous-pression en amont et une sous-pression égale au niveau d'eau en aval.



Figure 1.6 - Action des sous-pressions Q2 à l'interface barrage - fondation – Diagramme trapézoïdal

Toutefois, certaines configurations peuvent donner des hypothèses plus défavorables sur la répartition des sous-pressions, qu'il faudra alors prendre en considération :

- en l'absence de drainage dans la fondation, le diagramme réel des sous-pressions peut être plus défavorable que le diagramme trapézoïdal si les fissures du rocher ont tendance à se refermer au pied aval ;
- certaines situations dans le corps du barrage relèvent de cas particuliers : parement aval colmaté par de la calcite, rejointoiement trop parfaitement étanche de ce parement,...



Figure 1.7 - Rabattement et répartition des sous-pressions pour les barrages drainés

Les dispositifs particuliers, tels que les voiles d'injection dans la fondation et les voiles de drainage en fondation et dans le corps du barrage, visant à réduire le diagramme des souspressions, sont pris en considération à l'aide du coefficient de rabattement λ et conduisent à un diagramme bilinéaire. En adoptant les notations définies sur la figure ci-dessous, on définit le coefficient de rabattement λ par le taux suivant :

$\lambda = (\mathbf{Z}' - \mathbf{Z}) / \mathbf{Z}'$

Quand le niveau de la galerie de drainage est sensiblement différent du niveau aval, il convient de tenir compte de la cote de la galerie pour la détermination du diagramme des sous-pressions. Z' et Z sont alors comptés à partir de la cote d'exutoire du drainage (Z_{drain}) et non pas à partir de la cote d'eau aval (Z_{aval}).



Figure 1.8 - Rabattement dans le cas où la cote de la galerie de drainage est située plus haut que le niveau aval. C'est la ligne en pointillés qu'il convient de prendre en compte.

La valeur du coefficient de rabattement λ dépend directement de l'efficacité du dispositif visant à réduire les sous-pressions. De nombreux facteurs peuvent avoir une influence, notamment :

- > la conception et la réalisation du dispositif ;
- > son entretien et sa surveillance ultérieurs.

Le coefficient de rabattement λ est sujet à variation au cours du temps, compte tenu des phénomènes de vieillissement pouvant affecter le dispositif : colmatage des drains, perte d'efficacité du voile d'injection, etc. Il conviendra donc là encore de s'assurer, par l'auscultation, du maintien au cours de la vie de l'ouvrage de l'efficacité du dispositif de réduction des sous-pressions.

Des valeurs guides pour le coefficient de rabattement λ provenant de différentes sources sont indiquées dans le tableau suivant :

coefficient de rabattement λ	[Pbar, 1997], [Tbar, 1989]	[Usbr, 1987]	[Usarmy, 1995]
Dispositif de drainage dans le corps du barrage	$\lambda = 0$ (néant)	$\lambda = 2/3$	$\lambda = 0$ (néant)
Voile de drainage en fondation	$\lambda = \frac{1}{2}$	$\lambda = 2/3$	λ entre $1/_4$ et $1/_2$ et au maximum $\lambda = 2/_3$
Voile d'injection en fondation	$\lambda = 1/3$	$\lambda = 0$	$\lambda = 0$

Tableau 1.5 - Valeurs guides issues de la littérature pour le coefficient de rabattement

Ces valeurs guides corroborent la synthèse [Ruggeri98] qui, à partir de l'analyse de données d'auscultation de nombreux ouvrages existants, a mis en évidence les résultats suivants :

- les voiles d'injection peuvent réduire efficacement les sous-pressions, mais en l'absence de dispositif d'auscultation permettant d'évaluer l'efficacité du dispositif, il est recommandé de ne pas en tenir compte ;
- les systèmes de drainage constituent les dispositifs de réduction des sous-pressions les plus efficaces et fiables (à condition qu'ils puissent être contrôlés et le cas échéant maintenus).

En synthèse et dans le cas général, on recommande d'adopter les coefficients de rabattement résumés dans le tableau suivant (sauf cas particuliers de fondation) :

Dispositif	Coefficient de rabattement λ recommandé	
dans la fondation	on	
Fondation sans voile de drainage (avec ou sans	$\lambda = 0$	
voile d'injection)		
Voile de drainage en fondation	$\lambda = \frac{1}{2} a \frac{2}{3}$	
Voile de drainage en fondation, avec pendage	$\lambda = \frac{1}{2}$ ou moins	
ou géologie défavorable		
dans le corps du ba	arrage	
Corps du barrage sans drainage	$\lambda = 0$	
Dispositif de drainage dans le corps d'un	$\lambda = \frac{1}{2} a \frac{2}{3}$	
barrage en matériaux homogènes		
Membrane amont avec dispositif de drainage en		
sous face	$\lambda = 1$	
Masque Maurice LEVY		
Masque amont en BCV avec drainage	$\lambda = 2/3$	
Masque amont en BCV sans drainage	$\lambda = 0$	

Tableau 1.6 - Coefficient de rabattement recommandé (nota : il est nécessaire de vérifier que le rabattement retenu est compatible avec la cote des exutoires des drains).

Vérification des barrages existants

Le diagramme des sous-pressions est obtenu comme précédemment, en tenant compte des données d'auscultation disponibles, après s'être assuré de leur représentativité et après analyse approfondie des mesures (par exemple analyse statistique HST, permettant de mettre en évidence les facteurs explicatifs des mesures et en particulier le lien entre diagramme des sous-pressions et cote de la retenue).

Barrage déversant ou vanné avec formation d'un ressaut hydraulique à l'aval

Sauf dispositifs particuliers d'exutoires de drainage⁶ (à justifier, y compris pour leur durabilité), le diagramme des sous-pressions est obtenu en prenant comme hauteur d'eau aval, la hauteur conjuguée à l'aval du ressaut.

Barrage-poids drainé et fissuré

Dans le cas d'un barrage-poids équipé de dispositifs particuliers visant à réduire les souspressions et lorsque le corps du barrage présente des fissures (pour des raisons a priori quelconques), on recommande d'adopter les hypothèses suivantes :

- si la fissure ne dépasse pas le voile de drainage, on considère la pleine sous-pression dans la partie amont fissurée, puis un rabattement correspondant au coefficient de rabattement λ au droit du dispositif de drainage et enfin une répartition linéaire jusqu'au niveau hydrostatique aval ;
- si la fissure dépasse le voile de drainage, on considère la pleine sous-pression dans la partie fissurée, puis une répartition linéaire jusqu'au niveau hydrostatique aval. Cette hypothèse conservative peut être nuancée si on montre que le drainage est suffisamment efficace pour rabattre les sous-pressions malgré la fissuration.



Figure 1.9 - Diagramme de sous-pressions dans le corps d'un barrage drainé et fissuré A gauche : la fissure ne dépasse pas le voile de drainage - A droite : la fissure dépasse le voile de drainage

1.2.2.5. Action de la glace Q₄

Contrairement à ce que l'on pourrait intuitivement penser, l'action de la glace sur les barrages n'est pas liée au phénomène physique de changement d'état (augmentation de volume à la transition liquide – solide). L'action est essentiellement d'origine thermique et correspond au phénomène de dilatation thermique de la glace, qui se produit principalement lors d'épisodes de redoux durant un hiver rigoureux.

Dans les pratiques antérieures (recommandations CFBR de 2006), cette action n'était citée que pour mémoire et applicable pour quelques retenues situées en (haute) altitude.

La présente version des recommandations amende sensiblement cette position. L'action de la glace concerne non seulement les barrages situés en haute altitude, mais peut également

⁶ A ce titre, les bassins à ressaut sont de nature à permettre l'exutoire des drains à une cote aval inférieure à celle du ressaut.

potentiellement impacter des barrages situés en zone de moyenne montagne ou en zone de plaine dont certaines ont connu des périodes de glaciation hivernale significatives ces dernières décennies. Cette action sera davantage sensible pour les barrages de petite et moyenne hauteur.

Des approches quantitatives simplifiées de détermination de l'épaisseur de glace sont fournies par les recommandations [Rosa, 2000]. Elles nécessitent un échantillon de données de températures journalières sur une période suffisamment longue et représentative.

En l'absence d'études plus approfondies, on peut se guider sur les dispositions suivantes :

- l'action de la glace est représentée par une pression horizontale équivalente d'intensité 150 kN/m² en zone continentale métropolitaine (eaux intérieures par opposition aux zones côtières). Cette pression est exercée sur toute l'épaisseur supposée de la glace ;
- sauf démonstration contraire, l'épaisseur de la glace minimale recommandée est de 0,30 m. Pour les retenues d'altitude, cette épaisseur est susceptible d'augmenter significativement (valeurs maximum de 60 à 80 cm).

Enfin, il faut être conscient que la capacité de déformation de l'ouvrage diminue la poussée de la glace. Un calcul aux éléments finis pourra, dans ce cas, être moins défavorable que la modélisation simplifiée « rigide » proposée dans la suite de ce document.

1.2.3. L'action sismique

La démarche générale de justification des ouvrages hydrauliques vis-à-vis du risque sismique est décrite en détail dans le document :

MEDDTL, 2010. Risque sismique et sécurité des ouvrages hydrauliques, novembre 2010, 279p.

Ce document fournit les éléments pour déterminer les sollicitations sismiques (chapitre 7.2), il décrit les méthodes de calcul pour l'analyse du comportement des ouvrages au séisme (chapitres 6.1 et 7.3 pour les ouvrages rigides), et précise les critères de sécurité à adopter (chapitre 7.3.8 pour les ouvrages rigides).

On reprend ci-après les principaux éléments, la partie sur les critères de sécurité étant reprise plus loin au chapitre 3.

1.2.3.1. Détermination de la sollicitation sismique

L'action sismique horizontale est décrite par deux composantes orthogonales supposées indépendantes et représentées par le même spectre de réponse. La composante verticale de l'action sismique est décrite par un spectre de réponse différent. La définition complète de l'action sismique de calcul nécessite en définitive la connaissance des paramètres suivants :

- l'accélération maximale, horizontale et verticale, sur un site de référence rocheux ;
- la classe de l'ouvrage ;
- le type de sol de fondation ;
- la forme du spectre de réponse élastique, horizontal et vertical, qui dépend de la nature du terrain de fondation.

Des représentations chronologiques du mouvement sismique (accélérogrammes) peuvent également être utilisées.

Pour l'évaluation du séisme de sécurité (SES), deux approches sont proposées :

- l'approche forfaitaire, fondée sur le zonage national (et seule reprise ci-après) ;
- l'approche spécifique, qui peut être menée de façon déterministe ou probabiliste (voir §7.2.3 de [MEDDTL, 2010]).

Approche forfaitaire (séisme de type "SES")

La carte du zonage sismique de la France (décret du 22 octobre 2010) découpe le territoire national en cinq zones, correspondant à des zones de sismicité croissante : très faible (zone 1), faible (zone 2), modérée (zone 3), moyenne (zone 4) et forte (zone 5). La zone 5 est relative aux Antilles.

On retiendra comme action sismique de calcul pour les barrages les valeurs d'accélérations maximales a_g données ci-dessous pour les composantes horizontale et verticale de l'action sismique :

Zone de sismicité	Classe D	Classe C	Classe B	Classe A
1	0,4	0,5	0,7	0,9
2	0,7	0,9	1,2	1,5
3	1,1	1,4	1,9	2,4
4	1,6	2,0	2,8	3,5
5	3,0	3,5	4,3	6,6

Tableau 1.7 - accélérations horizontales pour le SES (en m/s²)

Zone de sismicité	Classe D	Classe C	Classe B	Classe A
1	0,3	0,4	0,6	0,7
2	0,5	0,7	1,0	1,2
3	0,9	1,1	1,5	1,9
4	1,3	1,6	2,2	3,2
5	2,7	3,1	3,9	6,0

Tableau 1.8 - Accélérations verticales pour le SES (en m/s²)

 $\frac{Nota}{a}$: les valeurs de a_g indiquées dans les tableaux ci-dessus correspondent à des accélérations maximales sur site rocheux modulées en fonction de la classe d'importance de l'ouvrage ; elles sont équivalentes, au sens des Eurocodes, au produit d'un coefficient d'importance γ_l et de l'accélération de référence au rocher de la zone considérée.

La nature du sol de fondation est prise en compte par l'intermédiaire d'un coefficient multiplicatif S et d'une forme spectrale spécifique définie par la donnée des valeurs des périodes de contrôle (voir tableau 7-3 de [MEDDTL, 2010]). La classe de sol est définie par référence à la norme NF EN 1998-1. Pour un barrage-poids fondé sur du rocher de bonne qualité, on est en classe A pour le sol et le coefficient S vaut 1.

Séisme de type SBE

Pour les barrages-poids, et d'après les recommandations du groupe de travail [MEDDTL, 2010], ce séisme n'est à envisager que pour la zone 5 (Antilles). Les valeurs d'accélérations horizontale et verticale à prendre en compte sont alors les suivantes :

- accélération horizontale : 2,3 m/s²
- accélération verticale : 2 m/s²

Ces accélérations sont des valeurs au rocher, auxquelles il convient d'appliquer, pour l'accélération horizontale, des coefficients de correction lorsque la fondation n'est pas un rocher de bonne qualité.

Pour certains ouvrages plus particulièrement sensibles aux séismes, tels que les barrages mobiles (du fait de leurs superstructures et des vannes de grande dimension), on peut aussi être amené à considérer le séisme SBE lorsque le barrage est situé dans les zones 3 et 4.

1.2.3.2. Modèles de calcul

Pour un barrage en béton sur une fondation rocheuse, ne présentant pas de faiblesses structurelles majeures telles que des fissures significatives dans la structure, des joints ouverts dans le béton ou des discontinuités mal orientées dans la fondation, la stabilité au séisme de l'ouvrage peut être considérée comme assurée, sur la base des expériences passées, si les conditions suivantes sont toutes réunies :

- le barrage a été construit selon les règles de l'art (qualité du béton et des joints de construction et de dilatation);
- le comportement du barrage est satisfaisant ;
- l'accélération horizontale maximale au rocher du séisme d'évaluation de sécurité (SES) est inférieure ou égale à 1,2 m/s² (0,12 g);
- sous sollicitations statiques RN (essentiellement poids propre et poussée hydrostatique), les contraintes effectives restent dans le domaine de la compression pour les barragespoids.

Si ces conditions ne sont pas respectées, des études sont nécessaires pour démontrer la stabilité dynamique de l'ouvrage. Dans ce cas, les approches progressives suivantes sont recommandées :

- Phase 1 : méthodes pseudo-statiques méthodes pseudo-dynamiques ;
- Phase 2 : méthodes dynamiques modélisation linéaire (analyse temporelle) ;
- Phase 3 : analyse post-élastique type Newmark et/ou kinetic blocks ;
- Phase 4 : analyse non linéaire.

Seule la méthode pseudo-statique est décrite ici. Pour les autres méthodes, on se reportera à [MEDDTL, 2010].

Le tableau suivant résume les recommandations en matière d'études graduées pour les barrages-poids.

Zone de sismicité	Classe D	Classe C	Classe B	Classe A
1	α	α	α	β
2	α	α	β	β
3	α	β	β	γ
4	β	β	β	γ
5	β	β	γ	γ

Tableau 1.9 - Recommandations pour les études graduées - barrages-poids

 α : vérification de la conformité aux règles du génie civil

 β : a minima études phase 1 définie ci-dessus

 γ : a minima études phases 1 et 2 définies ci-dessus

1.2.3.3. Méthode pseudo-statique

Dans le cadre d'un calcul simplifié, l'approche pseudo-statique est utilisée : le chargement dynamique est représenté par l'application de forces statiques jugées équivalentes aux efforts dynamiques maximaux supportés par l'ouvrage. Les forces d'inertie sont celles d'un solide rigide soumis à l'accélération maximale au sol.
Les différentes composantes de la force d'inertie peuvent s'exprimer sous la forme :

 $F = k V \gamma_b$ avec $k = \alpha a_g / g$ où

- k est le coefficient pseudo-statique adimensionnel ;
- > α est le coefficient sismique adimensionnel bien souvent pris égal à 2/3 pour la composante horizontale et 0,20 pour la composante verticale ;
- > ag est l'accélération maximale au sol (terme anglo-saxon P.G.A.);
- V est le volume du corps rigide (m³) ;
- > γ_b est le poids volumique du matériau (kN/m³).

Les forces hydrodynamiques s'appliquant sur la face amont d'un barrage et s'ajoutant aux forces hydrostatiques sont traditionnellement calculées par la méthode de Westergaard qui a évalué la répartition de la pression p(y) exercée sur un mur soumis à un mouvement périodique et établi une formule simplifiée dans le cas où la compressibilité de l'eau peut être négligée :

$$p(y) = 7/8 \text{ k} \gamma_w (h y)^{0.5}$$

avec :

- k le coefficient pseudo-statique défini plus haut ;

- $\gamma_w\,$ le poids volumique de l'eau ;
- h la profondeur de la retenue ;
- y la profondeur considérée.

La force totale appliquée sur une tranche de largeur unité est alors égale à :

$$F = \frac{7}{12} k \gamma_w h^2$$

Elle s'applique en un point situé au 2/5 de la hauteur en partant du bas.



Figure 1.10 - Poussée de Westergaard

Pour les barrages à parement amont incliné, la formule de Zanghar est également utilisée.

Le ratio des forces hydrodynamiques exprimées par la formule de Westergaard et des forces d'inertie est de 0,5 à 0,6 pour un barrage-poids dont la somme des fruits est égale à 0,8.

La formule de Westergaard peut être utilisée pour calculer la dépression hydrodynamique sur un parement aval partiellement immergé.

1.2.4. Autres actions particulières

1.2.4.1. Charges d'exploitation

Notations :

G₄: poids des équipements fixes (au ml) G₅: charges variables d'exploitation (au ml)

Ces charges ne sont à considérer que si elles ont une intensité significative par rapport au poids propre du barrage. Elles doivent alors être prises en compte pour les états-limites où le poids propre est une action défavorable. Le poids des équipements fixes est bien sûr une action permanente.

1.3. Les combinaisons d'actions

Les combinaisons d'actions regroupent des valeurs représentatives plus ou moins sécuritaires des actions ci-dessus et sont utilisées pour vérifier les états-limites dans les différentes situations de projet, selon le niveau de sécurité à retenir.

Pour chacune des quatre catégories de situations examinées au chapitre 1.1 (normales, transitoires ou rares, accidentelles, de crues), on fait correspondre des combinaisons d'actions traduisant les sollicitations auxquelles l'ouvrage pourrait être soumis pendant la durée de la situation.

Dans cette partie, ne sont présentées que quelques combinaisons d'actions, les plus classiquement utilisées pour la justification de la stabilité des barrages-poids. Il appartient au projeteur de définir lui-même les autres combinaisons d'actions qui résultent d'autres situations de projet qu'il a été amené à considérer pour le barrage étudié.

Ces combinaisons d'actions sont regroupées en trois catégories qui vont ensuite permettre de définir le jeu de coefficients partiels qui leur est associé :

- Combinaison quasi-permanente ;
- Combinaisons rares ;
- Combinaisons extrêmes.

1.3.1. Notations

Les notations adoptées pour les valeurs représentatives des principales actions sont rappelées dans le tableau 1.10. D'autres actions sont à considérer le cas échéant.

Type d'actions	Notation	Définition		
actions permanentes	G _{0k} *	valeur caractéristique du poids propre du barrage		
	G _{1k}	valeur caractéristique de la poussée des sédiments		
	G _{2k} *	valeur caractéristique de l'action de la recharge aval		
	G _{3k}	valeur caractéristique de l'action de tirants précontraints		
	G _{4k}	valeur caractéristique de l'action des charges d'exploitation		
actions variables de l'eau	Q _{1qp}	intensité de la poussée hydrostatique amont pour RN		
	Q _{1-rare}	intensité de la poussée hydrostatique amont pour les PHE		
	Q _{2qp}	intensité de l'action des sous-pressions pour RN		
	Q _{2-rare}	intensité de l'action des sous-pressions pour les PHE		
	Q ₂ -retenue vide	intensité de l'action des sous-pressions à retenue vide		
	Q _{3qp}	intensité de la poussée hydrostatique aval pour RN		
	Q _{3-rare}	intensité de la poussée hydrostatique aval pour les PHE		
	Q ₄	intensité de l'action de la glace		
actions accidentelles ou extrêmes	A _{Q1}	intensité de la poussée hydrostatique amont pour la situation extrême hydrostatique		
	A _{Q2}	intensité de l'action des sous-pressions pour la situation extrême hydrostatique		
	A _{Q3}	intensité de la poussée hydrostatique aval pour la situation extrême hydrostatique		
	ASMP	effet de l'action du séisme SES		
	A _{SBE}	effet du séisme SBE		

* on peut être amené à adopter deux valeurs caractéristiques : une valeur supérieure (G_{k0-sup} et G_{k2-sup}) et une valeur inférieure (G_{k0-inf} . et G_{k2-inf}) en fonction de l'état-limite ou de la situation de projet.

Tableau 1.10 - Notations adoptées pour les valeurs représentatives des principales actions

1.3.2. Combinaison quasi-permanente

La combinaison quasi-permanente traduit les sollicitations auxquelles le barrage est soumis en situation durable d'exploitation pour le niveau représentatif de la RN. Elle prend en compte :

- les valeurs caractéristiques des actions permanentes : poids propre et éventuelles charges d'exploitation, poussée des sédiments, action de la recharge aval, action de tirants précontraints ;
- les valeurs quasi-permanentes des actions de l'eau, notées Q_{qp}, obtenues pour la cote normale d'exploitation (RN).

Combinaison quasi-permanente : $\{G_{0k} + G_{1k} + G_{2k} + G_{3k} + G_{4k} + Q_{1qp} + Q_{2qp} + Q_{3qp}\}$

1.3.3. Combinaisons rares

1.3.3.1. Combinaison d'actions pour la retenue vide

La combinaison d'actions pour la retenue vide prend en compte :

- les valeurs caractéristiques des actions permanentes : poids propre et éventuelles charges d'exploitation, poussée des sédiments, action de la recharge aval, action de tirants précontraints ;
- l'intensité de l'action des sous-pressions obtenue pour la retenue vide : Q_{2-retenue_vide}.

Combinaison pour la retenue vide : ${G_{0k} + G_{1k} + G_{2k} + G_{3k} + G_{4k} + Q_{2-retenue_vide}}$

Cette combinaison est considérée dans le cadre de la justification de la portance du sol pour les barrages construits sur des fondations de qualité mécanique faible.

1.3.3.2. Combinaison d'actions pour les PHE

La combinaison d'actions pour les PHE prend en compte :

- les valeurs caractéristiques des actions permanentes : poids propre et éventuelles charges d'exploitation, poussée des sédiments, action de la recharge aval, action de tirants précontraints;
- les intensités des actions de l'eau obtenues pour la cote des PHE : Q_{1-rare}, Q_{2-rare} et Q_{3-rare}

Combinaison pour les PHE : ${G_{0k} + G_{1k} + G_{2k} + G_{3k} + G_{4k} + Q_{1-rare} + Q_{2-rare} + Q_{3-rare}}$

1.3.3.3. Combinaison d'actions pour l'action de la glace

La combinaison d'actions pour l'action de la glace prend en compte :

- les valeurs caractéristiques des actions permanentes : poids propre et éventuelles charges d'exploitation, poussée des sédiments, action de la recharge aval, action de tirants précontraints ;
- les valeurs quasi-permanentes des actions de l'eau, notées Q_{qp}, obtenues pour une cote de retenue à apprécier selon les conditions d'exploitation (marnage, remplissage hivernal, ...);
- les intensités de l'action de la glace Q₄

Combinaison pour la glace : ${G_{0k} + G_{1k} + G_{2k} + G_{3k} + G_{4k} + Q_{1qp} + Q_{2qp} + Q_{3qp} + Q_4}$

1.3.3.4. Combinaison d'actions pour le séisme SBE

La combinaison d'actions pour le séisme SBE prend en compte :

- les valeurs caractéristiques des actions permanentes : poids propre et éventuelles charges d'exploitation, poussée des sédiments, action de la recharge aval, action de tirants précontraints ;
- les valeurs quasi-permanentes des actions de l'eau obtenues pour la cote normale d'exploitation (RN);
- l'effet de l'action du séisme de base d'exploitation, notée ASBE.

Combinaison rare pour le séisme SBE : $\{G_{0k}+G_{1k}+G_{2k}+G_{3k}+G_{4k}+A_{SBE}+Q_{1qp}+Q_{2qp}+Q_{3qp}\}$

1.3.4. Combinaisons extrêmes

1.3.4.1. Combinaison accidentelle sismique SES

La combinaison d'actions accidentelle sismique SES prend en compte :

- les valeurs caractéristiques des actions permanentes : poids propre et éventuelles charges d'exploitation, poussée des sédiments, action de la recharge aval, action de tirants précontraints ;
- les valeurs quasi-permanentes des actions de l'eau obtenues pour la cote normale d'exploitation (RN);
- l'effet de l'action du séisme de projet SES, notée A_{SMP}.

Combinaison accidentelle sismique SES : $\{G_{0k}+G_{1k}+G_{2k}+G_{3k}+G_{4k}+A_{SMP}+Q_{1qp}+Q_{2qp}+Q_{3qp}\}$

1.3.4.2. Combinaison extrême de crue

La combinaison extrême de crue prend en compte :

- les valeurs caractéristiques des actions permanentes : poids propre et éventuelles charges d'exploitation, poussée des sédiments, action de la recharge aval, action de tirants précontraints ;
- les intensités des actions de l'eau obtenues pour la situation extrême hydrostatique : A_{Q1}, A_{Q2} et A_{Q3}.

Combinaison extrême de crue : $\{G_{0k} + G_{1k} + G_{2k} + G_{3k} + G_{4k} + A_{Q1} + A_{Q2} + A_{Q3}\}$

1.3.5. Combinaisons rares ou extrêmes correspondant aux défaillances particulières d'éléments du barrage

Les combinaisons d'actions relatives à ces situations sont à définir au cas par cas.

2. Données relatives à la résistance des matériaux de la fondation et du corps du barrage

Cette partie examine les différents paramètres liés à la résistance de la fondation, de l'interface barrage/fondation et des matériaux du corps du barrage. Elle fixe les notations utilisées et indique les méthodologies expérimentales et de calcul permettant de les obtenir.

Les propriétés mécaniques des matériaux intervenant dans les justifications des barragespoids sont :

- déformabilité du massif rocheux et du corps du barrage ;
- résistance du massif rocheux et du corps du barrage ;
- résistance au cisaillement des discontinuités.

Ces paramètres sont physiquement indissociables. Cette partie examine successivement les matériaux dans :

- la fondation ;
- l'interface barrage fondation ;
- le corps du barrage.

On s'intéresse aux valeurs de pic des résistances. Dans certains cas particuliers (barrage ou fondation fissuré, calcul post-sismique), on peut être amené à considérer les valeurs résiduelles.

2.1. Valeurs caractéristiques

2.1.1. Principes généraux de détermination

Les principes pour la détermination de la valeur caractéristique d'un paramètre mécanique (notation basée sur l'indice k : R_k) sont analogues à ceux de l'Eurocode 7.

Les plus significatifs de ces principes sont rappelés ci-après :

- 1. Le choix des valeurs caractéristiques des paramètres doit s'appuyer sur les valeurs mesurées et les valeurs dérivées des essais en place et en laboratoire, complétées par les enseignements de l'expérience.
- 2. La valeur caractéristique d'un paramètre mécanique doit être une estimation prudente de la valeur qui influence l'occurrence de l'état-limite.
- 3. Le choix des valeurs caractéristiques des paramètres mécaniques doit tenir compte des points suivants :
 - l'existence d'informations préalables, [...] telles que des données de projets antérieurs ;
 - la variabilité des valeurs mesurées des propriétés [...];
 - le volume des investigations menées en place et en laboratoire ;
 - le type et le nombre d'échantillons ;
 - les dimensions de la zone du terrain qu*i gouverne le comportement de l'ouvrage pour l'état*-limite considéré ;
 - la capacité de l'ouvrage à transférer les charges des zones faibles aux zones plus résistantes du terrain.
- 4. La zone du terrain qui gouverne le comportement d'un ouvrage à un état-limite ultime est en général beaucoup plus grande qu'une éprouvette de laboratoire ou que la zone affectée par un essai en place. Par conséquent, la valeur qui gouverne l'étatlimite est souvent une valeur moyenne d'un intervalle de valeurs couvrant une grande

surface ou un grand volume de terrain. Il est recommandé que la valeur caractéristique soit une estimation prudente de cette valeur moyenne.

5. Si l'on utilise des méthodes statistiques, il convient que la valeur caractéristique soit déterminée de façon à ce que la probabilité calculée d'une valeur plus défavorable qui gouverne l'occurrence de l'état-limite étudié ne dépasse pas 5%.

Note : de ce point de vue, une estimation prudente de la valeur moyenne consiste à *choisir la valeur moyenne d'un ensemble limité d*e valeurs du paramètre géotechnique avec un niveau de confiance de 95% ; par rapport à une rupture locale, une estimation prudente de la valeur la plus faible est un fractile à 5%.

6. Lorsque l'on utilise des tables standardisées de valeurs caractéristiques liées aux paramètres de reconnaissance des sols, on doit choisir comme valeur caractéristique une estimation très prudente.

Les propriétés mécaniques introduites dans les calculs de stabilité doivent tenir compte des incertitudes qui sont d'autant plus importantes que les essais réalisés sont en nombre limité. A contrario, il est possible de réduire ces incertitudes si des vérifications de cohérence entre propriétés mécaniques sont effectuées et s'avèrent satisfaisantes.

L'évaluation des résultats d'essais par des méthodes statistiques peut être réalisée lorsque les données statistiques proviennent de populations identifiées suffisamment homogènes et qu'un nombre suffisant d'observations est disponible. Pour cela, il convient de prendre en compte la variabilité spatiale des paramètres, la dispersion des données d'essais et l'incertitude statistique associée au nombre d'essais.

2.1.2. Application aux barrages-poids

Dans le domaine des ouvrages hydrauliques, l'utilisation des statistiques n'est pas toujours possible. Le cas échéant, l'estimation prudente fait alors appel au jugement de l'expert, à partir des résultats d'essais disponibles ou à partir de valeurs guides issues de la littérature, et la valeur caractéristique correspond alors à une estimation experte prudente de la valeur de la résistance du matériau, responsable de l'apparition des états-limites.

Par ailleurs, l'étendue du corps du barrage qui gouverne le comportement de l'ouvrage vis-àvis d'un état-limite considéré est, sauf exception, beaucoup plus grande que celle qui intervient dans un essai de laboratoire ou in situ. Par conséquent, la valeur de la propriété qui contrôle le comportement de l'ouvrage n'est pas la valeur ponctuelle mesurée localement, mais une valeur moyenne sur une certaine surface ou un certain volume de sol (ou de barrage). La valeur caractéristique correspond à une estimation prudente de cette valeur moyenne. Elle ne peut résulter d'un seul calcul statistique et doit faire appel au jugement de l'expert, comme le montrent les exemples ci-dessous.

Exemple 1 : résistance du corps du barrage BCR ou béton classique.

La résistance est commandée par les paramètres mécaniques le long des joints. Ce qui importe n'est ni la valeur locale, ni la valeur moyenne obtenue sur l'ensemble des joints. C'est plutôt la valeur moyenne de la propriété le long du joint qui aura été le moins bien réalisé. La valeur caractéristique correspond donc à une estimation prudente de la valeur moyenne de la propriété le long de ce joint. Dans le cas où des mesures sont disponibles, le calcul statistique doit être conduit avec discernement pour repérer puis qualifier le joint de reprise le moins bon.

Exemple 2 : résistance de la fondation, lorsque celle-ci est à peu près homogène.

La résistance n'est pas commandée par les faiblesses locales, en raison du monolithisme des plots du barrage. La valeur caractéristique ne correspond donc pas au fractile à 95% des résistances ponctuelles (ce qui serait trop pessimiste). C'est plutôt une estimation prudente de la moyenne de la propriété de résistance. L'estimation résulte parfois en partie de l'utilisation des statistiques (sur les

propriétés du rocher mesurées au labo ou constatées sur les carottes) ; elle est nécessairement complétée par le jugement expert.

Exemple 3 : résistance de la fondation, lorsque celle-ci n'est pas homogène.

Les configurations sont multiples et appellent chacune une réponse adaptée :

- présence de joints, discontinuités ou bancs plus faibles subhorizontaux : un calcul est fait le long de ces zones de faiblesses ; la valeur caractéristique est alors une estimation prudente de la résistance moyenne le long de la zone de faiblesse,
- alternance de bancs plus ou moins durs subverticaux (marnes et calcaires par exemple) : dans certains cas, la valeur caractéristique de la résistance de la fondation pourra être une moyenne pondérée de la valeur caractéristique des marnes et des calcaires, en retenant les valeurs de pic pour les marnes (moins raides) et les valeurs résiduelles pour les calcaires (plus raides, donc pouvant être cisaillés).

2.2. Données relatives à la résistance des matériaux de fondation

Cette partie examine les différents paramètres liés au comportement mécanique (déformabilité et résistance) des matériaux de la fondation du barrage. Elle fixe les notations utilisées et s'intéresse à la caractérisation (méthodologies expérimentales et empiriques) de ces paramètres et à la prise en compte de valeurs caractéristiques.

La démarche adoptée pour la formalisation des données relatives à la résistance des matériaux de fondation en vue de la justification d'un barrage-poids peut être synthétisée de la façon suivante :

- établissement du modèle géologique de la fondation (§ 2.2.1) ;
- établissement du modèle mécanique de la fondation (§ 2.2.2).

Il existe quelques ouvrages en béton, souvent de hauteur modeste, construits sur des sols de fondation meubles. Ceci n'étant pas le cas général, on se reporte aux recommandations pour les ouvrages en remblais pour lesquels sont traitées ces fondations qui relèvent de la mécanique des sols.

L'étude est ciblée sur les matériaux de fondation mais peut être élargie à la cuvette de la retenue lorsque celle-ci peut poser indirectement de sérieux problèmes vis-à-vis de la stabilité de l'ouvrage (écroulement de versant, communication cuvette - site par des réseaux de fractures orientés amont-aval qui indirectement peuvent jouer un rôle néfaste vis-à-vis des sous-pressions sous le barrage).

2.2.1. Modèle géologique de la fondation

Le modèle géologique englobe le modèle hydrogéologique et le modèle géométrique de la fondation.

2.2.1.1. Principes

Les recommandations ci-après concernent les principaux points qu'il faut examiner lors des études géologiques des barrages-poids sur fondation rocheuse. Les objectifs du modèle géologique sont de fournir les informations nécessaires pour juger de la qualité de fondation de l'ouvrage projeté : son étanchéité, sa résistance et les risques de tassements différentiels et d'érosion interne dans le massif rocheux.

Histoire géologique

Toute analyse géologique doit d'abord prendre en compte dans quelles conditions et à quelle époque se sont mises en place les différentes formations qui servent de support à l'ouvrage projeté ou réalisé. Selon l'âge (récent ou très ancien) et l'environnement (milieu marin, alluvial, volcanique, magmatique, etc.), l'évolution des matériaux est différente (degré

d'altération, fissuration, fracturation, déformation). Ce travail est le plus souvent bibliographique.

Description des formations

Le point le plus important est la parfaite connaissance de la nature lithologique du terrain en distinguant bien les terrains de couverture du substratum rocheux sous-jacent. Il faut rappeler que le substratum peut appartenir à différents types de roches (sédimentaires, volcaniques, plutoniques, métamorphiques) dont les caractéristiques mécaniques sont extrêmement variables. La structure, isotrope ou anisotrope, joue un grand rôle dans leur comportement en tant que terrain de fondation. Minéralogie, pétrographie, dispositions structurales sont donc la base du diagnostic, en utilisant des termes normalisés (norme NF 14 689-1 par exemple) et en évitant toute appellation locale pouvant conduire à des confusions.

Détermination des hétérogénéités

Toutes les variations dans la nature et la structure des matériaux de fondation (altération sous climat hydrolysant, altération hydrothermale, enclaves, bancs de nature et comportement différents, fracturation à toutes échelles, plissements, décollements, vides (karsts, fissures de distension par appel au vide dans le versant, remplissages postérieurs à la mise en place, etc.)) sont précisées et expliquées. La géomorphologie est prise en compte pour analyser certaines formes du relief. L'ensemble de ces informations doit permettre de fixer les zones homogènes, les hétérogénéités et de déboucher sur un modèle géologique du site concerné.

Il faut noter que toutes les hétérogénéités sont à étudier avec soin, car elles peuvent induire des comportements mécaniques particuliers (fissures lubrifiées par de l'argile, fissures en compression et fissures en distension par rapport à la contrainte tectonique régionale).

2.2.1.2. Démarche pour obtenir un modèle géologique

Un modèle géologique est, au minimum, une image du terrain en deux ou trois dimensions, montrant l'organisation des différents objets géologiques les uns par rapport aux autres.

Enquête documentaire

La recherche de toutes les données concernant un site est le préalable indispensable, en allant du général (études régionales) au particulier (rapports d'études spécifiques dans la zone du projet). Rappelons que certains sites ont pu faire l'objet d'études antérieures plus ou moins complètes, parfois oubliées. Pour les ouvrages anciens, on recherche en priorité les documents de projet et les plans de récolement.

Travail de terrain

En préambule, nous dirons que le rôle du géologue est de lire et comprendre le paysage. Souvent il existe un support régional (en France la carte géologique au 1/50000) qui sert de base de travail.

Quand on ne dispose pas de documents géologiques régionaux, une étude par photointerprétation permet de poser les choses, d'avoir une vision globale, même quand il y a peu d'affleurements, la géomorphologie étant alors d'un grand secours.

L'étude débouche sur un examen géologique du site avec levé d'une carte à une échelle appropriée (du 1/5000 ou 1/500 selon la précision souhaitée). On insiste particulièrement sur les terrains de couverture souvent absents des cartes générales et qui peuvent entraîner des volumes de décapage importants pour obtenir une fondation acceptable.

Ensuite, sur les levés de détail, on fait figurer le maximum d'éléments géologiques permettant d'adapter l'ouvrage au site et de choisir les meilleures dispositions constructives : zones d'altérations, zones solubles (gypse), zones tectonisées et déformées, zones fracturées avec une géométrie précise de tous les types de discontinuités du massif à toutes

les échelles – microstructures à mégastructures – pouvant conduire à des phénomènes d'instabilité des versants et des fondations ou être des vecteurs de fuites pour les eaux de la retenue. On précise si les fractures sont ouvertes ou fermées, continues ou discontinues, ainsi que la nature de leur remplissage (étanche ou perméable). Sont également indiquées toutes les déformations souples (plis, microplis, étirements) qui sont les prémices des phases cassantes (ou qui correspondent à des niveaux structuraux différents).

Pour un barrage-poids, l'analyse structurale du massif rocheux est indispensable. On relève l'orientation des fractures par rapport à l'axe de l'ouvrage et à la découpe des fouilles dans les versants. La représentation de la fracturation au moyen de canevas (type Wulff) est obligatoire. On détermine, pour chaque famille ainsi identifiée, l'espacement, le remplissage et l'extension typiques. C'est lors de cette analyse que l'on identifie les plans potentiellement défavorables à la stabilité de l'ouvrage ou des fouilles (par exemple des glissements « banc sur banc » dans le cas de roches anisotropes ou stratifiées).

Les contraintes tectoniques qui ont affecté le massif par le passé (zone de compression, de distension, de cisaillement) sont définies lors de l'étude sismo-tectonique menée par ailleurs.

C'est aussi à cette phase que sont reportées toutes les informations concernant l'hydrogéologie (sources, suintements, niveaux perméables, chenaux karstiques, niveaux étanches, faille drainante qui ferait communiquer l'amont et l'aval de l'ouvrage par exemple) ainsi que tous les éléments pouvant donner des idées sur une instabilité possible des versants (arbres, arrachements, formes du relief, zones humides, etc.).

En conclusion, le levé de terrain doit être un document complet, précis et compréhensible pour les concepteurs ; c'est un état des lieux le plus exhaustif possible.

Nous attirons l'attention sur le fait que ces travaux préparatoires à la mise au point d'un modèle géologique sont de plus en plus négligés et que l'on a tendance aujourd'hui à faire des extrapolations sommaires des documents géologiques existants. Les feuilles de la carte au 1/50000° du BRGM, trop souvent agrandies, ne peuvent en aucun cas être un document de projet pour les fondations d'un ouvrage poids, car les phénomènes d'altération (roche de médiocre qualité, par exemple) n'y sont jamais mentionnés.

C'est également lors de ces levés géologiques de détail qu'apparaissent les zones les plus favorables (topographiquement et géologiquement) pour l'implantation et le choix des ouvrages annexes. En effet, dans le cas des terrains sédimentaires ou métamorphiques en particulier, et en fonction de la direction de l'horizontale des plans de la roche et de leur plongement, un évacuateur de crues ou une galerie peuvent poser des problèmes de stabilité selon leur orientation par rapport à l'orientation des couches ou des plans de foliation (orientation de l'horizontale des plans de la roche et son angle de plongement sous l'horizontale).

Travaux de reconnaissance

En aucun cas il ne peut y avoir de standards, les conditions géologiques des sites étant beaucoup trop changeantes et différentes selon la nature des choses.

Les travaux de reconnaissance sont définis **pour répondre à des questions précises après l'étude de surface** et lever les inconnues qui subsistent. Les types de travaux doivent être choisis en fonction du contexte géologique et les méthodes doivent y être adaptées.

Tranchées et puits

Les **tranchées** (ou puits) de reconnaissance réalisées à la pelle hydraulique sont d'emblée nécessaires quand il y a peu d'affleurements. Elles permettent souvent de positionner le contact couverture/substratum et de se faire rapidement une bonne idée du décapage, si la couverture meuble n'est pas trop importante (5 à 6 m au plus).

Reconnaissances géophysiques

La **sismique réfraction** renseigne sur la qualité globale du "rocher", qu'il est très difficile d'apprécier de visu, en montrant, par la gamme de vitesses observées, l'importance de l'altération / décompression du massif par rapport à la roche saine. La sismique est le révélateur du degré de fracturation d'un massif rocheux. Elle est très utilisée pour les barrages en béton et permet d'avoir une bonne approche du niveau de fondation. En effet, des vitesses de l'ordre de 3000 m/s semblent dans la plupart des cas correspondre à un rocher de qualité acceptable pour fonder un barrage-poids en béton. La géophysique est généralement effectuée avant les sondages et permet de révéler parfois des zones suspectes que les sondages devront vérifier (zones de « pertes de temps » par exemple).

D'autres méthodes peuvent être utiles pour aider à construire le modèle géologique, notamment les méthodes électriques qui ne sont pas développées dans le document.

Sondages

Les **sondages** (avec une préférence pour les carottés, complétés par des destructifs avec enregistrement des paramètres de foration), orientés en fonction de la géométrie des couches ou des fractures, renseignent sur la qualité du matériau en profondeur, sont indispensables pour le calage de la géophysique, et révèlent la structure fine du massif. Les **traces d'oxydation** sont un des meilleurs repères de la décompression des roches isotropes et dans les cas favorables peuvent être corrélées avec les vitesses sismiques. L'analyse du RQD (définition au § 2.2.2.2) est également à prendre en compte, surtout pour les roches isotropes.

Une pratique de plus en plus répandue consiste à effectuer une imagerie de paroi des sondages, avec traitement statistique des discontinuités relevées.

Les sondages servent bien évidemment pour des essais hydrauliques (Lugeon en milieu rocheux) qui contribuent à définir les zones de perméabilité différentes puis par la suite la géométrie d'un organe d'étanchéité adapté au projet. Il en faut un nombre suffisant, afin d'avoir une valeur statistique des résultats. L'essai de pompage dans une formation rocheuse perméable reste l'essai le plus précis pour quantifier la perméabilité d'une zone douteuse dans un massif isotrope (il reste très difficile à interpréter en milieu discontinu car les hypothèses classiques – puits parfait etc – ne sont en général pas vérifiées). Par contre, on ne peut pas se contenter de quelques essais systématiques si l'on veut vraiment cerner la perméabilité et concevoir le futur traitement d'étanchéité d'un milieu hétérogène anisotrope (molasse par exemple où la cimentation des grains est très variable d'un point à l'autre – on passe du sable au grès cimenté) et il faudra peut-être associer différents types d'essais pour une même formation.

Des sondages sont spécifiquement dédiés à la mesure et au suivi du niveau de nappe.

Pour ce qui concerne les essais sur les matériaux et les essais in-situ, nous renvoyons à l'étude géotechnique et mécanique sensu stricto.

2.2.1.3. Etablissement du modèle géologique de la fondation

A partir de ce qui a été vu précédemment, le géologue a en mains les éléments pour préparer le modèle géologique du site. Il est constitué des coupes géologiques interprétatives montrant en élévation la nature et la structure des formations présentes au droit de l'ouvrage ainsi que leur perméabilité.

On trouve essentiellement trois grands types de représentations :

- coupes lithologiques et structurales (modèle géologique) ;
- coupes des perméabilités et du comportement hydraulique des terrains (modèle hydrogéologique)

• blocs diagrammes (3D) et canevas d'analyse structurale.

Dans le cas d'ouvrages existants, ceux-ci doivent faire figurer le barrage afin de bien visualiser le niveau de fondation et les traitements de la fondation réalisés.

Coupes lithologiques et structurales

Elles doivent être faites sans distorsion des échelles verticales et horizontales, pour être correctement utilisables. Elles peuvent être transversales et longitudinales par rapport à l'axe de la vallée.

Elles doivent montrer :

- l'épaisseur des formations superficielles (alluvions, éboulis, colluvions) ;
- l'épaisseur du rocher altéré et /ou fracturé (bien visible sur les carottes) ;
- l'épaisseur du rocher décomprimé. Les traces d'oxydation, déjà citées par ailleurs, restent le meilleur témoin de la décompression mécanique des roches en profondeur, information négligée le plus souvent. Dans les cas les plus favorables, elles se calent parfaitement sur une gamme de vitesse sismique, permettant ainsi de très bonnes corrélations mécaniques pour des tranches de terrain bien marquées. Il est en effet très rare de pouvoir matérialiser ainsi un horizon sismique. Cela sera très important à l'ouverture des fouilles;
- la position exacte du substratum sain et compact, pour y asseoir l'ouvrage sans risques de tassements ;
- les variations de nature des roches, avec une attention particulière entre les niveaux compressibles et résistants ou les niveaux solubles (karst ou gypses) ;
- l'importance de la fracturation (analyse structurale, analyse de l'espacement et du remplissage des fractures) ;
- la structure du site basée sur des corrélations de sondage à sondage et des éléments de déformations simples à très complexes (plis, étirements, chevauchement, variation dans la sédimentation avec des niveaux ou lentilles de qualité médiocre dans le cas des roches sédimentaires, zones broyées ou contenant des enclaves de roches différentes dans les cas de roches magmatiques).

Pour les projets d'ouvrages neufs, elles doivent permettre de définir :

- le choix du meilleur axe et le type d'ouvrage poids le plus approprié, compte tenu de la qualité mécanique du support ;
- l'importance du décapage ; l'importance du décapage sera adaptée à la réalité du terrain lors de l'ouverture des fouilles, mais les études doivent permettre d'identifier les zones particulières où des confortements pourraient être nécessaires (problème de stabilité dans des roches sédimentaires stratifiées par exemple) ;
- le type, l'orientation, et la profondeur de ces confortements nécessaires à la stabilité d'ensemble ;
- les zones où des purges seraient indispensables pour conserver une fondation acceptable (tassements différentiels);
- le choix de l'implantation des ouvrages annexes ou complémentaires qui sont intimement liés à la géométrie, mais surtout aux conditions géologiques qui peuvent s'avérer très pénalisantes dans les cas défavorables (culée par exemple).

Pour les ouvrages existants, elles doivent permettre de définir :

- la position des principaux plans de discontinuités par rapport à l'ouvrage ;
- le niveau d'altération de la fondation rocheuse immédiatement sous le contact ;
- les niveaux piézométriques et les localisations des zones perméables (fuites éventuelles en fondation en se référant à l'historique des auscultations pendant la vie de l'ouvrage).

Coupes des perméabilités et du comportement hydraulique du terrain

Elles sont réalisées au droit de l'organe d'étanchéité de l'ouvrage et sans distorsion d'échelles (sinon elles ne permettent pas une vision réaliste du site).

Rappelons que les perméabilités en milieu rocheux doivent être exprimées en l/m/min à la pression que l'on aura choisi de représenter (si possible celle apportée par le futur plan d'eau).

Avec cela, on dresse une (ou des) coupe synthétique des perméabilités reliant tous les sondages (en précisant le niveau de la nappe et ses éventuelles fluctuations saisonnières, les sondages ayant été aussi équipés en piézomètres).

Cette coupe doit montrer :

- les perméabilités du massif rocheux sous le décapage prévu ;
- la profondeur / TN du terrain étanche ou considéré comme tel ;
- les zones avec anomalies de perméabilité ;
- la limite d'oxydation de la roche témoignant des circulations d'eau, donc de sa décompression (ouverture partielle des fissures).

Cette synthèse est complétée par des éléments d'analyse tels que :

- le comportement de chaque essai entre la montée et la descente en pression pour un même palier de pression (débourrage / colmatage / comportement équivalent), à partir de l'analyse des courbes d'absorption d'eau;
- les pertes totales d'eau de foration, en expliquant leur raison ;
- les contournements d'obturateur et leurs causes probables.

Les blocs diagrammes et canevas d'analyse structurale

Les blocs diagrammes permettent de bien visualiser la structure en 3D et d'approcher les problèmes de blocs et zones instables (approche mécanique par la méthode des coins rocheux) ainsi que les problèmes de traitement de la fondation (orientation des voiles d'injection et de drainage). Ils sont avantageusement couplés aux canevas d'analyse de la fracturation qui facilitent eux aussi une représentation 3D de la structure du massif rocheux.

Pour les projets d'ouvrages neufs, cela permet de définir, en fonction de la nature du terrain :

- la limite à partir de laquelle la perméabilité est acceptable en milieu fissuré (critère à affiner avec le projeteur, en général 1 unité Lugeon (1 l/min/m sous 1MPa) pour les barrages > 50 m, ou absorption inférieure ou égale à 2 l/min/m sous 0,5 MPa pour les barrages < 50 m;
- la géométrie des zones très perméables en fondation par rapport aux zones peu perméables ou étanches (contraste des perméabilités) ;
- la géométrie du voile ou de l'organe d'étanchéité retenu, à affiner avec le projeteur (on s'encastre généralement de 3 à 5 m dans le terrain étanche lors des injections mais cela dépend aussi de la hauteur de l'ouvrage et de la perméabilité du niveau réputé étanche. Ce n'est par exemple pas vrai dans les milieux karstiques) et du voile au large (directement fonction de la piézométrie mesurée dans les rives);
- les zones où une étanchéité particulière (plusieurs lignes d'injection, forages plus rapprochés, forages inclinés) est nécessaire ;
- l'orientation et l'inclinaison des forages par rapport à la structure d'ensemble de façon à recouper le maximum de plans de fractures défavorables par leur orientation à l'étanchéité générale (plans amont aval ouverts, donc naturellement drainants) ;
- la géométrie et l'importance du voile de drainage qui doit tenir compte de celle décidée pour le voile d'injection. Rappelons que la maîtrise du drainage (donc des

circulations d'eau) est un des points les plus importants de la stabilité des barragespoids béton extrêmement sensibles aux pressions de soulèvement.

Cela permet aussi de se faire une idée du futur réseau d'auscultation (piézomètres implantés dans les zones critiques).

Pour les barrages anciens, tous les dispositifs d'auscultation mis en place antérieurement dans la fondation doivent être calés par rapport aux données géologiques fournies, de façon à vérifier leur efficacité et leur rôle réels.

2.2.1.4. Levé géologique des fonds de fouilles

La procédure de réception des fonds de fouilles du barrage comporte un levé géologique du massif rocheux dans l'emprise du barrage à une échelle très précise, les objets géologiques particuliers étant relevés topographiquement lors de l'établissement des plans de récolement. Ce levé, parfois à l'échelle du mètre, permet de confirmer certaines hypothèses retenues pour l'établissement du modèle géologique, et, dans le cas contraire, d'adapter les travaux à ces imprévus.

2.2.1.5. Synthèse géologique

L'étude géologique appliquée aux barrages-poids doit permettre de trouver un niveau de fondation dans une roche appropriée, acceptant ce type d'ouvrage [Couturier, 1987], à savoir un rocher peu déformable ayant une structure garantissant sa stabilité. Elle doit aussi permettre d'orienter le concepteur sur les traitements à réaliser au niveau des appuis du barrage (confortement mécanique et traitements d'étanchéité). Ce travail reste un temps fort et incontournable des études, à l'amont de toute autre intervention.

Le géologue doit travailler à toutes les phases du projet avec une attention particulière à la qualité, au suivi **et à l'interprétation des travaux de reconnaissance** dont il a assuré la définition, afin de fournir au concepteur un modèle (ou une image) géologique du site de plus en plus précise et proche de la réalité au fur et à mesure que les études avancent. On limite ainsi les risques de mauvaises surprises à l'ouverture des fouilles, dont les conséquences pèsent, généralement, très lourd sur le coût final de l'aménagement (mauvaise estimation du décapage en particulier). On limite également les surcoûts liés à un surdimensionnement du projet suite à des reconnaissances de mauvaise qualité ayant conduit à retenir des valeurs caractéristiques trop pessimistes.

Les modèles géologique et hydrogéologique du site (le plus souvent des coupes en 2D et des visualisations 3D aujourd'hui possibles) sont une synthèse de données **qualitatives et quantitatives** donc hétérogènes, faite de corrélations visuelles (nature changeante des terrains), hydrauliques (perméabilité très variable d'un point à un autre), mécaniques (ensembles regroupés sous des caractéristiques les plus homogènes possibles, sachant qu'il faut faire des classements avec toutes les incertitudes qui peuvent malgré tout subsister). Le milieu naturel reste difficile à quantifier et ceci d'autant plus si l'on n'a pas compris la nature et la disposition des éléments géologiques, souvent complexes, qui ont pu subir plusieurs phases de déformations superposées, et très espacées dans le temps.

Ces modèles sont susceptibles d'évoluer en fonction de l'avancement du projet entre le modèle préliminaire établi à partir des données facilement accessibles (bibliographie, levés d'affleurements, archives) et le modèle définitif établi à partir des données issues de plusieurs années d'auscultation de l'ouvrage mis en eau.

Enfin on attache une attention particulière aux points clés vis-à-vis de la stabilité géologique de la fondation d'un ouvrage poids :

• l'écoulement, le cheminement et la maîtrise des eaux dans la fondation par rapport à la structure géologique d'ensemble. Si cela n'a pas été parfaitement maîtrisé en temps voulu, on peut aboutir à d'importants désordres ultérieurs (érosion interne des joints avec augmentation des sous-pressions, érosion interne de certaines fondations);

- l'examen des conditions de stabilité initiale naturelle de la zone d'implantation de l'ouvrage, mais aussi l'influence de la modification de ces conditions lors de l'ouverture des fouilles du barrage. Ce point peut être très critique pendant le chantier ;
- l'examen des conditions de stabilité au sein de la fondation par l'intermédiaire de discontinuités ou de couches de faible résistance au cisaillement, de plus ou moins grande extension, défavorablement orientées et débouchant à l'aval ;
- l'existence de terrains compressibles et déformables sous l'emprise de l'ouvrage en envisageant soit leur décapage en étant parfaitement assuré de leur extension, soit leur conservation en prenant des dispositions constructives appropriées ;
- le choix et le positionnement des ouvrages annexes pour les barrages en tenant compte de la réalité géologique du site et en évitant de recouper des structures qui favoriseraient des instabilités ultérieures ou compromettraient la stabilité d'ensemble ;
- pour des réhabilitations sur de vieux ouvrages, tout ce qui a été réalisé devra être recalé, dans la mesure du possible, par rapport au contexte géologique du site, surtout en l'absence de plans de récolement antérieurs.

L'analyse globale du site permet finalement d'identifier des zones correspondant chacune à un modèle mécanique homogène. Ces « grandes » unités pourront être représentées sur un modèle géométrique du site.

2.2.2. Modèle mécanique de la fondation

2.2.2.1. Principes

Le modèle mécanique de la fondation a pour objectif de définir un cadre de représentation des propriétés de résistance et de déformabilité de la fondation, de manière à évaluer le mieux possible son comportement et sa sécurité vis-à-vis des différents états-limites à considérer.

La constitution d'un modèle mécanique de fondation nécessite :

- d'identifier les matériaux constitutifs des fondations ;
- d'identifier les mécanismes mis en jeu afin de modéliser les lois de comportement et les limites associées ;
- de traduire le comportement mécanique de la fondation par des valeurs caractéristiques qu'il conviendra de prendre en compte dans les calculs de justification.

Le modèle mécanique est établi en lien avec le modèle géologique qui englobe également les conditions hydrogéologiques.

Les mécanismes qui interviennent dans les calculs de stabilité d'un barrage-poids concernent :

- le massif rocheux proprement dit, qui peut présenter des faiblesses liées à une altération homogène du massif rocheux ou une fissuration et/ou fracturation intense dans plusieurs directions de l'espace. En pratique, la masse rocheuse examinée dans les justifications est celle qui se situe à proximité du contact avec le corps du barrage. En effet, dans le cas général, le rocher altéré et présentant les résistances mécaniques les plus faibles se situe en surface et la qualité mécanique de la fondation s'améliore avec la profondeur. Le modèle géologique doit permettre d'identifier si le cas d'étude est un cas particulier (altération hydrothermale, couches sédimentaires plus faibles en profondeur,...);
- les discontinuités éventuellement présentes dans la masse rocheuse, aux faibles propriétés de résistance au cisaillement. Les justifications de stabilité peuvent concerner

aussi bien des discontinuités situées en surface que des discontinuités localisées dans des zones plus profondes de la fondation.

La justification vis-à-vis de la résistance du massif rocheux est rarement dimensionnante, la faiblesse d'une fondation étant souvent caractérisée par la faible résistance au cisaillement des discontinuités.

2.2.2.2. Démarche pour déterminer le modèle mécanique

Il appartient au maître d'ouvrage de donner les moyens suffisants à son concepteur pour la réalisation des missions décrites ci-dessous. L'élaboration d'un projet de barrage neuf ou le diagnostic et le projet de confortement d'un barrage existant nécessitent que, pour ce qui relève de la fondation, le concepteur s'entoure d'une équipe disposant des compétences en géologie, géotechnique et mécanique des roches.

La détermination des valeurs caractéristiques pour la justification de la stabilité d'un ouvrage appartient au concepteur. Pour cela, il s'appuie :

- sur les modèles géologiques et hydrogéologiques ;
- sur le rapport de synthèse géotechnique. Ce rapport doit présenter a minima une proposition de modèle mécanique cohérent avec le modèle géologique et des valeurs caractéristiques.

Cette démarche conduit le concepteur à intervenir dans le déroulement des missions de reconnaissance et à coordonner les actions des intervenants dans les étapes suivantes :

- ${\rm I}\!{\rm I}$ la définition des grandeurs à déterminer en regard des particularités de son projet ;
- ② la spécification des méthodes de reconnaissance et de mesure les mieux adaptées ;
- ③ l'interprétation des reconnaissances et mesures.

Au final, le concepteur valide ou modifie les valeurs caractéristiques proposées, car :

- lorsque les valeurs caractéristiques sont obtenues par différentes méthodes, l'une ou l'autre des méthodes peut être plus représentative,
- la prudence requise pour l'estimation de la valeur caractéristique dépend du projet.

Projet neuf : reconnaissance du massif de fondation

La méthodologie pour la détermination du modèle mécanique de la fondation peut être décomposée suivant les étapes principales suivantes :

Données initiales : collecte d'informations préalables :

- visite de site ;
- collecte de données antérieures : sondages réalisés, analyse experte des essais disponibles ;
- projets antérieurs ;
- modèle géologique de la fondation.

Campagne de reconnaissance :

- **a.** Etablissement d'un programme de reconnaissances en regard des inconnues ou incertitudes du modèle géologique et du projet :
 - étendue de la zone à reconnaître ;
 - caractérisation **des spécificités** du massif rocheux en regard de la nature même de celui-ci : singularités dans les calcaires (karst, etc.) ;
 - caractérisation de la masse rocheuse : sauf cas contraire signalé dans le modèle géologique, la masse rocheuse examinée dans les justifications est celle qui se situe à proximité du contact avec le corps du barrage. Il y a lieu de préciser la nature des sondages et des essais (essais d'identification, essais mécaniques et essais hydrauliques). Les essais mécaniques en laboratoire

doivent être réalisés sur des échantillons intacts, prélevés par sondages carottés. Des essais mécaniques in situ peuvent également être employés pour caractériser le comportement mécanique des matériaux : vérin à plaque de charge, dilatomètre, pressiomètre roche ;

 caractérisation des discontinuités : le prélèvement d'échantillons de joints rocheux par des sondages carottés permettra de réaliser des essais de cisaillement sur ces joints si nécessaire.

Le programme doit préciser l'implantation des sondages et des prélèvements, le nombre d'essais (couverture du terrain) et la profondeur des reconnaissances (zone critique de la masse rocheuse à proximité du contact avec le corps du barrage / les discontinuités critiques du massif peuvent conduire à des sondages profonds si nécessaire).

- **b.** Réalisation des essais, des sondages, des prélèvements, et présentation des résultats bruts. Il est fondamental pour le projet d'engager un suivi de la campagne afin de s'assurer de la qualité des travaux et d'adapter son contenu au vu des premiers résultats bruts obtenus.
- c. Evaluation de la représentativité des résultats bruts, de leur aptitude à être utilisés pour la détermination de valeurs caractéristiques et sélection des résultats d'essais validés.

Le modèle mécanique :

a. Enrichissement du modèle géologique avec prise en compte particulière des discontinuités, de leur orientation par rapport à l'ouvrage et du remplissage éventuel des joints ;

b. Contrôle : dans une démarche de validation, une analyse critique des valeurs caractéristiques est menée sur la base :

- d'expériences comparables,
- d'un examen des corrélations entre essais,
- de la comparaison avec des valeurs « habituelles » (tableau de valeurs cibles) ;

c. Détermination des valeurs caractéristiques retenues pour les différents éléments du modèle et appréciation de leur variabilité.

On distingue les cas singuliers suivants :

- les matériaux rocheux altérés ou très fortement fracturés, qui peuvent être assimilés à des formations meubles ;
- les cas des fondations rocheuses évolutives et/ou singulières :
 - les roches solubles : gypse,...,
 - les roches présentant une structure géologique singulière,
 - un contact géologique ayant un impact sur les écoulements et facilitant, par exemple, les résurgences,
 - les structures lithologiques présentant des plans de faiblesse,
 - des concentrations de circulation d'eau (karst,...) conduisant à des situations singulières mais préjudiciables à la tenue de l'ouvrage.

On cherche in fine à apprécier l'état de contrainte résultant de la présence de l'ouvrage projeté et à vérifier si ces nouvelles sollicitations, qui peuvent avoir un impact sur le comportement du massif rocheux, restent acceptables.

Synthèse : proposition d'un modèle mécanique synthétisant les valeurs des différents paramètres servant à la justification (valeurs caractéristiques) par zones homogènes. Il est recommandé de rappeler le niveau d'incertitude des paramètres appréhendés.

Ouvrage existant

Dans le cas des barrages les plus importants et instrumentés, la méthodologie pour la détermination du modèle mécanique de la fondation existant est différente de celle d'un ouvrage en projet car elle utilise toutes les connaissances acquises lors des études, de la construction et de la surveillance du barrage, notamment les résultats des mesures d'auscultation.

Les principes exposés précédemment restent valables. Les valeurs caractéristiques des propriétés de résistance d'un ouvrage existant reposent sur les reconnaissances éventuellement réalisées en phase de conception et sur les essais réalisés lors de l'exécution des travaux, complétées le cas échéant par de nouvelles investigations réalisées spécifiquement.

Pour les ouvrages plus modestes, avec peu ou pas de données mécaniques disponibles ni de mesures d'auscultation, on peut se retrouver dans une situation proche d'une situation de projet. La campagne à mener dans ce cas devra être relativement complète, avec néanmoins une orientation donnée par la pathologie constatée, le projet ou les interrogations qui ont pu conduire à vouloir vérifier la stabilité de l'ouvrage.

2.2.2.3. Description du massif rocheux

L'identification des roches est basée sur le modèle géologique, sur des essais de laboratoire et in situ, et sur des critères visuels objectifs, faisant l'objet de protocoles normalisés.

Le massif rocheux est identifié par :

- sa nature et ses propriétés physiques intrinsèques (minéralogie et densité) ;
- la mesure de la densité de fissuration / fracturation, pour laquelle existent plusieurs indices globaux quantitatifs, parmi lesquels :
 - l'indice RQD (Rock Quality Designation), très utilisé en mécanique des roches mais qui ne fournit dans la réalité qu'une information très pauvre sur la densité de fracturation⁷,
 - Indice ID d'intervalle des discontinuités, qui est également, comme le RQD, très sensible à la direction de la ligne de mesure (ou de l'orientation du sondage);
- la combinaison de paramètres descriptifs de la résistance du massif fracturé : caractérisation de l'orientation et de l'espacement de la fracturation, de l'état des joints (rugosité, altération, nature du remplissage...). A titre d'exemples, peuvent être citées les méthodes suivantes :
 - Tunneling Quality Index [Barton, 1977];
 - Rock Mass Rating [Bienawski, 1984];
 - Geological Strength Index [Hoek, 2002];
 - o description des massifs rocheux [Aftes, 2003].

Leur classement dans une catégorie reconnue par l'ensemble de la profession et l'identification des paramètres associés permettront de valider les informations recueillies à partir :

- des plages de variation connues d'une propriété pour un type de rocher ;
- de corrélations à caractère général reliant les paramètres mécaniques entre eux ;

⁷ Une carotte de roche présentant un espacement régulier des fissures de 11 cm (soit 9 fractures/m) conduit à un RQD de 100 %. Une carotte présentant un espacement de 9 cm, par conséquent très proche de la précédente (11 fractures/m) conduit à un RQD de 0 %, sans pour autant que les propriétés mécaniques de la masse rocheuse ne soient significativement modifiées.

• de la discussion avec le géologue ayant établi le modèle géologique.

2.2.2.4. Propriétés mécaniques de la fondation

Les propriétés mécaniques que l'on cherche à quantifier sont de différentes natures :

- résistance mécanique du massif rocheux ;
- résistance au cisaillement des discontinuités ;
- portance de la fondation ;
- déformabilité du massif rocheux.

Les aspects mécaniques et hydrauliques doivent être abordés conjointement dans le cadre de la justification du dimensionnement d'un projet.

Résistance mécanique du massif rocheux

Pour un matériau donné, sur une représentation dans le plan de Mohr (σ , τ), la courbe intrinsèque sépare le domaine des contraintes admissibles des contraintes provoquant la rupture.

La résistance mécanique d'une masse rocheuse homogénéisée peut être approchée par le critère de Hoek et Brown⁸, dont l'équation générale est (en contraintes effectives) :

$$\sigma_I = \sigma_3 + \sigma_{ci} (m_b \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s)^a \tag{1}$$

avec σ_1 = contrainte principale majeure

 σ_3 = contrainte principale mineure

 σ_{ci} = résistance à la compression uni-axiale de la matrice rocheuse (roche intacte)

Les coefficients a, m_b et s sont des constantes caractéristiques du massif rocheux ; ils peuvent par exemple être déterminés sur la base des paramètres suivants, d'après [Hoek, 2002] :

- le GSI (Geological Strength Index), qui caractérise la résistance de la roche et ses joints ;
- le coefficient D qui traduit la décompression liée aux effets arrières du déroctage (D=0 : massif intact ; D=1 : massif très perturbé par les tirs) ;
- le coefficient mi, qui caractérise la résistance triaxiale de la matrice rocheuse intacte et

est déduit de la relation : $\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} (m_i \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + 1)^{0.5}$. Les essais de compression

simple et triaxiaux effectués au laboratoire permettent de remonter à la valeur de m_i en calant au mieux l'équation de Hoek-et-Brown sur la courbe enveloppe des cercles de Mohr à la rupture.

$$m_b = m_i \exp\left(\frac{GSI - 100}{28 - 14D}\right)$$
$$s = \exp\left(\frac{GSI - 100}{9 - 3D}\right)$$
$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6}\left(e^{-GSI/15} - e^{-20/3}\right)$$

A partir de ce critère :

- la résistance à la compression simple du massif se déduit avec la relation :

$$\sigma_c = \sigma_{ci} \cdot (s)^a$$

⁸Cette loi doit être appliquée avec prudence. Elle est applicable pour une roche comportant plusieurs familles de discontinuités, et pouvant être assimilée à un milieu homogène équivalent.

Notons que d'autres relations ont été proposées par [Hoek, 2002] pour caractériser plus globalement la résistance à la compression d'un volume de massif proche de la surface (ce volume étant celui qui intervient dans un processus de rupture éventuel par défaut de capacité portante) : cette valeur de résistance « globale » du massif va intégrer l'augmentation de résistance avec le confinement qui est établi dans le volume de massif considéré ;

- la résistance à la traction simple peut être estimée avec la relation :

$$\sigma_t = -\frac{s \cdot \sigma_{ci}}{m_b}$$

Résistance au cisaillement des discontinuités

Un même joint peut être caractérisé par plusieurs critères de résistance. On distingue :

- la résistance maximale (ou résistance de pic) : c'est le plus fort cisaillement qu'un joint peut supporter (τ_{pic}); jusqu'à τ_{pic}, la morphologie initiale du joint est mobilisée (indentations / aspérités / rugosité);
- la résistance résiduelle (τ_{res}): le cisaillement que le joint supporte lorsqu'il a subi de grands déplacements, qui ont pu provoquer un lissage des épontes. Seule la rugosité intrinsèque est mobilisée.

La loi de comportement plastique des joints rocheux peut être approchée par la relation suivante, mise au point par Barton [hoek, 1997] [Aftes, 2003] (en contraintes effectives) :

$$\tau = \sigma_n \tan(\varphi_b + JRC \log_{10}(\frac{JCS}{\sigma_n}))$$
⁽²⁾

avec JRC le coefficient de rugosité

JCS la résistance à la compression de la paroi du joint, en MPa

 φ_b l'angle de frottement de base

 σ_n la contrainte normale au joint, en MPa

τ la contrainte de cisaillement limite, en MPa

JRC est déterminé en comparant l'aspect du joint avec des profils standard publiés par Barton [Barton, 1987] [Hoek, 1997]. La valeur trouvée est valable pour des longueurs de joints de 10 à 20 cm. Ensuite l'effet d'échelle est pris en compte à l'aide de la relation :

$$JRC_n = JRC_0 \times \left[\frac{L_n}{L_0}\right]^{-0.02JRC_0}$$
 [Barton, 1982]

Dans cette relation, comme dans la suivante, l'indice 0 se réfère à la dimension des éprouvettes d'essais en laboratoire (10 à 20 cm), l'indice n à la dimension des blocs de rocher in situ considérés pour les calculs de stabilité.

Des méthodes ont été suggérées en 1978 par l'ISRM pour l'évaluation de la résistance à la compression de la paroi JCS [Lsrm, 1978]. Pour ce paramètre, il faut également prendre en compte l'effet d'échelle :

$$JCS_n = JCS_0 \times \left[\frac{L_n}{L_0}\right]^{-0.03JRC_0}$$
 [Barton, 1982]

La borne maximum du paramètre JCS_0 est la résistance à la compression simple de la roche mère (notée σ_{ci} précédemment) déterminée en laboratoire sur une éprouvette de 60 mm de diamètre au minimum (avec un élancement minimum de 2).

L'essai mécanique associé à la mesure de résistance au cisaillement d'un joint est l'essai de cisaillement direct sur joint, après prélèvement intact par sondage carotté. La résistance au cisaillement n'étant pas linéaire avec σ_n , il convient de bien identifier le domaine des contraintes appliquées in situ pour reproduire au mieux ces conditions en laboratoire.

Si l'essai à force normale constante est le plus utilisé, il existe d'autres types d'essai (à contrainte normale constante, à rigidité normale constante, …) qui aboutissent à des résultats (rapport τ/σ_n , angle de dilatance) sensiblement différents. Il conviendra donc de préciser les conditions d'essai.

Dans le cas d'un joint sec (épontes saines et fissure dépourvue de remplissage), l'angle de frottement ϕ_b est théoriquement mesuré en sciant la roche dans sa partie saine et en réalisant un essai de cisaillement suivant le plan scié. Néanmoins, le plus souvent, le joint sera soit altéré, soit garni de matériau déposé par percolation dans les discontinuités de la roche. Si l'épaisseur de ce matériau de remplissage est suffisamment importante pour être mobilisée, ce sont alors les propriétés de ce matériau qui fixent ϕ_b . L'analyse structurale doit permettre d'identifier ce qui est réellement mobilisé.

Dans le cas du calcul de la stabilité d'un barrage-poids situé sur un joint d'épaisseur variable, les contraintes normales et les contraintes de cisaillement sont initialement concentrées dans les zones les plus résistantes, donc les zones où les deux bords du joint sont en contact. Si la surface de ces zones est suffisamment importante pour que la résistance de la roche reste largement supérieure aux contraintes qui y sont concentrées, alors l'équation (2) peut être utilisée. Dans le cas contraire, ce sera l'angle de frottement du matériau de remplissage qui devra être pris en compte.

La justification de la stabilité de l'ouvrage au glissement sur un joint rocheux considère implicitement que ce joint est continu à l'échelle de l'ouvrage (grande persistance) et correspond à une cinétique défavorable (débouché à l'aval notamment). Cette configuration doit être cohérente avec le modèle géologique.

Capacité portante

Il s'agit de vérifier la non-plastification du sol en pied aval de l'ouvrage. Cette vérification n'est nécessaire qu'en cas de fondation rocheuse de médiocre qualité mécanique.

On distingue deux cas selon la fracturation du massif rocheux de fondation :

- Soit le massif rocheux de fondation peut être considéré comme homogène et continu à l'échelle de l'ouvrage. Cela signifie notamment qu'aucune discontinuité ou famille de discontinuité n'influe sur le mécanisme de rupture. Dans ce cas, la vérification est effectuée par application d'un modèle homogénéisé en référence aux méthodes de justification applicables aux sols (comparaison entre une contrainte de référence et la capacité portante).
 - Pour une roche tendre, dans laquelle des essais au pressiomètre roche sont recommandés, on peut se référer à l'Eurocode 7 pour la détermination de la capacité portante à partir des pressions limites, conformément à l'annexe informative E.
 - Pour les roches « dures », dans lesquelles les essais pressiométriques sont inadaptés, l'utilisation d'un critère de rupture de type Hoek&Bown est envisageable pour les ouvrages de grande hauteur. L'utilisation de l'annexe informative G de l'Eurocode 7 est également envisageable pour les ouvrages de moindre importance.
- 2. Soit le massif rocheux ne peut pas être assimilé à un milieu homogène et continu et demeure assimilé à un milieu discontinu à un ou plusieurs plans de discontinuité. Dans ce cas, une analyse détaillée des cinématiques de rupture par dépassement de la résistance au cisaillement sur les discontinuités doit être menée. Les vérifications

peuvent être complexes car tridimensionnelles et peuvent nécessiter le recours à une simulation numérique.

Déformabilité du massif rocheux

Ces paramètres sont issus de la théorie de l'élasticité, applicable à la masse rocheuse. Les paramètres de déformabilité sont essentiellement utilisés dans les calculs aux éléments finis. A moins d'une situation d'hétérogénéité marquée dans la fondation du barrage, la déformabilité de cette fondation n'est pas fondamentale pour caractériser le comportement d'un ouvrage poids.

Les deux paramètres caractérisant le comportement élastique sont le module d'élasticité E (également appelé module d'Young) et le coefficient de Poisson v.

Le module <u>statique E_s </u>. Il correspond à la déformabilité du sol sous des sollicitations lentes (telles que celles produites par la retenue, le poids du barrage, ou encore celles appliquées dans un essai triaxial, un essai de vérin à la plaque ou un essai de dilatomètre en forage).

Le module <u>dynamique E_d </u>. Il correspond à la déformabilité du sol sous des sollicitations très rapides (telles que celles produites par les machines vibrantes, les séismes ou encore celles appliquées lors des essais sismiques).

Le <u>module de cisaillement G</u>. Il traduit la déformabilité en cisaillement du matériau (rapport entre contraintes tangentielles τ et distorsion γ). Il est lié à E, via le coefficient de Poisson drainé, par la relation :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

<u>Le module de 1^{er} chargement</u>. Le premier remplissage correspond en général à une phase irréversible de fermeture des fissures (fermeture de la décompression naturelle ou des effets arrière des terrassements). Il existe donc un module de déformation de premier chargement, en général nettement plus faible que les modules élastiques réversibles. Ce module de 1^{er} chargement peut être à l'origine de déformations irréversibles notables. L'effet spécifique du 1^{er} chargement est relativement faible dans le cas des barrages-poids (en comparaison de ce qui est observé dans le cas des barrages-voûtes).

La vitesse de chargement influence la réponse du matériau : des sollicitations dynamiques (rapides) telles que des vibrations produiront des effets différents d'une sollicitation statique (ou lente). Le module d'Young « dynamique » (E_d) est supérieur au module d'Young « statique » (E_s). En considérant l'intensité des déformations dans un essai dynamique type sismique (10⁻⁶) et dans un essai statique type vérin à la plaque (10⁻³ à 10⁻⁴), un rapport de $E_d/E_s=1,25$ peut être utilisé en première approche. Ce rapport de module augmente avec l'écart entre les déformations engendrées dans les conditions dynamique et statique. Globalement, on peut retenir la fourchette de [1 ; 10] pour le rapport [E_d/E_s].

Les essais classiques pour la mesure de la déformabilité du massif sont les suivants :

- les essais sismiques in situ (cross-hole, down-hole et up-hole en sondage, petite sismique en paroi de galerie) permettent la mesure d'un module dynamique du massif rocheux sur des volumes de matériau conséquents (donc particulièrement préconisés);
- les essais mécaniques in situ permettent l'évaluation du module de déformation de la masse rocheuse⁹. Dans ces essais, le volume mobilisé reste faible par rapport à l'échelle de l'ouvrage;
- les essais en laboratoire permettent d'avoir le module de déformation statique de la matrice rocheuse (E_i), que l'on peut dégrader pour prendre en compte la présence des discontinuités dans le massif (via le GSI par exemple). Il est à noter que le

⁹ Essai au vérin à plaque de charge en galerie ou essai au dilatomètre en forage,

remaniement des échantillons provoqué par le carottier a un effet important sur les valeurs de module E_i mesurées (l'impact est plus important sur la mesure du module que sur la mesure des résistances).

La relation empirique établie par [Hoek, 2002] pour relier le module de la matrice (E_i) au module du massif (E_{mr}) qui intègre la décompression liée aux effets arrières du déroctage avec le paramètre D est la suivante :

$$E_{mr} = E_i(0.02 + \frac{1 - D/2}{1 + e^{((60 + 15D - GSI)/11)}}$$

Par ailleurs, des relations empiriques permettent d'accéder à des modules de déformation sans mesure directe de celui-ci. Citons par exemple la relation proposée par [Hoek, 2002] qui prend en compte la résistance à la compression simple de la matrice (σ_{ci}), l'état de fissuration du massif (GSI) et la décompression liée aux effets arrières du déroctage avec le paramètre D (D=0 : massif intact ; D=1 : massif très perturbé par les tirs) :

Pour
$$\sigma_{ci} \le 100$$
MPa $E_{mr} = (1 - \frac{D}{2}) \sqrt{\frac{\sigma_{ci}}{100} \cdot 10^{((GSI - 10)/40)}}$
Pour $\sigma_{ci} > 100$ MPa $E_{mr} = (1 - \frac{D}{2}) \cdot 10^{((GSI - 10)/40)}$

Ces relations sont uniquement valables pour un milieu rocheux homogénéisé. Dans la réalité géologique (roche anisotrope ou massif rocheux stratifié), le module peut être fortement anisotrope.

2.2.2.5. Recommandations et mises en garde sur les essais et reconnaissances

En règle générale, il faut s'assurer que les conditions d'essai sont choisies de telle sorte que les contraintes à la rupture des échantillons couvrent la gamme des valeurs caractéristiques des contraintes auxquelles seront supposés être soumis les ouvrages projetés (contraintes conduisant à des ELU voire des ELS) dans le massif en place et à la profondeur correspondant à celle du prélèvement.

En outre, on s'attachera à mener les essais jusqu'à la profondeur à partir de laquelle l'influence du projet devient négligeable.

Les prélèvements, le conditionnement des échantillons, les essais géotechniques en place et de laboratoire, requièrent une bonne maîtrise de leur technique. La plupart des essais en laboratoire ou in situ font l'objet d'une norme.

Identification de la fracturation du massif

Des incertitudes existeront toujours sur les indices de fracturation du massif adoptés (GSI par exemple).

Effectivement, les techniques de reconnaissances classiques (imagerie paroi et carottages) sont parfois trompeuses et dans tous les cas réductrices :

- trompeuses, car il y a toujours un effet mécanique du carottier, sans compter les altérations liées à un transport éventuel des carottes : l'exploitation des carottes à la sortie des sondages est largement préconisée ;
- trompeuses, car il y a toujours un effet subjectif dans l'analyse de l'imagerie [Gasc-Barbier, 2010];
- réductrices, car il faut s'adapter aux possibilités laissées par la géométrie du barrage, par exemple avec des sondages réalisés en espace restreint depuis la galerie périmétrale, ce qui contraint fortement l'orientation des sondages et la puissance des machines de foration.

Les techniques de traitement de l'image innovantes tendent à privilégier de plus en plus l'exploitation fine de l'imagerie par rapport à une détermination directe du RQD (à partir de carottes).

Identification de la morphologie des discontinuités

Pour des joints non-affleurants, le seul recours possible aux sondages est potentiellement trompeur car il n'offre que quelques fenêtres sur le joint.

Mesure de la résistance au cisaillement sur joint rocheux

Les résultats sont différents selon les conditions imposées : contrainte normale constante (représentative des conditions in situ pour un joint proche de la surface et/ou non confiné), rigidité normale constante (représentative des conditions in situ pour un joint profond et/ou confiné).

2.2.2.6. Valeurs caractéristiques des propriétés mécaniques de la fondation

Evaluation de la valeur caractéristique d'une propriété mécanique de la fondation

Le choix des valeurs caractéristiques des propriétés mécaniques adoptées dans les notes de calcul doit être justifié de façon minutieuse et motivée. Ce choix doit s'appuyer sur trois catégories d'informations :

- une campagne de reconnaissances géologique et géotechnique, comprenant un nombre représentatif d'essais d'identification et d'essais mécaniques réalisés selon les normes en vigueur ou selon des modes opératoires spécifiques. On distingue :
 - les valeurs issues directement des essais,
 - les valeurs résultant de calculs établis à partir d'autres valeurs mesurées. Ces calculs se basent soit sur des relations théoriques appropriées, soit sur des relations/corrélations empiriques établies pour des situations plus ou moins particulières. Ces valeurs présentent une incertitude plus élevée et il convient de se référer aux conditions d'évaluation de ces relations ;
- le retour d'expérience du mécanicien des roches issu de matériaux analogues ou de sites voisins. Ce retour d'expérience doit être détaillé et référencé dans les notes de calculs;
- la connaissance des valeurs des paramètres mécaniques pour le type de matériaux, issues de la littérature. Les références bibliographiques utilisées dans les notes de calculs doivent être citées.

L'hétérogénéité des formations géologiques et géotechniques est appréciée à deux échelles d'observation :

- l'hétérogénéité « à l'échelle des formations » est modélisée par la définition d'une succession des couches considérées comme étant homogènes, à l'intérieur desquelles les valeurs des différentes propriétés pourront être retenues avec la possibilité de les associer à une loi de variation fonction de la profondeur ;
- l'hétérogénéité « à l'échelle de l'échantillon » où les variations des propriétés sont prises en compte dans l'évaluation des propriétés elles-mêmes (anisotropie, etc.).

Si l'on dispose de données abondantes sur une zone de fondation homogène gouvernant l'état-limite étudié, on pourra, le cas échéant, mettre en œuvre des méthodes statistiques pour déterminer les valeurs caractéristiques.

Il est recommandé de procéder à des calculs de sensibilité portant sur les paramètres clés. Cela vaut en particulier pour les paramètres difficilement accessibles comme la résistance au cisaillement de la fondation. Cette démarche permet de mettre en évidence les paramètres prépondérants et de tenir compte des effets de seuil. Les études de sensibilité réalisées doivent figurer dans les notes de calculs de stabilité. Dans le cas où plusieurs campagnes successives de reconnaissance sont effectuées, les propositions de valeurs caractéristiques de paramètres peuvent évoluer suite à l'amélioration des connaissances.

Variabilité des données

On peut distinguer plusieurs sources d'incertitudes affectant les données mécaniques de la fondation et pouvant conduire à une certaine dispersion des valeurs :

- les incertitudes liées à la nature même des matériaux naturels :
 - variabilité spatiale : formations hétérogènes,
 - variabilité temporelle : caractéristiques mécaniques variables dans le temps ;
- les incertitudes liées à la démarche même de la détermination des paramètres :
 - représentativité de l'échantillon en regard de la formation à modéliser, le nombre d'essais étant toujours limité,
 - incidence du nombre d'échantillons sur la décision des valeurs à retenir pour une même formation ;
- les incertitudes liées à la collecte et à l'interprétation des informations :
 - liées à l'exécution proprement dite des essais et ce sur toute la chaîne d'acquisition qui englobe la qualité du prélèvement et la qualité de réalisation des essais (impacts matériel et humain), sachant que certaines de ces tâches font l'objet d'une normalisation,
 - liées à la pertinence du choix des essais en regard du paramètre à appréhender et de l'adéquation de l'état de contrainte expérimental à la réalité,
 - liées à l'interprétation des essais.

Ce constat doit conduire à garder un esprit critique sur les valeurs obtenues pour :

- apprécier leur représentativité ;
- éviter de prendre une anomalie géologique pour une dispersion de l'échantillonnage et déceler les valeurs aberrantes.

Cette variabilité impose que les valeurs caractéristiques soient retenues sur la base d'un choix d'ingénieur.

Quelques exemples

Exemple 1: valeurs caractéristiques $c_{fond,k}$ et $tan(\phi_{fond})_k$ – Approximation par un modèle de Mohr-Coulomb calé sur les modèles plus réalistes de comportement de la fondation

Que ce soit dans la masse rocheuse ou le long des joints rocheux, les relations données par les équations de Hoek&Brown (1) et de Barton (2) conduisent à des courbes intrinsèques paraboliques entre la contrainte de cisaillement τ et la contrainte normale effective σ ' qui passent par l'origine.

Il peut être possible d'implémenter un critère de rupture point par point. Cependant, en première approximation, et/ou si ces lois ne peuvent pas être directement utilisées, on considère que cette courbe peut être assimilée, <u>pour un intervalle donné de variation des contraintes</u>, à une droite appelée droite de Coulomb. De cette approximation découle le critère de rupture de Mohr-Coulomb qui est de la forme : $\tau = c' + \sigma$ 'tan ϕ '.

Dans le cadre de cette approximation et pour obtenir la cohésion et l'angle de frottement interne de la masse rocheuse et/ou du joint rocheux, il faut rechercher, dans <u>la gamme de contraintes normales prévues</u> dans la fondation (prenant en compte l'état de contraintes initiales, l'influence du barrage et de la retenue), la droite sécante à la courbe caractéristique, obtenue par la méthode des moindres carrés tel qu'indiqué par exemple à la figure ci-après

pour la loi de H&B. La pente tan(φ_{fond}) et l'ordonnée à l'origine C_{fond} varient en sens inverse quand on parcourt la gamme de contraintes considérée. Par sécurité, les paramètres C_{fond,k} et tan(φ_{fond})_k peuvent être estimés par la sécante passant par les deux points correspondant à la gamme de contraintes considérée. Dans ce cas, la cohésion est une cohésion apparente, traduisant la variation de l'angle de frottement avec la contrainte normale : pour une fondation donnée, plus la hauteur du barrage est importante et plus l'angle de frottement à prendre en compte est faible, mais plus la cohésion apparente est élevée.



Figure 2.1 - Droite de Coulomb approchant la relation de Hoek et Brown pour déterminer Cfond et (pfond

Pour le cas des massifs rocheux, [Hoek, 2002] a proposé des solutions analytiques sur les valeurs de c' et φ ' à considérer.

Exemple 2 : valeurs caractéristiques des résistances au cisaillement d'un joint rocheux

Compte tenu de l'hétérogénéité du milieu naturel et du nombre limité d'échantillons prélevés, il convient d'interpréter les résultats disponibles avec la plus grande prudence.

Les essais de cisaillement sur joint rocheux sont les essais de laboratoire les plus fiables pour déterminer le critère de rupture d'une discontinuité, sous réserve d'éviter les biais suivants :

- dimensions de l'échantillon trop petites par rapport à l'échelle de la morphologie du joint ;
- non prise en compte d'une rigidité normale ;
- rotation des épontes pendant le cisaillement.

Ces biais étant évités, tout échantillon correctement cisaillé fournit un point du critère de rupture. En supposant homogène l'origine des éprouvettes, on peut alors reporter l'ensemble des points sur un même graphique dans le plan de Mohr pour caler un jeu de paramètres JRC, JCS et φ_b , les comparer aux valeurs attendues et en déduire des valeurs caractéristiques prudentes.

Exemple 3 : Résistance à la traction ft-fond,k

Tous les massifs rocheux ont au moins un ou plusieurs systèmes de discontinuités. On recommande donc de retenir par défaut pour la valeur caractéristique de la résistance à la traction de la fondation $f_{t-fond} = 0$ (= $f_{t-fond,k}$), sauf à démontrer explicitement que le modèle géologique autorise la prise en compte d'une légère résistance à la traction.

2.3. Données relatives à la résistance de l'interface fondation-barrage

2.3.1. Définition et nature de l'interface

La résistance mécanique de l'interface entre la frange supérieure du massif rocheux et la base du barrage ne dépend pas uniquement des caractéristiques du plus faible de ces deux matériaux. Elle dépend également de la qualité du traitement de la fondation rocheuse, de la qualité de la préparation et de la géométrie du fond de fouille (géométrie en général complexe à redans pour assurer le meilleur ancrage possible).

L'interface fondation / barrage est donc rarement un simple plan mais plutôt une zone de quelques mètres d'épaisseur (dépendant de la géométrie du contact et de l'épaisseur des traitements de collage). L'interface ne se limite donc pas au strict contact entre barrage et fondation.

La surface sur laquelle on mènera les calculs de stabilité sera donc choisie en fonction de ces éléments.

2.3.2. Evaluation des caractéristiques de l'interface fondation / barrage

Dans le cas général, l'interface d'un barrage-poids fait l'objet d'un soin très particulier, avec des procédures de réalisation (comprenant a minima un nettoyage haute pression des joints et de la surface de contact de la roche de fondation, mais aussi des traitements spécifiques comme des injections superficielles de collage) et une surveillance (procédure « qualité » de réception des fonds de fouilles) qui permettent de figer assez fidèlement la qualité et la géométrie de l'interface. Dans ce cas, le contact barrage - fondation ne constitue pas un point faible spécifique.

Toutefois, pour certains ouvrages, il peut y avoir doute sur la géométrie ou la qualité de traitement de l'interface. Il est dans ce cas recommandé d'engager des reconnaissances (plusieurs sondages avec imagerie de paroi, géophysique,....) pour affiner la connaissance de cette interface. Ces reconnaissances doivent permettre de répondre aux questions suivantes :

- quel était le critère d'arrêt du décapage (en termes d'altération ou de fracturation du massif rocheux) ?
- quelle est la géométrie de la surface de contact (estimation des amplitudes des redans et des irrégularités aux différentes échelles)?
- quelle a été la rigueur apportée au nettoyage du fond de fouille (une pellicule de saleté annulera le "collage" béton/rocher) ?
- quelle a été la cinématique d'évolution et la durée d'ouverture des fouilles (cas des lithologies avec une fraction argileuse, marnes par exemple) ?
- quelle importance accorder aux effets arrières des tirs (fracturation induite)?

En l'absence de ces reconnaissances, la détermination de la résistance de l'interface doit tenir compte d'éventuelles faiblesses particulières au contact barrage – fondation.

2.3.3. Quelques cas particuliers : fondation rocheuse avec surfaces lissées par l'érosion, fondation marneuse

Dans la plupart des grandes vallées de montagne, les roches ont subi une forte érosion glaciaire pendant les périodes froides, puis une érosion torrentielle durant les phases de réchauffement.

Les glaciers, par leur force d'abrasion, ont donc « poli » les roches constituant le substratum rocheux en faisant disparaitre toutes les traces d'altération et la plupart de leurs irrégularités

intrinsèques. Ceci est particulièrement vrai pour les roches isotropes de type granitique ou pour certaines roches métamorphiques où la foliation est fruste et peu marquée.

Lorsqu'on ouvre les fouilles d'un barrage, on peut trouver, après décapage des terrains de couverture, de grandes surfaces lisses, d'une excellente qualité mécanique, mais pouvant constituer une véritable surface de glissement potentielle.

Il est donc nécessaire de les reprendre en créant des redans artificiels, des zones d'encastrement, de façon à les rendre irrégulières, ces irrégularités devenant alors défavorables au glissement plan sur plan.

Pour les roches sédimentaires anisotropes où des contrastes de dureté existent (bancs calcaires alternant avec des bancs argileux par exemple), ces différences restent marquées malgré l'usure glaciaire et le fond de fouille reste alors beaucoup plus irrégulier, ce qui va dans le sens de la sécurité par absence de plans réguliers favorisant le glissement.

Par contre dans les terrains argilo-marneux (terres noires) ou finement schisteux, homogènes sur le plan pétrographique, la roche après érosion par le glacier peut aussi présenter de grandes surfaces planes régulières et polies. Le cas échéant, il est nécessaire de créer des irrégularités en scarifiant plus ou moins profondément la surface de contact ouvrage-rocher de fondation.

Le cas particulier des fondations argilo-marneuses doit être examiné avec attention. Ces lithologies peuvent en effet être le siège de phénomènes d'altération rapide (parfois sur des durées de quelques semaines), pouvant affecter significativement les propriétés mécaniques de la fondation à proximité du contact barrage/ fondation. Ces phénomènes sont en général liés à la minéralogie (nature des minéraux argileux, présence de pyrite) ou à la microfissuration de la marne. Un soin particulier doit donc être apporté au traitement du fond de fouille (limitation de la durée d'ouverture, protection rapide par un béton de propreté ou autre protection face aux facteurs atmosphériques).

Dans tous les cas, plus ces plans naturels seront pentés vers l'aval, plus il faut être attentif au rôle défavorable qu'ils peuvent jouer pour une assise de barrage rigide.

2.3.4. Estimation des valeurs caractéristiques

Il est préconisé, dans la mesure du possible, le prélèvement d'un nombre représentatif d'échantillons de ce contact, par l'intermédiaire de sondages carottés réalisés avec un matériel adapté aux exigences de qualité visées (par exemple carottier triple enveloppe), puis la réalisation d'essais en laboratoire afin de mesurer la résistance à l'échelle de l'échantillon (cisaillement direct sous une gamme de contraintes correspondant à celles exercées par l'ouvrage et traction directe), à l'aide de protocoles d'essais adéquats. L'extrapolation de ces valeurs mesurées en laboratoire à la résistance à l'échelle de l'ouvrage est ensuite effectuée à partir des données issues des reconnaissances et des documents d'archive :

- nombre de contacts collés (« liés »), imbriqués, altérés, désagrégés par le mode de prélèvement, à partir de l'analyse détaillée des carottes ou de l'imagerie de paroi ;
- géométrie du fond de fouille, à partir des documents d'archive, des cotes du contact dans chaque forage ou d'éventuelles mesures géophysiques ;
- estimation de l'effet arrière des tirs ou de l'altération superficielle (fondation marneuse restée trop longtemps ouverte à l'air libre par exemple) par observation minutieuse de la fissuration des carottes ou de l'imagerie de paroi.

\bullet valeur caractéristique de la résistance au cisaillement de l'interface ($C_{interface,k}$, tan($\phi_{interface}$)_k):

A partir des données issues des reconnaissances (jugées représentatives), on peut considérer les grands principes suivants :

- l'angle de frottement à grande échelle est supérieur à l'angle de frottement mesuré par essais de cisaillement (sous la gamme de contrainte correspondant à la contrainte normale estimée au niveau du contact). Ceci est lié au fait que le contact n'est jamais un plan et que sa rugosité est toujours importante à grande échelle (redans et irrégularités du déroctage);
- la cohésion est en général inférieure à celle mesurée en laboratoire. La principale raison est que seuls les échantillons « liés » ont pu faire l'objet d'une mesure de cohésion. Il convient donc de pondérer ces valeurs mesurées en laboratoire par la proportion de contact « liés » ou « imbriqués » telle qu'estimée à l'issue des reconnaissances. Si la population n'est pas représentative, il convient d'adopter une valeur très raisonnable, voire nulle, pour la cohésion à grande échelle.

Dans tous les cas, la résistance de l'interface ne peut pas excéder la résistance du plus faible matériau la constituant (béton ou massif rocheux). Dans le plan de Mohr, le domaine borné par la courbe caractéristique de l'interface (représenté par le couple de valeurs $C_{interface,k}$, $tan(\phi_{interface})_k$) doit être compris dans le domaine de la courbe caractéristique de la fondation (représenté par le couple de valeurs $C_{fond,k}$, $tan(\phi_{fond})_k$) et dans le domaine de la courbe caractéristique de la courbe caractéristique de la courbe caractéristique du béton (représenté par le couple de valeurs $C_{b,k}$, $tan(\phi_{b})_k$).

Pour les barrages neufs, le contact est traité dans les règles de l'art. En dehors des cas particuliers de la fondation marneuse ou à surface lissée, on propose de retenir comme résistance celle du matériau le plus faible (béton ou massif rocheux).

Pour les barrages anciens mal documentés et en l'absence de reconnaissance, si la fondation est une roche saine présentant de bonnes qualités mécaniques (contact béton / rocher sain), on propose en pré-dimensionnement les valeurs caractéristiques guides suivantes :

- $tan(\phi_{interface})_k = 1$, pouvant atteindre des valeurs de $tan(\phi_{interface})_k = 1,2 \text{ à } 1,4$
- C_{interface,k} < 100 kPa. L'assurance d'un soin particulier sur la qualité du fond de fouille peut autoriser à considérer des valeurs de l'ordre de 300 kPa.

• valeur caractéristique de la résistance à la traction de l'interface ft-interface, k :

En première approche et en l'absence de reconnaissance, on adopte pour $f_{t-interface,k}$ une valeur nulle (ou voisine de 0) car l'on estime que le rocher sous-jacent ne peut transmettre des tractions à la fondation, à cause des discontinuités existantes.

Cette hypothèse peut apparaître parfois trop pessimiste pour les ouvrages situés sur de bonnes fondations, pour lesquels le traitement du contact a fait l'objet de soins particuliers. Dans ce cas, on peut adopter une valeur non nulle pour $f_{t-interface,k}$. Cette valeur doit alors être justifiée à partir des données issues des reconnaissances (jugées représentatives) et, dans la mesure du possible, d'essais en laboratoire.

2.3.5. Ancrages passifs

2.3.5.1. Généralités

Lors de la construction ou dans le cadre de confortement, des lignes d'ancrages passifs peuvent être placés sur des sections à renforcer, par exemple à proximité des parements. Par rapport aux tirants précontraints, ces ancrages présentent l'avantage de ne

pas rajouter de sollicitations sur la structure (telles que des contraintes élevées sous les têtes de tirants).

Seul l'effet des ancrages passifs sur la résistance est considérée dans ce paragraphe ; les tirants précontraints sont traités au §1.2.1.5 et sont considérés comme apportant une action extérieure.

Les ancrages passifs présentent deux différences fondamentales par rapport aux tirants précontraints :

1- Les tirants actifs créent une action directement quantifiable. Les ancrages passifs offrent une résistance lorsqu'ils sont mis en tension, ce qui présuppose certains déplacements ou déformations de la structure ; cette résistance qui doit évaluée dans le cadre de la situation de projet considérée – cas accidentel d'un séisme par exemple – est nettement plus délicate à quantifier.

2- Les tirants précontraints modernes sont conçus et installés de sorte à ce que leur tension puisse être mesurée à la mise en service, puis auscultée pendant la durée de vie de l'ouvrage ; cela n'est pas possible avec les ancrages passifs dont le vieillissement est plus difficile à surveiller.

Selon la technologie employée, les ancrages passifs ont une plus ou moins grande longévité et sont capables de reprendre des efforts de traction pure ou des sollicitations combinées (traction, effort tranchant et flexion). Dans ce dernier cas, les tirants ont pour effet d'augmenter, en fonction des déplacements, la résistance au cisaillement au droit des discontinuités existantes ou des surfaces de rupture potentielles (interface béton /rocher, reprise de bétonnage, ...).

Ces considérations conduisent à une certaine prudence dans la prise en compte de l'effet des ancrages passifs dans la résistance.

2.3.5.2. Durabilité d'ancrages en acier

Pour les ancrages passifs on recommande des aciers ductiles et tenaces (aciers qui ne sont pas exposés au risque de corrosion par fissuration sous contrainte ou de fragilisation par hydrogène). En référence à la prénorme ENV 10080, dans laquelle les aciers sont classés dans deux catégories de ductilité^[1], les aciers utilisés sont du type "ductilité élevée".

Pour un ancrage en fondation, dans le cas d'enrobage à base de ciment, une technologie efficace de protection anticorrosion est constituée de la manière suivante :

- d'une gaine plastique nervurée ou ondulée autour du tirant, fermée en fond de trou ;
- d'une épaisseur de mortier ou de coulis de ciment d'au moins 5 mm pour une fabrication industrielle et d'au moins 20 mm pour une fabrication sur chantier entre l'armature et la gaine ;
- d'une épaisseur de mortier ou de coulis de ciment d'au moins 40 mm entre la gaine et la paroi du forage ;

soit un espace annulaire entre la barre d'acier et la paroi du forage d'au moins 4,5 cm en cas des produits industriels modernes.

2.3.5.3. Conditions de prise en compte

La prise en compte de l'effet des ancrages passifs peut être envisagée lorsque les différentes conditions ci-dessous sont réunies.

^[1] La ductilité des aciers est définie dans la norme NF EN 1992-1-1:2005, §3.2.4.

- 1- La durabilité est acquise. Les ancrages passifs sont placés dans un milieu qui les protège de la corrosion ; c'est-à-dire en pratique un béton, avec un enrobage et une formulation adaptés aux conditions d'environnement, parfois complétés par un gainage ou une protection spécifique de l'acier.
- 2- La mobilisation de la résistance des ancrages passifs ne nécessite pas de déplacement non compatible avec l'état-limite examiné. Cette condition est généralement vérifiée pour un scellement dans le béton, la maçonnerie ou le rocher.
- 3- La ductilité des aciers est à l'échelle des mouvements et déplacements relatifs attendus en l'absence d'ancrages, faute de quoi les aciers des ancrages risquent d'être excessivement sollicités (la résistance des aciers serait épuisée avant que la résistance au cisaillement du barrage ou de la fondation ne soit pleinement mobilisée). Notons la possibilité de prévoir des dispositions constructives pour optimiser la mobilisation de cette ductilité : gainage des aciers à la traversée de la « fissure » à coudre.
- 4- Lors de la mise en œuvre, les précautions habituelles, citées par exemple dans TA95, sont respectées, en particulier la réalisation d'essais d'arrachement ou de cisaillement.

2.3.5.4. Résistance d'un ancrage

• Cas d'un ancrage sollicité en traction pure

La composante normale de la résistance est considérée, c'est-à-dire la résistance à l'arrachement. La résistance à l'arrachement est la plus petite des quatre valeurs suivantes :

résistance de l'acier,

- résistance de l'enrobage (glissement à l'interface mortier (résine) / barre),
- résistance de l'enrobage (glissement à l'interface mortier (résine) / paroi du forage),
- résistance à l'arrachement des coins rocheux du terrain de fondation.

Cette résistance est évaluée de manière conservative. Les références TA95 et Eurocode 7 peuvent être utilisées.

• Cas de sollicitations combinées

La barre d'ancrage (avec armature en acier) sollicitée par une force de traction, une force de cisaillement et un moment fléchissant présente une résistance qui peut être calculée en s'appuyant sur la norme suisse SIA 191/1. L'interaction avec le milieu environnant (béton ou rocher) est plus complexe à calculer et reste du domaine de la recherche.

2.3.5.5. Prise en compte dans les conditions d'état-limite

Sauf cas particuliers, la densité des ancrages n'est en général pas suffisante pour empêcher l'ouverture de fissures. La présence des ancrages n'empêche donc pas la propagation des sous-pressions dans la partie tendue. Les Etats-Limites sont donc calculés en considérant la pénétration de la pleine pression dans la partie tendue.

La résistance des ancrages ne peut pas être contrôlée en exploitation (pas de système d'auscultation) et la durabilité des ancrages est moins bien établie que celle des autres parties de l'ouvrage, en particulier s'agissant des ancrages en fondation. Pour cette raison, le risque de défaillance des ancrages (perte totale ou partielle de capacité des ancrages) doit être pris en compte. Le taux de perte de capacité des ancrages doit faire l'objet d'une démonstration par le projeteur.

Il n'y a pas aujourd'hui consensus au sein de la profession sur la façon d'introduire la résistance des ancrages passifs dans les outils de calculs. Plus généralement, le retour

d'expérience sur la stabilisation des barrages-poids par ancrages passifs est très limité. Le projeteur doit donc justifier clairement les hypothèses et la démarche qu'il adopte et garder à l'esprit que les présentes recommandations ne sont pas encore assises sur une pratique bien établie. Des travaux de recherche-développement en cours devraient permettre d'encadrer ces pratiques dans un avenir proche.

2.4. Données relatives à la résistance des matériaux dans le corps des barrages poids

La valeur caractéristique (notées \mathbf{R}_k) d'un matériau constituant le corps d'un barrage (BCR, BCV, maçonnerie) est une estimation prudente de la valeur de la résistance du matériau qui commande le phénomène considéré.

L'étendue du corps du barrage qui gouverne le comportement de l'ouvrage vis-à-vis d'un état-limite considéré est, sauf exception, beaucoup plus grande que celle qui intervient dans un essai de laboratoire ou in situ. Par conséquent, la valeur de la propriété qui contrôle le comportement de l'ouvrage n'est pas la valeur ponctuelle mesurée localement, mais une valeur moyenne sur une certaine surface ou un certain volume. La valeur caractéristique correspond à une estimation prudente de cette valeur moyenne. Elle ne peut résulter d'un seul calcul statistique et doit faire appel au jugement de l'expert.

Exemple : résistance du corps du barrage BCR ou béton classique.

La résistance est commandée par les paramètres mécaniques le long des joints. Ce qui importe n'est ni la valeur locale, ni la valeur moyenne obtenue sur l'ensemble des joints. C'est plutôt la valeur moyenne de la propriété le long du joint qui aura été le moins bien réalisé. La valeur caractéristique correspond donc à une estimation prudente de la valeur moyenne de la propriété le long de ce joint. Dans le cas où des mesures sont disponibles, le calcul statistique doit être conduit avec discernement pour repérer puis qualifier le joint de reprise le moins bon.

2.4.1. Valeurs caractéristiques du béton

2.4.1.1. Modélisation et essais pour les valeurs caractéristiques du béton

<u>Les essais</u>

Les essais en laboratoire ou sur planches d'essais les plus couramment réalisés et permettant d'estimer les caractéristiques mécaniques du béton, sont les suivants :

- l'essai de fendage brésilien ;
- l'essai en compression simple.

Ces essais permettent de déterminer une partie de la courbe intrinsèque du béton dans sa masse : la résistance à la traction $f_{t-béton}$ et les propriétés de résistance au cisaillement, $C_{béton}$ et tan($\phi_{béton}$), pour les faibles gammes de contraintes.

L'essai de cisaillement est réalisé sur les joints (les joints de reprise pour le BCV ou entre deux couches pour le BCR) et permet d'obtenir les paramètres de résistance au cisaillement sur une gamme de contraintes plus large. Cet essai est réalisé moins couramment que les essais en compression simple ou que les essais brésiliens.

Cas particuliers des bétons cyclopéens

Les normes recommandent un diamètre minimum d'éprouvette en fonction de la taille maximale des agrégats. Ces recommandations sont difficilement applicables en l'état lorsque la taille maximale des agrégats dépasse 40 mm, car elles nécessiteraient des carottages de gros diamètre non standards pour lesquelles les machines adaptées ne sont

pas nécessairement disponibles ou économiques. Une attention particulière sera portée sur le nombre approprié d'essais à réaliser et sur les caractéristiques des éprouvettes testées en terme de composition liant / blocs.

Valeurs caractéristiques pour les barrages neufs

Pour les barrages neufs, les valeurs caractéristiques sont imposées dans les spécifications techniques fixées par le concepteur. Ces spécifications concernent le poids volumique du béton, les résistances à la traction et à la compression, l'angle de frottement interne et la cohésion.

Classiquement, ces spécifications sont fixées par les études avant construction. Tout d'abord, la phase de pré-étude de faisabilité a pour objet de déterminer l'origine des granulats et la nature des liants. Elle permet de définir les résistances susceptibles d'être obtenues. Ensuite, les épreuves d'études en laboratoire, éventuellement complétées par des planches d'études lors de grands projets, permettent de confirmer ou de modifier les paramètres de résistances à obtenir sur le chantier. Ces derniers paramètres deviennent des spécifications qui s'imposent à l'entreprise chargée de la construction.

En phase de chantier, il convient de vérifier que les travaux sont exécutés conformément aux spécifications prévues. Pour cela, on réalise :

- des épreuves de convenance destinées à vérifier que les moyens d'exécution utilisés permettent de répondre aux spécifications ;
- des épreuves de contrôle pendant toute l'exécution du chantier.

L'utilisation des méthodes statistiques est bien adaptée ici car la variabilité des paramètres est peu importante compte tenu du caractère homogène du matériau. Elles peuvent intervenir lors des études pour la détermination des valeurs caractéristiques à introduire dans les spécifications techniques. Elles peuvent également intervenir en phase de chantier pour le contrôle ou le réajustement des valeurs caractéristiques.

Valeurs caractéristiques pour les barrages existants

Pour les barrages existants, on se réfère aux essais disponibles réalisés en phase d'étude et surtout en phase de construction. A défaut de dossier historique disponible sur l'ouvrage, on peut examiner en premier ordre de grandeur les valeurs guides disponibles dans la littérature dont certaines sont indiquées dans la suite du document.

2.4.1.2. Valeurs caractéristiques guides pour le Béton Conventionnel Vibré (BCV)

Notations :

C_{bcv,k} : valeur caractéristique de la cohésion du BCV

C_{joint,k} : valeur caractéristique de la cohésion du BCV sur un joint de reprise

 $tan(\varphi_{bcv})_k$: valeur caractéristique de la tangente de l'angle de frottement interne du BCV

 $tan(\phi_{joint})_k$: valeur caractéristique de la tangente de l'angle de frottement interne du BCV sur un joint de reprise

ft-bcv,k: valeur caractéristique de la résistance à la traction du BCV

 $f_{t\text{-joint},k}$: valeur caractéristique de la résistance à la traction du BCV sur un joint de reprise $f_{c\text{-bcv},k}$: valeur caractéristique de la résistance à la compression du BCV

Compte tenu que les barrages-poids en BCV sont construits avec des reprises horizontales de bétonnage, on s'intéresse plus particulièrement aux propriétés de ces joints qui vont constituer les surfaces potentielles de rupture.

Sur ce sujet, l'expérience internationale issue des programmes d'essais les plus significatifs fait ressortir les principaux résultats suivants [euroWG, 2004] :

• lorsque les reprises de bétonnage ont fait l'objet d'un traitement, la résistance à la traction et la cohésion aux joints de reprise sont peu inférieures à celles du béton

dans sa masse: $f_{t\text{-joint}}\approx \{0,55\ a\ 1,0\}.$ $f_{t\text{-bcv}}$ selon la qualité du traitement et $C_{j\text{oint}}\approx 0,90$. C_{bcv} ;

lorsque les reprises de bétonnage n'ont fait l'objet d'aucun traitement, la résistance à la traction des joints de reprise est inférieure à celle du béton dans sa masse (f_{t-joint} ≈ {0,40 à 0,80}. f_{t-bcv}) et la cohésion au joint inférieure à la cohésion dans la masse (C_{joint} ≈ 0,40 . C_{bcv}).

Si l'on ne dispose pas d'essais de cisaillement spécifiques sur les joints, on adopte en premier ordre de grandeur (au niveau des études de prédimensionnement ou pour les vérifications rapides) les valeurs caractéristiques de résistance données ci-après, en fonction des valeurs caractéristiques dans la masse du béton.

Valeur caractéristique de résistance à la traction des joints de reprise :

- reprises traitées : $f_{t-joint,k} = 1/2 f_{t-bcv,k}$
- reprises non traitées : ft-joint,k = (0 à 1/3) ft-bcv,k
- après fissuration : f_{t-joint,k} = 0

Valeur caractéristique de la cohésion des joints :

- reprises traitées : C_{joint,k} = 1/2. C_{bcv,k}
- reprises non traitées : C_{joint,k} = (0 à 1/3) . C_{bcv,k}
- après fissuration : C_{joint,k} = 0

Valeur caractéristique de la tangente à l'angle de frottement interne des joints :

- reprises traitées : $tan(\phi_{joint})_k = tan(\phi_{bcv})_k$
- reprises non traitées : $tan(\phi_{point})_k = min \{ tan(\phi_{pcv})_k ; 1 \}$
- après fissuration : $tan(\phi_{point})_k = min \{ tan(\phi_{pcv})_k; 1 \}$

Le tableau 2.1 indique quelques valeurs guides pour les valeurs moyennes des paramètres de résistance dans la masse du béton pour des barrages récents en BCV :

Paramètre	f _{c-bcv} et f _{t-bcv}	C _{bcv}	tan(φ _{bcv})
Valeur moyenne dans la masse du BCV	f _{c90j-bcv} = 20 à 30 MPa f _{t-bcv} = 0,10. f _{c-bcv}	2 à 3 MPa	1,4

Tableau 2.1 - valeurs guides pour les paramètres de résistance du béton pour des barrages récents

Sur les barrages anciens, on peut rencontrer des valeurs moyennes plus faibles. Les valeurs caractéristiques des résistances sont déterminées au cas par cas.

2.4.1.3. Valeurs caractéristiques guides pour le Béton Compacté au Rouleau (BCR)

Notations :

C_{joint,k} : valeur caractéristique de la cohésion du BCR sur un joint

 $tan(\phi_{\text{joint}})_k$: valeur caractéristique de la tangente de l'angle de frottement interne du BCR sur un joint

 $f_{t\text{-joint},k}$: valeur caractéristique de la résistance à la traction du BCR sur un joint

f_{c-bcr,k} : valeur caractéristique de la résistance à la compression du BCR

Les grands barrages-poids sont actuellement réalisés le plus souvent en BCR. Pour ce matériau, ce sont les joints qui imposent les paramètres de résistance à introduire dans les calculs. De fait, les propriétés de résistance valables dans la masse du matériau ne sont plus applicables à l'interface des couches de BCR.

Ainsi, la qualité du traitement des reprises (spécifications des travaux, modalités de contrôle du chantier, etc.) est primordiale pour la détermination des propriétés de résistance.

En premier ordre de grandeur et en absence d'essais spécifiques sur l'ouvrage, on adopte (au niveau des études de prédimensionnement ou pour les vérifications rapides) les valeurs caractéristiques suivantes issues des recommandations du Projet National de Recherche BaCaRa [BaCaRa, 1996] :

Résistance au cisaillement

Le paramètre tan(ϕ) du BCR est peu variable quel que soit le type de BCR (il est en fait compris entre celui d'un bon enrochement et celui d'un béton traditionnel) et sa valeur caractéristique tan (ϕ_{joint})_k peut être prise égale à 1.

La valeur caractéristique de la cohésion C_{joint,k} peut varier entre 0 et 2 MPa environ selon le traitement apporté aux reprises de bétonnage.

Si l'on accepte un projet comportant des reprises froides sans traitement particulier des joints, il faut adopter $C_{joint,k} = 0$ MPa.

Pour des BCR usuels, avec traitement des reprises froides, on peut compter au moins sur la cohésion apparente, due à l'engrènement au joint, et adopter une valeur caractéristique $C_{joint,k}$ de l'ordre de 0,3 MPa. Des valeurs caractéristiques de l'ordre de 1 MPa sont aussi susceptibles d'être obtenues avec des BCR usuels, mais il est nécessaire de définir au stade du projet détaillé les dispositions permettant de les garantir.

Pour des BCR élaborés, avec contrôle sévère de chantier, il est possible d'adopter des valeurs caractéristiques supérieures ($C_{\text{joint,k}} = 1 \text{ à 2 MPa}$) à condition de pouvoir le justifier par des essais en laboratoire ou sur planches d'essais.

Résistance à la traction

La valeur caractéristique de la résistance à la traction peut varier entre 0 et 0,5 MPa.

Si l'on accepte un projet comportant des reprises froides sans traitement particulier des joints, il faut adopter $f_{t-joint,k} = 0$ MPa.

Pour des BCR usuels, avec traitement des reprises froides, on peut adopter : $f_{t\text{-joint},k} = 0,25$ MPa.

Pour des BCR élaborés, avec traitement soigné des joints et contrôle sévère de chantier, il est possible d'adopter une valeur caractéristique de $f_{t-joint,k}$ comprise entre 0,25 et 0,5 MPa.

Le tableau 2.2 résume les valeurs caractéristiques guides du BCR en premier ordre de grandeur.

Paramètre de résistance	Valeur caractéristique guide	
tan(φ _{joint}) _k	1	
$C_{\text{joint},k}$ avec reprises froides et sans traitement particulier des couches	0 MPa	
$C_{\text{joint,k}}$ pour les BCR usuels avec traitement des reprises froides	0,3 MPa, pouvant aller jusqu'à 1 MPa si dispositions particulières prévues au projet	
C _{joint,k} pour les BCR élaborés avec mesures sur planche d'essais et contrôle sévère du chantier	1 à 2 MPa	
ft-joint,k avec reprises froides et sans traitement particulier des couches	0 MPa	
ft-joint,k pour les BCR usuels avec traitement des reprises froides	0,25 MPa	
ft-joint,k pour les BCR élaborés avec mesures sur planche d'essais et contrôle sévère du chantier	0,25 à 0,50 MPa	

Tableau 2.2 - valeurs guides pour les paramètres de résistance du BCR

2.4.2. Valeurs caractéristiques de la maçonnerie

Notations :

C_{mac,k} : valeur caractéristique de la cohésion de la maçonnerie

 $tan(\phi_{mac})_k$: valeur caractéristique de la tangente de l'angle de frottement interne de la maçonnerie

ft-mac,k: valeur caractéristique de la résistance à la traction de la maçonnerie

f_{c-mac,k} : valeur caractéristique de la résistance à la compression de la maçonnerie

Pour la maçonnerie, compte tenu du mode de réalisation des ouvrages, il n'y a en général pas de plans de rupture prédéfinis par des joints de reprise de construction.

Dans ce paragraphe, il s'agit des barrages anciens, construits jusqu'au début du 20^{ème} siècle, en maçonnerie liée le plus souvent au mortier de chaux. De façon générale, on constate une grande variabilité dans la qualité de la maçonnerie d'un ouvrage à un autre, mais aussi au sein d'un même ouvrage. Par conséquent, les résistances de la maçonnerie sont intrinsèquement très variables et il convient d'être prudent dans le choix des valeurs caractéristiques.

On trouve dans [Royet, 2003] une synthèse des propriétés des matériaux des barrages français en maçonnerie, issue des données disponibles de campagnes d'essais réalisés à l'occasion de la révision de ces ouvrages. Les essais ont été faits en laboratoire, sur des échantillons prélevés par carottage et ne concernent pas forcément les zones de maçonnerie les plus médiocres qui ne sont pas facilement extractibles. On relève les fourchettes de valeurs suivantes :

- angle de frottement interne : de 30 à 46°, sachant que la distinction est rarement faite entre valeur de pic et valeur résiduelle ;
- cohésion : nulle pour la valeur résiduelle, très variable pour la valeur de pic (de 0 jusqu'à plus de 1 MPa);
- résistance à la compression : 5 à 10 MPa, voire plus ;
- résistance à la traction : nulle pour la valeur résiduelle, très variable pour la valeur de pic (de 0 jusqu'à plus de 1 MPa) en fonction essentiellement de la qualité du mortier.
Lorsque les conditions favorables de réalisation sont réunies, la résistance à la traction de la maçonnerie peut atteindre 5 à 12 % de celle en compression [Sims, 1993].

Ces valeurs guides peuvent servir de référence pour estimer les valeurs caractéristiques de résistance de l'ouvrage à justifier. En toute hypothèse, ces dernières sont obtenues par jugement d'expert, à partir des résultats d'essais disponibles sur les matériaux et de l'étude de l'historique de la réalisation de l'ouvrage (matériaux constituant la maçonnerie, mode de réalisation, etc.). La valeur caractéristique de la résistance correspond alors à une estimation experte prudente de la valeur de résistance de la maçonnerie.

2.4.3. Valeurs caractéristiques de bétons de masse à gros agrégats et bétons cyclopéens

Il n'est pas rare de trouver des barrages anciens, particulièrement parmi ceux de grandes dimensions, réalisés avec des **bétons contenant de gros agrégats**, jusqu'à 150 mm de diamètre, voire davantage. L'évaluation directe des valeurs caractéristiques de ce type de bétons pose des difficultés déjà évoquées en section 2.4.1.1.

Néanmoins, des études de grande ampleur réalisées en particulier aux USA (par exemple celles résumées dans les recommandations ACI 207.1R « Mass Concrete for Dams and other Massive Structures » incluant des mesures de résistance sur éprouvettes cylindriques de grandes dimensions, jusqu'à 61 cm de diamètre), permettent de donner des ordres de grandeur, résultant d'une base de données étendue.

Bien que les résistances à la compression simple trouvées s'étagent sur une large plage de valeurs (typiquement entre 16 et 60 MPa) suivant les dosages, la dimension maximum des agrégats, etc., une corrélation serrée y apparaît entre la cohésion du béton et sa résistance

à la compression simple : $C_{b,k} = 0,21 \ \sigma_{c,k}$ avec une valeur moyenne de 0,95 pour tan¢ (plage de variation de 0,85 à 1,04).

Certaines de ces études réalisées récemment sur ces bétons de masse de barrages se sont intéressées au vieillissement des caractéristiques, et en particulier de celles des reprises de bétonnage [Dolen, 2010].

Elles indiquent que le taux de continuité effective des reprises mesuré (% de reprises pouvant être considérées comme effectivement collées dans l'ouvrage) semble dépendre du type de procédure et du soin apporté lors de la réalisation de ces reprises, et en particulier de la méthode de leur préparation et nettoyage, qui a varié au cours de l'histoire de la construction de ces ouvrages. Ce taux de continuité effective mesuré peut s'avérer de l'ordre de 50% seulement pour des ouvrages anciens (début du XX° siècle, préparation des reprises par simple brossage et lavage basse pression, pas de vibration du béton dans la masse), alors qu'il est trouvé d'environ 80 à 90% pour des ouvrages postérieurs à 1970 (préparation des reprises par décapage au jet haute pression sur béton jeune). Les ouvrages affectés par la réaction alcali-agrégats présentant un taux de continuité effective de reprises pouvant s'affaiblir aussi bas que 30%.

Par ailleurs, la cohésion des interfaces de reprises de bétonnage (lorsque celles-ci peuvent être considérées comme collées) y a été mesurée de l'ordre de 80% de la cohésion dans le béton de masse environnant.

Certains seuils en rivière ou barrages de petites dimensions ont été construits avec du **béton cyclopéen**. Le béton cyclopéen est constitué d'enrochements de taille variable (D_{50} de 200 mm à plus de 1m) noyés dans un béton conventionnel vibré.

Le béton cyclopéen ne fait l'objet d'aucune norme. De par la taille des enrochements, il est difficile et coûteux de réaliser des essais pour caractériser la résistance de ces matériaux par

nature hétérogènes. Aussi, il existe très peu de références bibliographiques sur le comportement des bétons cyclopéens.

Certains pays ont cependant développé cette technique inspirée de la maçonnerie traditionnelle qui permet de réduire le coût des petits barrages-poids ou voûte sur les chantiers à faible coût de main d'œuvre. Le guide de recommandations sud-africain [CIDB, 2005] donne des valeurs caractéristiques des propriétés élastiques de quelques bétons cyclopéens :

- module élastique variant de 5 à 71 GPa pour des enrochements ayant un module variant de 24 à 120 GPa et un mortier de 18 GPa.

Il n'existe pas de valeurs caractéristiques de cisaillement pour ce type de matériau rustique. Elles sont à estimer de manière très prudente à partir des valeurs caractéristiques du béton et des enrochements mais aussi du mode de mise en place, de la forme et de la disposition des blocs dans la matrice en béton.

3. Justification de la stabilité des barrages-poids

3.1. Etats-limites

3.1.1. Définition d'un état-limite

Les états-limites correspondent à des états au-delà desquels l'ouvrage ne satisfait plus aux critères de dimensionnement. On distingue deux catégories d'états-limites :

- les états-limites de service (ELS), correspondant à des conditions au-delà desquelles les exigences d'aptitude au service de l'ouvrage ne sont plus satisfaites : les ELS sont les états-limites associés au fonctionnement de la structure ou des éléments structuraux en utilisation normale d'exploitation ;
- les états-limites ultimes (ELU), associés à des pertes d'équilibres statiques ou des modes de ruine ; ils correspondent aux états-limites qui concernent la sécurité des personnes et/ou la sécurité de la structure.

Les états-limites examinés pour la justification des barrages-poids sont les suivants :

- l'état-limite de service d'extension des fissures;
- l'état-limite ultime de résistance à l'effort tranchant ;
- l'état-limite ultime de résistance à la compression.

Certains barrages-poids particuliers nécessitent la justification d'états-limites complémentaires :

- l'état-limite ultime de portance de la fondation ;
- l'état-limite ultime de résistance à la flottaison.

Certains mécanismes nécessitent un examen particulier sans qu'une condition d'EL existe explicitement, notamment l'état-limite d'érosion de la fondation par surverse.

3.1.2. Les états-limites de service (ELS)

Aptitude au service et fonctionnalités

L'aptitude au service d'un barrage-poids est liée à sa disponibilité durant sa durée de vie. Les principaux éléments structuraux de l'ouvrage, qui garantissent cette disponibilité, sont définis par des fonctionnalités : l'étanchéité, le drainage, la stabilité, la protection, l'évacuation des crues, le suivi de la sécurité, la protection de l'environnement, etc. Quelques exemples de fonctions accomplies par les barrages-poids dont la défaillance relève d'ELS sont donnés ci-après :

- la fissuration du corps du barrage, notamment la fissuration amont susceptible d'introduire la pleine sous-pression au sein de la fissure et de diminuer la sécurité vis-à-vis de la résistance à l'effort tranchant ;
- l'étanchéité est l'aptitude à retenir l'eau et à éviter des infiltrations dans le corps du barrage et de la fondation, préjudiciables vis-à-vis de la sécurité et de l'économie du projet;
- le drainage est l'aptitude à évacuer les fuites, sans mise en charge des drains ;
- la protection est l'aptitude à protéger la surface du barrage des effets de l'environnement : agents atmosphériques et humains ;
- l'évacuation des crues est l'aptitude à évacuer les eaux en situation de crue rare à extrême ;

- la vidange est la capacité à abaisser partiellement ou totalement le niveau du réservoir ;
- le suivi de la sécurité est l'aptitude à repérer d'une part les effets du vieillissement avant qu'ils n'endommagent profondément l'ouvrage et d'autre part les conséquences des accidents. Pour les barrages-poids, cela concerne le suivi du vieillissement des matériaux du corps du barrage (béton ou maçonnerie), la présence éventuelle de mécanismes de dégradation tels que l'alcali-réaction, la sulfatation, la carbonatation, le gel-dégel et tous les processus physico-chimiques de dégradation des matériaux, le suivi des sous-pressions dans le corps du barrage, à l'interface et dans la fondation, et le suivi des percolations dans la fondation et à l'interface.

Parmi ces différents ELS, l'état-limite d'extension des fissures fait l'objet d'une justification d'une condition d'état-limite, car son occurrence est de nature à diminuer la sécurité du barrage vis-à-vis de l'ELU de résistance à l'effort tranchant.

Pertes d'aptitude au service

Les exigences d'aptitude au service propres à chaque fonctionnalité sont déclinées en une ou plusieurs conditions à satisfaire. Le tableau 3.1 indique des exemples de pertes de ces conditions (ELS) et de critères de vérification, à examiner et définir précisément au cas par cas pour chaque ouvrage particulier. On ne vise pas ici l'exhaustivité.

Fonction	Condition d'aptitude	Perte de condition	ELS à vérifier
Non fissuration F1	Absence de fissuration ou limitation de la fissuration sous certains chargements à caractère exceptionnel	Ouverture de fissures horizontales à partir du parement amont	Limitation des contraintes de traction le long du parement amont
Etanchéité Et1	Absence de fissuration et pérennité de l'étanchéité sous chargement statique	Par vieillissement ou accident, les fuites sont supérieures au débit de dimensionnement, qu'elles soient inadmissibles pour la sécurité (stabilité) ou pour l'économie du projet	Evaluation des conditions minimales d'étanchéité assurant la fiabilité. Par exemple, estimation de deux seuils de débit de fuite : 1. débit de dimensionnement, 2. débit pouvant justifier une intervention à cause des conséquences économiques ou sécuritaires
Drainage D1	Evacuation des fuites sans mise en charge des drains	Débit insuffisant ou colmatage	Vérification de la débitance du drain Vérification de la réduction des sous-pressions
Protection P2	Absence d'affouillement en pied	Erosion causée par les vitesses d'écoulement	Vérification que le matériau de protection ne soit pas emporté lors des crues
Evacuation Ev1	Evacuation de la crue de projet	Surverse lors de la crue de projet	Dimensionnement de l'évacuateur et de la revanche pour évacuer la crue de projet avec laminage
Vidange Ev3	Vidange de la retenue en cas de grand danger	Perte d'évacuation ou évacuation insuffisante	Dimensionnement de la vidange de fond en fonction du risque aval
Surveillance S1	Détection des effets du vieillissement sur l'étanchéité et autres fonctionnalités	Perte des moyens de détection de l'initiation des modes de rupture par cisaillement	Dimensionnement du plan de surveillance visuelle et d'auscultation en fonction du risque.

Tableau 3.1 - Etats Limites de Service (non exhaustif)

3.1.3. Les états-limites ultimes (ELU) des barrages-poids

Les barrages-poids connaissent deux états-limites ultimes : l'ELU de résistance à l'effort tranchant et l'ELU de résistance à la compression. On se prémunit vis-à-vis de l'ELU de résistance à la compression par la qualité de l'origine et de la mise en œuvre des matériaux, ce qui en fait un ELU un peu théorique dans la plupart des cas. Et l'accidentologie des barrages-poids montre que c'est le dépassement de l'ELU de résistance à l'effort tranchant qui est à l'origine des ruptures ayant des causes structurales (les autres ruptures ayant des causes essentiellement dues à l'érosion de la fondation).

L'occurrence de l'ELU de résistance à l'effort tranchant est liée essentiellement à une faiblesse d'une propriété de résistance des matériaux (vieillissement du matériau, mauvaise reconnaissance et caractérisation, etc.) et/ou à des sollicitations trop importantes (sous-pressions non contrôlées, poussée hydrostatique trop importante).

Les pertes de fonctionnalité liées aux ELS de fissuration, de dégradation de l'étanchéité ou de drainage ou encore le vieillissement des matériaux, impactent les propriétés de résistance et les sollicitations, et sont directement prises en charge dans les conditions d'état-limite de résistance à l'effort tranchant.

Ainsi, l'évaluation de la sécurité des barrages-poids revient généralement à l'évaluation de la seule sécurité structurale vis-à-vis de l'état-limite ultime de résistance à l'effort tranchant, à considérer dans le corps du barrage, à l'interface et dans la fondation selon le modèle d'état-limite considéré. La justification de cet ELU est produite dans les notes de calculs en prenant en compte les valeurs caractéristiques des propriétés de résistance reflétant l'état de la structure et de la fondation (tenant compte en particulier des faiblesses liées à des processus de vieillissement ou de dégradation) et en prenant en compte les sollicitations agissant dans le barrage et la fondation (tenant compte en particulier de la présence de sous-pressions ou de sollicitations hydrostatiques exceptionnelles).

Toutefois pour certains ouvrages à fonctionnement plus complexe, on ne peut réduire l'évaluation de la sécurité à la seule évaluation de la sécurité structurale, celle-ci pouvant être la cause de pertes de fonctionnalité successives. Cela concerne notamment les barrages-poids équipés d'évacuateurs vannés ou d'évacuateurs à seuil libre susceptibles d'être obstrués par des embâcles. Dans ces cas, la notion de scénario de défaillance doit être introduite et le projeteur doit s'intéresser à toute la chaîne de défaillances fonctionnelles conduisant à la défaillance structurale de l'ouvrage.

Pour traiter ces situations, il existe des méthodes spécifiques pour l'analyse des scénarios de défaillance des ouvrages de génie civil, qui peuvent être appliquées aux barrages-poids. Ces méthodes relèvent de la Sûreté de Fonctionnement. Une analyse des scénarios de défaillance d'un ouvrage comprend les trois principales étapes suivantes :

- l'analyse fonctionnelle : elle vise à définir précisément le système étudié, ses composants (l'analyse structurelle) et son environnement, et conduit aux différentes fonctionnalités que l'ouvrage doit accomplir. Il existe plusieurs méthodes d'analyse fonctionnelle dont certaines sont bien adaptées aux ouvrages du génie civil [Zwingelstein, 1996];
- l'analyse des défaillances : sur les bases de l'analyse fonctionnelle, elle vise à rechercher les modes de défaillance de l'ouvrage et de ses composants, dans des conditions de fonctionnement données (situations de projet). Il existe de nombreuses méthodes de la Sûreté de Fonctionnement pour l'analyse des défaillances : l'Analyse Préliminaire de Dangers (APD), la méthode HAZOP, l'Analyse des Modes de Défaillance, de leurs Effets
 de leur Criticité – (AMDE/AMDEC) constituent des techniques bien adaptées aux systèmes mécaniques [Villemeur, 1988] ;
- les scénarios de défaillance : cette étape consiste à produire une modélisation des modes de fonctionnement (et de dysfonctionnement) du système et permet de

représenter son comportement par des scénarios enchaînant les modes de défaillance. Il existe trois principales méthodes de modélisation des scénarios : la méthode des arbres d'événements (MAE), la méthode des arbres des causes (MAC) et la méthode du nœud papillon.

A l'issue de l'analyse des scénarios de défaillance, l'étude quantitative des risques peut être engagée : elle comprend l'évaluation de la sécurité structurale de l'ouvrage, par exemple par une analyse semi-probabiliste comme cela est proposé dans ces recommandations, mais aussi par une analyse de l'occurrence des défaillances liées aux pertes de fonctionnalité. Au final, l'agrégation des différentes mesures d'occurrence des états-limites (ELS et ELU) conduit à une évaluation de la sécurité (globale) de l'ouvrage.

L'étude des scénarios de défaillance des barrages, intégrant la démarche brièvement décrite dans cette section, est dorénavant prévue dans la règlementation française relative à la sécurité des ouvrages hydrauliques (décret du 11 décembre 2007 et arrêté du 12 juin 2008) à travers les études de dangers qui s'imposent pour les barrages de classes A et B.

3.2. Principes de modélisation

3.2.1. Les approches de modélisation de l'état de contrainte

Deux approches de modélisation sont possibles :

- une modélisation simplifiée 2D, considérant le barrage comme un solide dont les efforts intérieurs vérifient les hypothèses de Navier. Ce type de modélisation permet de calculer l'extension d'une fissure et d'étudier les conditions d'états-limites ultimes le long de surfaces prédéfinies ;
- une modélisation aux éléments finis avec une géométrie 2D ou 3D (selon les cas) du barrage et de la fondation. Ce type de modélisation permet de calculer les contraintes et les déformations en tout point du maillage. Le champ de contraintes le long d'une surface de rupture peut ensuite être utilisé comme donnée d'entrée d'un calcul aux états-limites ultimes le long de cette surface. Le calcul de l'extension d'une fissure est également possible si le code de calcul intègre un module approprié.

Remarque : dans ce document et conformément aux pratiques de la profession, les contraintes de compression sont positives et les contraintes de traction sont négatives.

3.2.2. Modèle simplifié

Le principe du modèle simplifié est de représenter le barrage par une ou plusieurs sections amont-aval. La modélisation est donc bidimensionnelle. Les états-limites sont vérifiés pour chaque section modélisée, en considérant que le barrage est un solide indéformable, et en prédéfinissant les plans de rupture.

Le calcul consiste à :

- définir la géométrie du barrage et des surfaces de rupture potentielles ;
- calculer la résultante des actions et la projeter sur la surface de rupture ;
- calculer la répartition des contraintes effectives le long de la surface de rupture, répartition linéaire compatible avec les efforts appliqués. Ce calcul prend en compte un éventuel état de fissuration initial, quelle que soit son origine ;
- dans le cas où la contrainte de pied amont excède la résistance à la traction, calculer l'extension de la fissure de pied amont par itérations successives.

Le calcul simplifié s'appuie sur les hypothèses simplificatrices suivantes :

les effets 3D peuvent être négligés ;

- les surfaces de rupture sont des plans, horizontaux le plus souvent, ou inclinés lorsque cela correspond à des faiblesses caractérisées (en particulier les éventuels plans de faiblesse en fondation);
- la contrainte effective est calculée en incluant dans le torseur des efforts la souspression considérée ainsi comme une force extérieure ;
- l'hypothèse de Navier est vérifiée : les sections planes restent planes, ce qui implique que la répartition des contraintes effectives est linéaire ;
- le corps du barrage, l'interface barrage fondation et le rocher sont suffisamment homogènes pour que l'on puisse négliger les effets de variations de raideur des matériaux sur la répartition des contraintes ;
- les seuls mouvements possibles sont amont-aval, perpendiculaires à l'axe du barrage et parallèles à la section modélisée pour le calcul ;
- le calcul des contraintes néglige le champ d'autocontraintes au sein du barrage ou à l'interface avec la fondation.

Les conséquences de ces simplifications sont les suivantes, les deux premières étant du côté de la sécurité, les suivantes étant au contraire optimistes :

- on néglige les effets 3D, ce qui est du côté de la sécurité en particulier pour les barrages-poids courbes et pour les barrages en vallée étroite ;
- en raison du coefficient pris sur la cohésion (coefficient 3), le passage de Hoek et Brown à Mohr-Coulomb sous-estime la contribution de la résistance du rocher, en particulier dans le cas de très grands barrages ;
- la géométrie de la surface de rupture n'est pas nécessairement plane ;
- les longueurs de fissure sont estimées avec beaucoup d'approximation ;
- on néglige des phénomènes qui concernent la masse du béton et du rocher, et qui peuvent modifier le champ de contraintes ou altérer les propriétés mécaniques : variations dimensionnelles du béton (thermique, retrait), fluage, altération des matériaux par circulation de l'eau;
- on idéalise la répartition des contraintes en fondation, sans tenir compte des variations de raideur du rocher ;
- la linéarité des contraintes effectives est une hypothèse simplificatrice qui minimise les contraintes de traction.

Les deux dernières considérations conduisent à considérer que la répartition des contraintes calculée est quelque peu théorique. L'interprétation des résultats nécessite donc l'analyse de l'expert, en particulier dans le cas où les calculs laissent apparaître une ouverture possible de la fissure amont, et plus encore lorsque les calculs font appel à la résistance à la traction.

3.2.3. Modélisation aux éléments finis

La méthode des éléments finis permet de tenir compte de la déformabilité du barrage et de la fondation. Elle peut être utilisée en 2D et s'avère bien adaptée lorsque l'on a des ouvrages mixtes, tel un barrage-poids épaulé par une recharge aval. La modélisation 3D permet d'étudier les aspects liés à la géométrie 3D de l'ouvrage, ce qui est particulièrement utile pour des barrages-poids arqués ou pour des barrages-poids en vallée étroite. Pour l'emploi de la méthode aux éléments finis pour la modélisation des situations sismiques, on se réfère au rapport [MEDDTL, 2010]. Le modèle aux éléments finis permet de simuler les étapes de la vie de l'ouvrage (construction par levées, effets thermiques de la prise du béton, mise en eau) en prenant en compte l'éventuelle fissuration qui y en résulte.

Il existe différents modèles, de complexité croissante :

- modèle élastique linéaire ;
- modèle non linéaire avec adjonction d'éléments d'interface ;

- modèle non linéaire doté d'un couplage hydromécanique (propagation des souspressions dans la fissuration...);
- modèle non linéaire volumique incluant des lois de comportement spécifiques (fluage, loi d'endommagement, loi de gonflement des bétons).

Les calculs doivent être menés en contraintes effectives (ou en mettant en œuvre d'autres modèles plus complexes) et les lois de comportement aux joints et à l'interface doivent permettre de simuler l'extension des fissures (si la contrainte effective de pied amont ou en parement amont peut devenir une contrainte de traction). Les calculs sont menés en utilisant les valeurs caractéristiques des paramètres de résistance, sans coefficients partiels.

Dans le cas où les sédiments ou une recharge aval sont modélisés, le modèle doit tenir compte des conditions d'interface barrage - massif de sédiments et barrage – recharge aval, ainsi que des possibilités de rupture au sein de ces matériaux, de manière à ne pas sousestimer la poussée des sédiments ou surestimer la contribution de la recharge aval.

La modélisation aux éléments finis permet de connaître la distribution des contraintes de cisaillement et donc de définir ensuite un modèle d'état-limite ; par ailleurs, la connaissance du champ des déformations obtenu par le modèle aux éléments finis permet de connaître les lignes de plastification et de corroborer le modèle d'état-limite.

A l'issue de la modélisation aux éléments finis, on extrait le champ de contraintes le long d'une surface potentielle de rupture (surface que le MEF a pu aider à identifier) et on utilise ce champ de contraintes comme donnée d'entrée de la justification de la condition de l'étatlimite ultime de résistance à l'effort tranchant le long de cette surface. A cette étape, on utilise les jeux de coefficients partiels définis au paragraphe 3.4 (les mêmes qu'avec le modèle simplifié).

Le calcul de l'extension d'une fissure est également possible si le code de calcul intègre un module approprié. Le fait de connaître l'extension d'une fissure dans les deux dimensions pourra permettre d'admettre une ouverture localisée en situation quasi-permanente, si la fissure reste d'ampleur limitée.

3.2.4. Définition des surfaces de rupture potentielles

La figure 3.1 ci-dessous illustre la définition de la surface de rupture dans le cas "standard" d'un barrage en béton ou BCR avec un niveau de fondation à peu près horizontal.



Figure 3.1 - surface de rupture dans un cas standard de barrage en béton avec un niveau de fondation à peu près horizontal

Les cas particuliers sont nombreux : Exemple 1 :

Parfois, une topographie défavorable impose de considérer des surfaces de rupture inclinées (en particulier pour les plots de rive).



Figure 3.2 - surface de rupture dans le cas d'un niveau de fondation incliné

Dans le cas d'une zone de faiblesse en fondation (par exemple une surface de discontinuité, aux propriétés mécaniques plus faibles), un calcul est effectué le long de cette surface. La pente considérée est l'intersection du plan de joint avec la section calculée. La pente est alors estimée avec prudence.

Exemple 2 :

La figure 3.3 illustre la démarche dans le cas d'un pendage amont. Pour simplifier, on considère souvent une surface de rupture amont verticale, le long de laquelle la résistance à la traction est nulle et le long de laquelle règne la pleine sous-pression.



Figure 3.3 - surface de rupture dans un cas d'un niveau de fondation à pendage amont

Exemple 3 :

Lorsqu'on identifie en fondation un plan de faiblesse dont le pendage est vers l'aval, on est parfois amené à vérifier la stabilité en butée du rocher au pied aval du barrage ou la stabilité d'un dièdre rocheux. Cette butée ne doit pas être prise en compte en cas de risque d'érosion en pied aval (voir § 3.8).

3.2.5. Modélisation de l'état-limite d'extension des fissures

L'état-limite d'extension des fissures correspond à des critères de fonctionnalité : on cherche à se prémunir de l'extension de fissures susceptibles, une fois amorcées le long du parement amont, de se propager vers l'intérieur du corps du barrage. Au-delà d'une certaine limite d'ouverture de fissures, c'est l'état-limite de résistance à l'effort tranchant qui interviendra pour la justification du non-cisaillement du barrage. De fait, cet état-limite n'est justifié qu'avec la combinaison quasi-permanente et la combinaison rare dans les situations durables et transitoires.

Cet état-limite est examiné le long des surfaces de rupture prédéfinies :

- dans le corps du barrage, à partir du parement amont ;
- dans l'interface barrage-fondation.

La condition de non fissuration s'exprime en introduisant la résistance à la traction du matériau :

$$\sigma'_{N}(\mathbf{X}) > - \mathbf{f}_{t}$$
 où :

- x est la position dans la section de longueur L où l'on examine si la fissure est ouverte ou pas (x = 0 correspond à la vérification au droit du parement amont);
- σ'_N(x) la contrainte effective normale calculée à la position x de la section étudiée, obtenue par linéarisation de la contrainte effective ;
- f_t la valeur de la résistance à la traction du matériau examiné (en pratique, la valeur dimensionnante est celle au droit des joints de reprises ou à l'interface).

Le calcul de la longueur fissurée s'impose dès lors que : $\sigma'_N(0) < -f_t$.

Pour cela, on recherche la plus petite longueur x de fissure qui permette de vérifier la condition de non fissuration ($\sigma'_N(x) > -f_t$), en admettant que, le long de la fissure (entre 0 et x), la pleine pression de la retenue s'introduit (§ 1.2.2.4) et la résistance mécanique diminue.

C'est en pratique un calcul itératif, par lequel on teste la condition avec des x croissants à partir de 0. L'extension de la fissure augmente la valeur des sous-pressions et diminue la résistance mécanique (elle modifie donc défavorablement l'équilibre d'effort tranchant). La stabilisation de la longueur fissurée peut être obtenue en raison de la répartition des contraintes provoquée par le chargement hydrostatique (augmentation des compressions vers l'aval). Mais il se peut que le calcul ne converge pas et, dans ce cas, la fissuration va concerner toute la section du barrage.

3.2.6. Modélisation de l'état-limite de résistance à l'effort tranchant

L'état-limite de résistance à l'effort tranchant correspond à un mode de ruine du barrage. Il est étroitement lié au mécanisme d'ouverture des fissures.

Cet état-limite est justifié pour toutes les combinaisons d'actions (quasi-permanente, rares et extrêmes) traduisant les différentes situations de projet.

L'état-limite de résistance à l'effort tranchant est examiné le long des surfaces de rupture prédéfinies :

- dans le corps du barrage le long des joints (reprises de bétonnage, joints entre deux couches de BCR) et/ou dans les sections horizontales du matériau (BCR, BCV, maçonnerie);
- dans l'interface barrage fondation ;
- dans la fondation, le long des discontinuités, la matrice rocheuse étant généralement justifiée au niveau de l'interface.

La condition de résistance à l'effort tranchant consiste à vérifier que les efforts résistants restent supérieurs aux sollicitations :

- C et tanφ les valeurs de la cohésion et de la tangente de l'angle de frottement interne du matériau (en pratique, la valeur dimensionnante est celle au droit des joints de reprises);
- L' la longueur de la section non fissurée étudiée ;
- N et T les composantes normale et tangentielle des actions agissant sur la section étudiée (N' = N – U);
- U la résultante des pressions interstitielles régnant au niveau de la section étudiée.

3.2.7. Modélisation de la résistance à la compression

L'état-limite de résistance à la compression correspond à une défaillance structurale de l'ouvrage. Il est justifié pour les grands ouvrages, susceptibles de produire des contraintes de compression importantes dans le corps de l'ouvrage à sa base et dans l'interface barrage-fondation.

Cet état-limite est justifié pour toutes les combinaisons d'actions (quasi-permanentes, rares et accidentelles) traduisant les différentes situations de projet.

L'état-limite de résistance à la compression est examiné :

- dans le corps du barrage à sa base ;
- dans l'interface barrage-fondation, les propriétés de l'interface étant généralement imposées par les propriétés de la matrice rocheuse de surface.

La condition de résistance à la compression consiste à vérifier que les efforts résistants restent supérieurs aux sollicitations :

- $\sigma'_N < f_c$ avec :
- σ'_N la contrainte effective normale calculée au point du corps du barrage ou de l'interface que l'on cherche à justifier, obtenue par linéarisation de la contrainte effective;
- f_c la valeur de la résistance à la compression du matériau examiné.

3.3. L'état-limite d'extension des fissures

3.3.1. Condition d'état-limite d'extension des fissures

Avec le modèle 2D simplifié reposant sur les hypothèses de Navier, la contrainte normale effective σ'_N en face amont du barrage non fissuré s'exprime ainsi :

$$\sigma'_n = \frac{N}{L} - 6\frac{M}{L^2} \qquad \text{où}:$$

- N la composante normale de la résultante des actions s'appliquant sur la section considérée ;
- M le moment de cette résultante par rapport au centre de la section ;
- L la largeur de la section.

La condition de non fissuration s'écrit :

$$\sigma'_{N}(\mathbf{x}) > - \mathbf{f}_{tk} / \gamma_{mft}$$
 Où :

- f_{tk} la valeur caractéristique de la résistance à la traction du matériau examiné (en pratique, la valeur dimensionnante est celle au droit des joints de reprises);
- γ_{mft} le coefficient partiel venant affecter la valeur caractéristique de la résistance à la traction du matériau et dépendant de la combinaison d'actions examinée.

Les conditions d'état-limite à examiner pour l'état-limite d'extension des fissures s'expriment à partir de la longueur d'ouverture de la fissure, obtenue par un calcul itératif dans lequel on considère que la pleine sous-pression s'introduit dans la partie fissurée de la section. Elles sont résumées dans le tableau 3.2 (valable dans l'interface et dans le corps du barrage, quel que soit le matériau).

Combinaisons d'actions	Condition d'état-limite
quasi-permanente	- condition de non fissuration vérifiée
	 ouverture de la fissure au maximum jusqu'au voile de drainage
rares	 ou 25% maximum de la section fissurée en absence de voile de drainage

Tableau 3.2 - conditions d'état-limite d'ouverture de fissure

<u>Nota 1</u> : la condition de non fissuration en combinaison quasi-permanente pouvant s'avérer dimensionnante pour certains ouvrages, y déroger nécessite des justifications approfondies.

<u>Nota 2</u> : on n'impose pas de condition d'état-limite d'ouverture de fissure pour les combinaisons d'actions extrêmes. Néanmoins, y compris pour ces combinaisons, les calculs d'extension de fissures sont nécessairement effectués :

- pour alimenter le calcul de résistance à l'effort tranchant ;
- pour évaluer la longueur maximale fissurée (à prendre en compte dans l'évaluation de la stabilité post-situation extrême).

Il peut être utile d'évaluer si la condition d'Hoffman est satisfaite. Cette dernière consiste à s'assurer que la fissure de pied amont est intrinsèquement stable et s'écrit :

 $\partial \sigma / \partial I > 0$ où :

- σ est la contrainte normale calculée à l'extrémité aval de la fissure (ou au pied amont du barrage dans le cas d'un barrage non fissuré);
- I est la longueur de la fissure.

Cette condition permet de tenir compte implicitement des mécanismes non pris en compte par les calculs, et qui peuvent contribuer à l'extension de la fissure.

Afin de mieux quantifier la marge de sécurité vis-à-vis de ces états-limites, il est fortement recommandé de réaliser une étude paramétrique sur les valeurs caractéristiques des résistances, prenant notamment en compte une valeur nulle pour f_{tk}.

Par ailleurs, dans certains cas particuliers (par exemple pour un barrage de faible hauteur dont la stabilité est fortement conditionnée par l'existence d'une résistance à la traction), il est important d'évaluer la marge dont on dispose vis-à-vis du renversement de la structure, notamment pour les cas où, pour une raison ou pour une autre, cette résistance à la traction viendrait à disparaître (une fissuration non liée à un cas de charge est toujours possible). Cette évaluation se fait par le calcul du ratio du moment des actions stabilisatrices, dit moment résistant (poids propre essentiellement), par le moment des actions déstabilisatrices, dit moment moteur (pression hydrostatique amont et sous-pression essentiellement). Il est d'usage que ce ratio reste significativement supérieur à 1 pour les combinaisons d'actions extrêmes.

3.3.2. Coefficients partiels

Les coefficients partiels venant affecter la résistance à la traction des matériaux figurent dans le tableau suivant.

Coefficient partiel	combinaison quasi-permanente	combinaisons rares
γmft	γmft-qp	γmft-rare
corps du barrage	3	3
interface barrage-fondation	3	3

Tableau 3.3 - valeurs du coefficient partiel de résistance à la traction pour l'EL d'ouverture de fissure

3.4. L'état-limite de résistance à l'effort tranchant

3.4.1. Condition d'état-limite de résistance à l'effort tranchant

La condition d'état-limite de résistance à l'effort tranchant s'exprime de la façon suivante :

 $[C_k / \gamma_{mC} . L' + N'. (tan \varphi)_k / \gamma_{mtan \varphi}] > \gamma_{d1} . T \qquad O\dot{u} :$

- C_k et (tanφ)_k les valeurs caractéristiques de la cohésion et de la tangente de l'angle de frottement interne du matériau (en pratique, la valeur dimensionnante est celle au droit des joints de reprises);
- L' la longueur de la section non fissurée étudiée, telle que calculée sous la combinaison d'actions considérée ;
- N et T les composantes normale et tangentielle des actions agissant sur la section étudiée, issues de la combinaison d'actions considérée ;
- U la résultante des pressions interstitielles régnant au niveau de la section étudiée, dépendant de la combinaison d'actions considérée ;
- γ_{mC} et γ_{mtanφ} les coefficients partiels venant affecter les valeurs caractéristiques des résistances au cisaillement du matériau et dépendant de la combinaison d'actions considérée ;
- γ_{d1} le coefficient de modèle de l'état-limite de résistance à l'effort tranchant, dépendant de la combinaison d'actions considérée.

3.4.2. Coefficients partiels

Les valeurs à adopter pour les coefficients partiels sur les résistances au cisaillement du matériau et pour les coefficients de modèle figurent dans les tableaux suivants.

ion :			
Coefficient partiel	Combinaison quasi-permanente	Combinaisons rares	Combinaisons extrêmes
γmC	γmC-qp	γmC-rare	γmC-ext.
corps du	3	2	1
barrage			
interface	3	2	1
barrage			
fondation			
fondation	3	2	1

<u>Cohésion</u> :

Tangente de l'angle de frottement interne :

Coefficient partiel	Combinaison quasi-permanente	Combinaisons rares	Combinaisons extrêmes
γmtanφ	γmtanφ-qp	γ mtan ϕ -rare	γmtanφ-ext.
corps du	1,5	1,2	1
barrage			
interface	1,5	1,2	1
barrage			
fondation			
fondation	1,5	1,2	1

Résistance à la traction :

Coefficient partiel _{γmft}	combinaison quasi- permanente	combinaisons rares γmft-rare	combinaisons extrêmes γmft-ext.
corps du barrage	γmtt-qp 3	3	1
interface barrage- fondation	3	3	1

<u>Coefficient de modèle γ_{d1} :</u>

Combinaisons d'actions	Coefficient de modèle γ _{d1}
quasi-permanente	1
rares	1
extrêmes	1

Tableaux 3.4 : jeux de coefficients partiels pour l'EL de résistance à l'effort tranchant

3.5. L'état-limite de résistance à la compression

3.5.1. Condition d'état-limite de résistance à la compression

Il s'agit de vérifier la non-plastification du matériau en partie aval de l'ouvrage. La condition d'état-limite de résistance à la compression s'écrit :

$$\gamma_{d2} \cdot \sigma'_N < f_{ck} / \gamma_{mfc}$$
 avec :

- f_{ck} la valeur caractéristique de la résistance à la compression du matériau examiné ;
- γ_{mfc} le coefficient partiel venant affecter la valeur caractéristique de la résistance à la compression du matériau et dépendant de la combinaison d'actions examinée ;
- γ_{d2} le coefficient de modèle de l'état-limite de résistance à la compression, dépendant de la combinaison d'actions considérée.

Avec le modèle 2D simplifié reposant sur les hypothèses de Navier, la contrainte normale effective σ'_{N} en pied aval du barrage s'exprime ainsi :

$$\sigma'_n = \frac{N}{L} + 6\frac{M}{L^2} \qquad \text{où}:$$

- N la composante normale de la résultante des actions s'appliquant sur la section considérée ;
- M le moment de cette résultante par rapport au centre de la section ;
- L la largeur de la section (remplacer L par L' -largeur non fissurée- en cas de fissuration partielle de la section).

3.5.2. Coefficients partiels

Les valeurs à adopter pour les coefficients partiels sur les résistances à la compression du matériau et pour les coefficients de modèle figurent dans les tableaux suivants.

Coefficient partiel	Combinaison quasi-permanente	Combinaisons rares	Combinaisons extrêmes
γmfc	γmfc-qp	γmfc-rare	γmfc-ext.
Corps du	3	2	1
barrage			
Interface	3	2	1
barrage			
fondation			

Résistance à la compression du matériau :

Coefficient de modèle :

Combinaisons d'actions	Coefficient de modèle γ _{d2}
quasi-permanente	1
rares	1
extrêmes	1

Tableau 3.5 - jeux de coefficients partiels pour l'EL de résistance à la compression

3.6. L'état-limite ultime de portance de la fondation

Il s'agit de vérifier la capacité portante de la fondation considérée dans sa globalité. Cette vérification n'est nécessaire qu'en cas de fondation rocheuse tendre et dans la mesure où elle n'est pas couverte par l'EL de résistance à la compression.

On considère pour cela le barrage-poids comme une fondation superficielle soumise à une résultante des efforts correspondant à une charge excentrée et inclinée, reposant sur une fondation pouvant être assimilée à un milieu homogène.

De façon analogue à l'Eurocode 7, la condition d'état-limite s'écrit :

 $N_d \le q_{u,k} / \gamma_{mqu}$. A'

avec :

- N_{d} la valeur de calcul de la composante normale de l'action du barrage sur la fondation ;
- q_{u,k} la capacité portante caractéristique de la fondation (par unité de surface) ;
- γ_{mqu} le coefficient partiel qui s'applique à la capacité portante caractéristique de la fondation ;
- A' la section à la base du barrage comprimée.

Pour la détermination de la capacité portante de la fondation q_u, on privilégie une démarche basée sur l'utilisation du pressiomètre.

Conformément à l'Eurocode 7 et à son annexe nationale (approche de calcul 2), le coefficient partiel qui s'applique à la valeur caractéristique de la capacité portante de la fondation est : $\gamma_{mqu} = 1,4$

Dans le cas général, la justification est faite pour la situation de projet transitoire correspondant à la fin de construction ou à la retenue vide, qui est la plus préjudiciable pour l'état-limite ultime de portance de la fondation.

3.7. L'état-limite de flottaison

Cet état-limite s'applique aux barrages mobiles en rivière. La résistance à la flottaison (ou soulèvement) est le rapport des forces stabilisatrices effectives (dirigée vers le bas) par les forces déstabilisatrices (dirigée vers le haut). Les forces stabilisatrices sont le poids propre de la structure ou le frottement latéral (en général non pris en compte en première approche). Les forces déstabilisatrices sont essentiellement les poussées des souspressions auxquelles peuvent s'ajouter d'autres efforts externes (séisme...).

La condition de non-flottaison s'exprime en introduisant la notion de « marge de flottaison » qui est un ratio s'écrivant sous la forme :

$F_{f} = N' / U = (N-U) / U$

avec :

N : Composante normale des forces agissant sur la section étudiée

U : Résultante des pressions interstitielles régnant au niveau de la section étudiée

Les conditions d'état-limite de flottaison sont résumées dans le tableau suivant :

Combinaisons d'actions	Condition d'état-limite
quasi-permanente	Marge de flottaison $F_f > 15\%$
rares	Marge de flottaison $F_f > 5\%$
extrêmes	Marge de flottaison F _f > 0%

Tableau 3.6 - conditions d'état-limite de flottaison

L'état-limite de flottaison s'applique plus particulièrement pour les barrages vannés de petite et moyenne hauteur pour lesquels :

- la hauteur des vannes devient significative par rapport à la hauteur du barrage ;
- le niveau aval peut, dans certaines situations, être important au regard du niveau amont.

Les situations transitoires de travaux ou de batardage (maintenance) font l'objet d'une attention particulière. Elles sont en général considérées comme des situations transitoires à moins que cette situation soit amenée à s'appliquer pour des durées significatives supérieures à plusieurs mois, auxquels cas la situation est considérée comme une combinaison d'actions quasi-permanente.

Ces situations transitoires peuvent être combinées à un séisme de base d'exploitation SBE (pour les barrages en zone 3 et 4, composante sismique verticale vers le haut) ou à une situation exceptionnelle de crue. La combinaison d'actions résultante peut alors être considérée comme accidentelle.

Du fait de la faible incertitude sur les valeurs des caractéristiques mécaniques entrant en jeu dans le mécanisme de flottaison, il n'y a pas de coefficients partiels appliqués aux forces stabilisatrices et déstabilisatrices.

3.8. L'état-limite d'érosion de la fondation par surverse

Dans le cas où une situation hydrostatique exceptionnelle ou extrême amènerait à une surverse significative par-dessus la crête de l'ouvrage en des endroits non initialement prévus pour cela, il convient de porter une attention particulière au risque d'érosion en pied de barrage occasionné par cette surverse, et susceptible de déstabiliser l'ouvrage. L'érosion d'un massif rocheux soumis à une sollicitation hydraulique (lame déversante ou jet plongeant) est un phénomène complexe car il fait intervenir la puissance de l'écoulement, la durée d'exposition, des sollicitations dynamiques et des pulsations hydrauliques et pneumatiques dans les fissures d'un massif rocheux discontinu.

L'état-limite d'érosion de la fondation par surverse est classiquement étudié en comparant la puissance apportée par le déversement à la résistance du massif rocheux fracturé. L'état d'équilibre correspond classiquement à la stabilisation d'une fosse aval, par augmentation de la hauteur d'eau qui diminue la pression dynamique à l'interface eau/massif rocheux.

3.8.1. Formules empiriques classiques

L'approche la plus simple pour la détermination de la profondeur d'une fosse d'érosion à l'aval d'un évacuateur de crue consiste à utiliser les formules expérimentales classiques suivantes pour lesquelles :

- d = profondeur de l'érosion au-dessous du niveau aval,
- > q = débit par mètre linéaire de l'extension du jet au contact avec le niveau aval

[Veronese,1937]

 $d = 1.9 \times q^{0.54} \times h^{0.225}$

Cette formule a été établie à partir d'essais sur modèles réduits et il a été constaté qu'elle surestime les profondeurs d'affouillements observés sur ouvrages. Certains auteurs proposent donc de corriger le résultat par un coefficient multiplicateur de 0.63.

[Demle, 1966] ou [Martins, 1973]

 $d = 1.5 \times q^{0.6} \times z^{0.1}$

Cette formule est plus particulièrement applicable aux évacuateurs type saut de ski comprenant un coursier terminé par une cuillère dispersant le jet. z est la charge résiduelle sur la cuillère.

[Mason et Arumugam, 1985]

$$d = (6.42 - 3.1 \times h^{0.1}) \times \frac{h^{(0.15 - \frac{h}{200})} q^{(0.6 - \frac{h}{300})} P^{0.15}}{g^{0.3} D^{0.1}}$$

Avec : P = profondeur de l'érosion du fond de la fosse au-dessous du niveau du lit aval ou de la crête du bourrelet formé à l'aval de la fosse.

D = D₅₀ du matériau formant le lit

[Mason, 1989] $d = 3.27 \times \frac{q^{0.6} h^{0.05} P^{0.15}}{g^{0.3} D^{0.06}}$

L'observation des formules montre que celles-ci considèrent que la profondeur ultime de la fosse d'érosion ne dépend pas (Veronèse, Martins) ou peu (Schkotlish, Mason) des caractéristiques du milieu dans lequel la fosse se développe. Le retour d'expérience montre

que les méthodes peuvent sous-estimer ou surestimer la profondeur ultime de la fosse d'érosion. Elles doivent être réservées à un pré-diagnostic ou aux études d'avant-projet.

3.8.2. Approches plus récentes

En phase étude de projet, deux grandes approches peuvent être utilisées :

- Une approche semi-empirique « Erodability Index Method »développée décrite dans [Annandale, 2006];
- Une approche théorique, basée sur les phénomènes physiques et calée sur un protocole expérimental en laboratoire, développée dans [Bollaert, 2004].

Toutefois, ces dernières méthodes ne constituent pas de véritables conditions d'états-limites, mais sont à considérer plutôt comme une pratique de la profession. Une synthèse de ces méthodes est reportée de façon indicative en annexe 3.

Par ailleurs, certaines précautions doivent être prises lors de leur application. En particulier, elles ne sont pas adaptées à toutes les géométries aval et ne prennent pas en compte l'érosion par usure liée à la présence de blocs piégés (« marmites de géants »).

3.9. Précautions particulières pour les plots de rive

L'accidentologie des barrages-poids montre une certaine prévalence des ruptures en rive.

Ces ruptures se sont produites dans les circonstances suivantes :

- localisation de la rupture sur une rive inclinée, avec souvent un plan de glissement en fondation parallèle à la surface, à faible profondeur ;
- barrage initialement découpé en plots indépendants par la fissuration (ou suspecté de l'avoir été);
- situation de premier remplissage ou situation de crue avec cote très haute.

Les conditions de stabilité d'un plot de rive seul, sur fondation inclinée, sont très différentes de celles d'un plot sur fondation horizontale. Toutes choses égales par ailleurs, et pour un barrage-poids rectiligne, le facteur de sécurité au glissement est abaissé de 20% pour une fondation inclinée à 20° et de 50% pour une fondation inclinée à 30° (cf Lombardi ??).

A contrario, un plot de rive parfaitement appuyé sur le reste du barrage dispose de conditions de stabilité analogues à celles d'un plot sur fondation horizontale. « Parfaitement appuyé » signifie ici que l'on mobilise à l'interface entre le plot et le reste du barrage une résistance au cisaillement au moins égale à celle mobilisée à l'interface avec la fondation. Il faut que le barrage soit suffisamment monolithique pour garantir ce report des cisaillements.

Il est recommandé d'examiner la stabilité des plots de rive de la manière suivante :

- 1- vérifier qu'il n'existe pas de plan de glissement en fondation, à peu près parallèle au terrain naturel, à faible profondeur ; si un tel plan de glissement devait exister, procéder à une justification complète de la stabilité selon ce plan ;
- 2- prendre les dispositions permettant d'assurer un monolithisme suffisant du barrage dans le sens rive à rive ; à défaut, procéder à une vérification indépendante des plots de rive, tenant compte de l'inclinaison de la rive.

Bibliographie :

[Annandale, 2006] ANNANDALE G. W., D.Ing., P.E., D.WRE (2006). Scour Technology – Mechanics and Engineering Practice, Mc Graw-Hill Civil Engineering series

[Antoine, 1980] ANTOINE P., FABRE D. (1980). Géologie appliquée au génie civil, Masson, 292 p.

[Aftes, 2003] Tunnels et ouvrages souterrains (AFTES) - Recommandations relatives à la caractérisation des massifs rocheux utile à l'étude et à la réalisation des ouvrages souterrains - N°177 – mai/juin 2003.

[BaCaRa, 1996] Projet National BaCaRa 1988-1995, Le béton compacté au rouleau ; Les barrages en BCR. Presses de Ponts et Chaussées, Paris, décembre 1996. 200 p.

[Barton, 1977] BARTON N.R., CHOUBEY V. The shear strength of rock joints in theory and in practice. In Rock Mec. 10 (1-2), 1977. p.1-54.

[Barton, 1982] BARTON N.R., Bandis S.C. – *Effects of block size on the shear behaviour of jointed rock* – 23rd U.S. symp. on rock mechanics, Berkeley, 1982. pp. 739-760.

[Barton, 1987] BARTON N.R. – *Predicting the behaviour of underground openings in rock* – Manuel Rocha Memorial Lecture, Lisbon. Oslo : Norwegian Geotech. Inst, 1987.

[Bienwaski, 1984] Bieniawski Z. T. (1984). Rock Mechanics Design in Mining and Tunneling, p. 272. Balkema, Rotterdam.

[Bollaert, 2004] Bollaert, E., A new and comprehensive model to evaluate scour formation in plunge pools, Journal of Hydropower and Dams, Vol. 11, Issue 1 (2004).

[Calgaro, 1996] Calgaro, J-A, Introduction aux Eurocodes, Presses de l'ENPC, 1996.

[CIDB, 2005] CIDB, *Rubble masonry concrete dam construction technology* ISBN: 0-621-35565-8, March 2005, 44p., http://www.civils.org.za

[Cfgb, 2006] CFGB, groupe de travail « Calcul des barrages-poids », *Recommandations pour la justification des barrages-poids - Recommandations provisoires,* janvier 2006. 62 p.

[Cetmef, 2001] CETMEF, CD ROM ROSA 2000, Recommandations pour le calcul aux états-limites des ouvrages en site aquatique, Compiègne, 2001.

[Couturier, 1987] COUTURIER B. (1987). *Les études géologiques dans les projets de barrage.* Thèse de doctorat d'État, Université de Grenoble 1, 350 p.

[Demle, 1966] (p89)

[Dolen, 2010] DOLEN, 2010. « Selecting strength input parameters for structural analysis of aging concrete dams » in Proc. Dam Maintenance and Rehabilitation *II*, *Zaragoza Nov 2010*.

[Eurocode, 2005] Eurocode 7 : Calcul géotechnique Partie 1 : Règles générales. NF EN 1997-1, juin 2005, 145p.

[euroWG, 2004] Ruggeri, G., 2004. *Uplift Pressures under Concrete Dams - Final Report.* European Working Group on Uplift Pressures under Concrete Dams, 27p.

[Falvey, 1990] Falvey, H.-T., *Cavitation in chutes and spillways.* Engineering Monograph no. 42 – Bureau of Reclamation, April 1990. <u>http://www.usbr.gov/pmts/hydraulics_lab/software/index.html</u>

[Gasc-Barbier, 2010] GASC-BARBIER M., FOUCHE O., GAILLARD C., 2010. *Etude comparée de la fracturation observable sur carotte de forage et obtenue par diagraphie. Application au marbre de Saint-Béat (31).* Revue Française de Géotechnique n°133,4^e trimestre 2010, pp37-50.

[Gignoux, 1955] GIGNOUX M. et BARBIER R. (1955). Géologie des barrages et des aménagements hydrauliques. Paris, Masson, 344 p.

[Hartford, 2004] HARTFORD D.N.D., BAECHER G.B. *Risk and uncertainty in dam safety*, Thomas Telford editor, 2004.

[Hoek, 1994] HOEK E. Strength of rock and rock masses, ISRM News Journal, 1994, vol.2.

[Hoek, 1997] HOEK, KAISER, BAWDEN, Support of underground excavations in hard rock, BALKEMA, Rotterdam, 1997.

[Hoek, 2002] Hoek E., Carrozatores C.T. & Corkum B. - Hoek&Brown Failure Criterion, 2002 Ed. In: Proceedings of the 5th North American Rock Mechanics symp., Toronto, Canada 2002: 1:267-73

[ICOLD, 2005] ICOLD (2005). Fondations de barrages - Bull. nº 129

[Indi, 1985] Indian Standard - criteria for design of solid gravity dams, Indian standard institution.

[Isrm, 1978] International Society for Rock Mechanics – Commission on Standardisation of Laboratory and Field Tests, *Suggested methods for the quantitative description of discontinuities in rock masses.* In Int. Journal Rock Mech. Min. Sci & Geomech. Abstr., 15, 1978. pp. 319-368.

[Kovarik, 1998] KOVARIK, J-B., *De l'application des Eurocodes aux ouvrages maritimes et fluviaux.* In Revue Française de Génie Civil, vol2 – n°5, 1998.

[Leger, 2003] LEGER, P. & al., 2003, *Transient damping and uplift pressure responses of cracked concrete gravity dams subjected to earthquakes* 21^{ème} Congrès de la CIGB, Montréal Q83 R50, Vol 3. p 903-924.

[Mason, 1989] MASON, P.J., 1989, Effects of Air Entrainment on Plunge Pool Scour, J. Hydr. Engrg., ASCE, 115(3), 385-399.

[Mason & Arumugam, 1985] MASON, P.J., ARUMUGAM, K., 1985. Free jet scour below dams and flip buckets, J. Hydr. Engrg., 111(2), 220-235.

[Martins, 1973] MARTINS, R., 1973. Contribution to the knowlegde on the scour action of free jets on rocky river beds, 11th Congress on large Dams, Madrid, pp. 799-814.

[MEDDTL, 2010] Risque sismique et sécurité des ouvrages hydrauliques, MEDDTL, nov. 2110, 279 p.

[Pbar, 1997] *Petits barrages : recommandations pour la conception, la réalisation et le suivi,* Cemagref/ENGREF/CFGB, Paris, 1997.

[Rosa, 2000] ROSA 2000, *Recommandations pour le Calcul aux Etats Limites des Ouvrages en Site Aquatique*, Presse ENPC. Paris, 2000.

[Royet, 2003] ROYET & al. Synthèse sur le vieillissement et la réhabilitation des barrages français en maçonnerie 21^{ème} Congrès de la CIGB, Montréal Q82 R41, Vol 2, 2003. p 705-743.

[SIA, 2007] Directive suisse Tirants d'ancrage. Office fédéral des routes OFROU, ASTRA 12005, 38p.

[Sims, 1993] SIMS G.P., *Le vieillissement des barrages en maçonnerie*. Colloque Technique CFGB « Maintenance des barrages anciens », Chambéry, 1993, Vol 1. p 123-140.

[SOGREAH, 1967] SOGREAH, 1967. *Etude Systématique de déversoirs en béton et digues déversantes revêtues d'un perré au mastic bitumineux* – Ministère de la coopération française - 1967.

[TA, 1995] CFMS Tirants d'ancrage - Recommandations concernant la conception, le calcul, l'exécution et le contrôle - Recommandations T.A. 95. Eyrolles, 1995.

[Usbr, 1987] *Design of small dams*, United States Department of Interior – Bureau of Reclamation, 3ème reédition, 1987.

[Usace, 1995] US Army Corps of Engineers, Gravity Dam Design, Washington, 30 june 1995. 88 p.

[Usace, 2001] US Army Corps of Engineers (2001). Geotechnical investigations, EM-1110-1-1804

[Ven Te Chow, 1959] Ven Te Chow, 1959. « Open Channel Hydraulics » §14-8 Pressure on Overflow Spillways - éditions McGraw Hill-1959.

[Veronese, 1937] Veronese, A., 1937. Erosion of a bed downstream from an outlet, Colorado A & M College, Fort Collins, United States.

[Villemeur, 1988]] Vibreur, A., 1988. Sûreté de Fonctionnement des systèmes industriels – fiabilité – facteurs humains – informatisation. Paris : Eyrolles.

[Wahlstrom, 1974] Wahlstrom, E. 1974. *Dams, dam foundations and reservoir sites. Developments in geotechnical engineering,* Elsevier scientific publishing company, 278 p.

[Zwingelstein, 1996] Zwingelstein, G.1996, La maintenance basée sur la fiabilité. Paris : Hermès.

Annexe n°1 Axes de recherche et développement

Le travail conduit au sein de ce projet a mis en évidence des axes de recherche et développement qui permettraient d'améliorer les pratiques de la profession et pour lesquels l'expression du besoin de l'ingénierie est apparue au cours des développements de ce projet.

Les axes de recherche identifiés sont les suivants :

1/ Dimensionnement des confortements de barrages-poids par recharge aval en remblai, notamment sous sollicitation sismique :

 développement de modèles numériques par la méthode des éléments finis, adaptés à des conditions d'interface complexes et relevant de modèles multi-physiques.

2/ Etat-limite d'érosion de la fondation par surverse :

- étude d'une condition d'état-limite d'érosion de la fondation par surverse

3/ Prise en compte de la résistance apportée par les ancrages passifs

- étude bibliographique approfondie, essais sur ouvrages et comment prendre en compte la résistance des ancrages dans la formulation des conditions d'état-limite

4/ Caractérisation de la variabilité des propriétés de résistance en fondation et recommandations en termes d'investigations géologique/géotechnique pour mieux caractériser les propriétés de résistance

- développement de méthodes pour construire un modèle 3D de variabilité spatiale des propriétés de résistance au cisaillement dans les fondations rocheuses des barragespoids
- développement de protocoles d'investigation géologique et géotechnique destinés à améliorer la connaissance de la variabilité des propriétés de résistance dans les fondations

5/ Vers une démarche fiabiliste probabiliste pour la justification de la stabilité des barrages-poids et de leur fondation

- développement de méthodologies destinées à évaluer la fiabilité des barrages-poids et de leur fondation vis-à-vis de l'état-limite de résistance au cisaillement

Annexe n°2 : analyse des ruptures de barrages-poids

NOTES SUR L'ACCIDENTOLOGIE DES BARRAGES-POIDS

Notes on Gravity dams accidentology

Luc, Deroo 29 rue Maurice Flandin, 69003 Lyon deroo@isl.fr

MOTS CLÉS

Barrage-poids, rupture, fissuration, calcul, béton, maçonnerie

ABSTRACT

This paper proposes a compilation gravity dams accidents, looking only to accidents that led to complete failure of the dams. Documentary sources are disparate and actually rather rare : in the gathered literature review, only a couple of failures are sufficiently documented to provide guidance on the relevant mechanisms. This is probably the biggest obstacle to a thorough feedback on this issue. Dam failures covered by this document are: Fergoug (2), Cheurfa, Bouzey (2), Tigra, Austin, St. Francis, Camara, Mohn, Eder, Puentes, Elwha, Camara, Khadakwasla, Xuriguera, Chikkahole, Zerbino. Of these, only three failures correspond to the model for calculating gravity dams as it is practiced regularly. All others correspond to particular situations that the calculation reproduces poorly. This first compilations misidentified at the design stage, (2) foundations on subhorizontal alternating sandstone and shales or clay, (3) old masonry or concrete dams if not properly drained, especially if they are cracked and if their security relies heavily on the integrity of a thin upstream facing, (4) banks dam blocks, where the monolithism of the dam is uncertain. For other cases, calculation methods and parameters usually taken into account appear to be sufficiently conservative.

RÉSUMÉ

Cet article propose une compilation de l'accidentologie des barrages-poids, en s'intéressant uniquement aux accidents ayant conduit à la rupture. Les sources documentaires sont disparates et finalement assez rares : dans la littérature examinée, une quinzaine de ruptures sont suffisamment documentées pour donner des indications sur les mécanismes. C'est probablement l'obstacle le plus important à une véritable étude de retour d'expérience sur les ruptures des barrages-poids. Les barrages concernés par ce document sont les suivants : Fergoug (2), Cheurfas, Bouzey (2), Tigra, Austin, Saint-Francis, Camara, Mohne, Eder, Puentes, ElWha, Camara, Khadakwasla, Xuriguera, Chikkahole, Zerbino. Parmi celles-ci trois seulement correspondent au modèle de calcul des barrages-poids tel qu'il est régulièrement pratiqué. Toutes les autres correspondent à des situations particulières que le calcul reproduit mal. Cette première compilation permet de mettre en évidence des traits communs aux ruptures passées, et identifient quelques situations à risque : (1) les situations géologiques inadaptées mal identifiées à la conception, (2) les fondations subhorizontales en alternance grès-marne ou grès-argile, (3) les barrages anciens en maçonnerie ou béton s'ils sont mal drainés, en particulier s'ils sont fissurés et si leur sécurité repose beaucoup sur l'intégrité d'un parement amont mince, (4) les plots de rive, lorsque le monolithisme du barrage est mal assuré. Pour les autres cas, les méthodes de calcul et paramètres habituellement pris en compte apparaissent suffisamment conservatifs.

1. INTRODUCTION

Plusieurs études de dangers en cours concernent des barrages-poids, en béton ou en maçonnerie.

Ces études amènent régulièrement à réexaminer les conditions de stabilité de ces ouvrages, en particulier sous sollicitations exceptionnelles, et en tenant compte de modes de rupture plus variés que le simple glissement sur la fondation.

Dans ce contexte, les procédures classiques de calcul trouvent leurs limites, et méritent d'être complétées par la prise en compte de l'accidentologie observée sur ce type d'ouvrages.

2. ACCIDENTOLOGIE

2.1 Inventaire des ruptures

La documentation relative aux ruptures de barrages-poids a été recherchée dans les différentes sources mentionnées en bibliographie.

Une cinquantaine de ruptures ont été identifiées. Parmi celles-ci, 17 concernent des barrages en béton,

24 concernent des barrages en maçonnerie, 7 ne définissent pas la nature du barrage, 2 sont des ouvrages mixtes (béton, maçonnerie). Les ruptures pour lesquelles des éléments substantiels sont disponibles sont décrites ci-dessous.

2.2 Barrage de l'Habra (Algérie, 1881, 1927), [5], [9], [11]

Le barrage de l'Habra, sur l'oued Fergoug, est un ouvrage en maçonnerie, de hauteur 35 m au-dessus du terrain naturel. Achevé en 1871 et dimensionné pour une lame déversante de 1,60 m (500 m³/s), il subit successivement deux crues importantes : la première (1872, 700 m³/s) avec une lame de 2 m cause de « sérieux dégâts que l'on se contente de réparer», y compris une rupture partielle de l'évacuateur ; la seconde (1881, 850 m3/s) avec une lame de 2,25 m emporte la rive droite de l'ouvrage.

Rupture de 1881



Graphique 1 :Fergoug - Première rupture (1881).

<u>Rupture de 1927</u>



Graphique 2 : Fergoug - Deuxième rupture (1927)

La partie emportée est illustrée ci-dessus.

Dans le sens amont-aval, il y a plongement de la ligne de rupture : « section transversale de même forme qu'en 1881 ; elle est sensiblement horizontale ou légèrement ascendante jusqu'à une certaine distance du parement amont et elle plonge ensuite vers l'aval avec une inclinaison croissante qui va jusqu'à atteindre, par endroit celle du parement aval. ».

Avant la rupture, le parement aval du grand mur s'était déplacé de 21 cm vers l'aval, et des fissures en crête étaient visibles. Dans cette partie, le barrage est fondé sur des alternances de grès et argiles, à pendage aval.

Selon les calculs, la crue de 1881 a mis en tension la maçonnerie de l'ouvrage en parement amont (point « A »), à hauteur de 1kg/cm².

Le barrage est reconstruit avec un profil-type pratiquement identique. Il subit une crue en 1900 avec un niveau d'eau supérieur (par obstruction partielle du déversoir), sans désordres.

Une nouvelle crue en 1927 cause une rupture complète du barrage. Cette rupture s'est également produite en crue, avec cette fois-ci réservoir initialement presque vide ; et une lame d'eau maximale de 3,85 m au-dessus du déversoir, niveau maximal jamais atteint au barrage, mais seulement 60 cm au-dessus de la cote de 1881.

La brèche s'est amorcée au voisinage de l'évacuateur (rive gauche), dans les maçonneries, puis s'est propagée vers la rive droite. Deux facteurs aggravants sont mentionnés par la Commission technique : après un été chaud et sec, les maçonneries avaient perdu beaucoup d'eau (donc plus légères), la crue a été soufaine (+27 m en 22h) et l'eau était très chargée (densité estimée 1,3 !). On note que par endroits, le mortier, pressé fortement entre les doigts, se réduit en poudre.

2.3 Barrage de Cheurfas (1885), [5], [9]

Le barrage de Cheurfas est un barrage en maçonnerie de hauteur 35 m environ.

En 1885, une crue emporte l'appui rive droite. Le barrage est reconstruit en allant chercher, en rive droite amont, une fondation calcaire de meilleure qualité.



Graphique 3 : Le barrage de Cheurfas, après travaux : nouvel appui RD vers l'amont [17]

Après la rupture du barrage de l'oued Fergoug (vallée voisine) en 1927, le barrage des Cheurfas est révisé (et surélevé). Les travaux ont impliqué : des tirants actifs, des injections en fondation et la régénération des maçonneries.

2.4 Barrage de Bouzey (France, 1884 et 1895), [8], [10]

Le barrage de Bouzey fait 15 m au-dessus du terrain naturel, et 27 m au-dessus de sa fondation. Le barrage est fondé sur des grès décrits comme étant « fissurés et poreux » avec des passages d'argile. Le pendage est horizontal.

Il a subi deux accidents.

L'accident de 1884 se produit au premier remplissage, et est décrit de la manière suivante.

- A la cote 362, venues d'eau pour un débit de plus de 50 l/s, puis 75 l/s à la cote 365.
- A la cote 368,80, déplacement brutal de 135m de barrage vers l'aval, qui se sépare du mur de garde ; fracture horizontale à la base, sol de fondation broyé sur 2 à 3 m d'épaisseur sous le barrage. Le déplacement maximal atteint 34 cm en crête. Les fuites atteignent 230 l/s.
- Poursuite du remplissage jusqu'à la cote 369 (!)
- Vidange du réservoir fin 1885

Le barrage est alors renforcé par un massif de maçonnerie complémentaire, une butée aval et une consolidation des fondations. Il est remis en eau en septembre 1889.



Graphique 4 : Bouzey - Le barrage après confortement (B, S) et figuré de la zone de traction amont ([10])

Après 5 ans d'exploitation à la cote maximale (371,5), le barrage se rompt brutalement, le 27 avril 1895. 170 m de barrage sont emportés sur la partie centrale. Le plan d'eau est alors à la cote 371,4. On a noté de nombreuses traces d'écrasement et de cisaillement près du parement aval. Les fondations n'ont pas bougé du tout. Les profils de rupture sont illustrés sur le schéma ci-dessous.



Graphique 5 : Bouzey - Surfaces de rupture ([10])

La maçonnerie a utilisé un sable de qualité médiocre (forte teneur en fines).

Les pistes d'explication de la rupture, après 5 ans d'exploitation à retenue haute, ne figurent pas dans la littérature examinée. Notons cependant un hiver (décembre-mars) 1895 le plus froid depuis la mise en service du barrage, avec un mois de février exceptionnel : température moyenne -3,6° à Paris.



2.5 Barrage d'Austin (Bayless), 1911, [4]

Le barrage d'Austin est un barrage de 13,1 m de hauteur au-dessus du terrain naturel, en béton cyclopéen. Il est fondé sur des grès lités horizontalement, avec intercalations de marnes et de grès peu cimentés. Le barrage est muni d'une bêche de profondeur 1,20 m prolongée par des ancrages de longueur 7,60 m. Le béton est de qualité très hétérogène

Des fissures verticales (retrait) apparaissent dès la construction, avant mise en eau.

Au premier remplissage, des écoulements (« in large quantities ») apparaissent à l'aval du barrage. Le 23 janvier 1910, la partie centrale du barrage glisse de 50 cm environ vers l'aval. La retenue amont est abaissée par création à l'explosif d'une échancrure. Le barrage n'est pas conforté ; une crue l'emporte en 1911. Selon les témoignages, c'est d'abord un « bouchon » qui saute près de l'appui rive droite.



Figure AP-3. Photo showing downstream area after dam failure (after Potter County Leader 9-24-1986) Graphique 6 : Austin - Le barrage après rupture ([4])

Le calcul du barrage par la méthode « standard », y compris propagation de la pleine sous pression dans la fissure amont, a montré qu'une rupture sur les marnes intercalées pouvait se produire pour un angle de frottement de moins de 41°. Ces calculs ont été conduits en négligeant la contribution de la bêche et des ancrages à la résistance du barrage.

2.6 Barrage de Tigra (Inde, 1917), [3]

Le barrage de Tigra est un barrage en mortier à la chaux, de hauteur 24 m, sur fondation gréseuse horizontale avec intercalation de joints (« seams »).

Deux blocs du barrage ont été emportés lors d'une crue, au cours de laquelle une lame d'eau de 15 cm est passée par-dessus la crête.

La littérature ([3]) fait l'hypothèse que la submersion n'a pas joué un rôle essentiel, et que la rupture provient probablement de fortes sous-pressions.



Graphique 7 : Tigra - Le barrage après rupture

2.7 Barrage de Saint-Francis (Etats-Unis, 1928), [3], [6]

Le barrage de Saint-Francis est un ouvrage-poids en béton, de hauteur 62,50 m ; il est légèrement arqué. Le parement amont est subvertical. Le fruit moyen des parements est de 0,75 H/1V.

Le barrage est fondé en rive gauche, vallée et moitié de la rive droite sur des schistes, souvent fortement cisaillés parallèlement à la pente gauche. En haut de rive droite, il est fondé sur des conglomérats rougeâtres.

La rupture s'est produite au premier remplissage. La hauteur d'eau maximale (seuil du déversoir) a été atteinte une semaine avant la rupture. De faibles fuites sont constatées dans le corps du barrage, mais les écoulements en fondation sont plus importants. Ces écoulements s'intensifient rapidement quelques heures avant la rupture.

Une douzaine de commissions ont étudié la rupture du barrage. Les conclusions diffèrent dans le détail, mais mettent toutes en avant l'effet prépondérant de la géologie du site, avec deux coupables possibles :

- la rive gauche, qui est un paléo-glissement, qui a été réactivé lors de la rupture et, semble-t-il, avant la rupture proprement dite;
- les conglomérats gypsifères de la rive droite, possiblement sensibles à des phénomènes de contraction sous submersion.

On note en tous cas l'absence de drainage des deux rives et la construction sans coupure des écoulements (pas de bêche, pas de rideau d'injection).



Graphique 8 : Saint-Francis - Contexte géologique du glissement rive gauche ([6])

2.8 Barrage de Zerbino (Italie, 1935), [7]

Le barrage de Zerbino était composé de deux structures : l'ouvrage principal (hauteur 47 m) et le barrage de col (hauteur 14 m). C'est le barrage de col qui a cédé.

La rupture s'est produite à l'occasion d'une crue exceptionnelle (plus de 4 fois la crue de dimensionnement), qui a submergé les deux barrages. La retenue a commencé à surverser par la crête à 12h30 (cote 324,50), a atteint la cote 326,67 à 13h15 ; la rupture du barrage secondaire est intervenue à 13h30, avec près de 3 m de lame déversante. Le premier bloc est parti de la rive gauche. Le barrage principal a tenu.

Les crues suivantes ont continué à approfondir le sillon du col secondaire, jusqu'à la configuration actuelle, où le lit y est descendu de 40-45 m.



Il semblerait que la cause mécanique de la rupture soit l'affouillement au pied aval du barrage secondaire. La présence de niveaux de mylonites dans le rocher de type « métabasite » (ferromagnésien recristallisé) a rendu le rocher érodable.

2.9 Barrage de Xuriguera (Espagne, 1944)

Le barrage de Xuriguera (hauteur 42 m, longueur en crête 165 m, construction début XXème siècle) est un barrage poids-arqué en maçonnerie ordinaire, avec parements appareillés. Nous n'avons pas pu retrouver de coupe-type, et les informations disponibles sont quelque peu contradictoires : largeur en crête 5 m et largeur à la base 40 m, ce qui semble confortable, mais clairement qualifié d'« insuffisant » par les références bibliographiques.

La rupture s'est produit pour la plus forte cote rencontrée par l'ouvrage, et il se peut qu'il y ait eu submersion (crue 100 m3/s; capacité d'évacuation 4 m3/s). : les analyses et témoignages ne permettent pas de trancher cette question. La rupture a été amorcée en rive droite, apparemment sur un plan de glissement dans les schistes de la fondation.

Selon L. Berga, plusieurs causes ont pu contribuer à la rupture : un profil insuffisant (ce qui n'apparaît pas clairement dans le texte), une maçonnerie de mauvaise qualité : bonnes pierres mais mortier médiocre voire absent par endroits, la fondation sur les schistes de la rive droite, avec une faible profondeur d'excavation, les températures froides de l'hiver précédent, qui ont pu causer de la fissuration.





Graphique 16 : Xuriguera - le barrage rompu, et le rocher rive droite après rupture

2.9 Barrage de Khadakwasla (Inde, 1961) [21]

Le barrage de Khadakwasla (hauteur 33 m, construit en 1879, Inde]) a été détruit en 1961 par l'onde de la rupture du barrage de Panshet, situé à l'amont.

C'est un barrage en maçonnerie de basalte au mortier de chaux; la maçonnerie est rangée à la main.

La surverse par-dessus le barrage a atteint 2,70 m, pendant de nombreuses heures. Les témoins évoquent un « basculement ».

La rupture s'est produite dans une zone d'approfondissement rapide de la cote de fondation ; une fissure verticale s'est ouverte au changment de pente.

On note que le profil du barrage est mince : largeur à la base 17,2 m. La densité des maçonneries est évaluée à 2,4. Des mesures de résistance à la compression et à la traction ont été effectuées, sur carottes de maçonneries (resp. 12 MPa et 600 kPa) et sur le mortier de chaux (resp. 500 kPa et 40 kPa). Le barrage n'est pas drainé.





Graphique 10 : Khadakwasla - le barrage rompu et une élévation montrant le plot emporté

Un recalcul 2D standard ne permet pas de retrouver la cote de rupture constatée. Plusieurs explications possibles : la difficulté à estimer la résistance des maçonneries, les effets de l'inclinaison rive-à-rive de la fondation, ou un plan de rupture en fondation plutôt que dans les maçonneries.

2.9 Barrage de Bhandardara (Inde, 1969) [21]

Le barrage de Bhandardara est de hauteur 82 m au-dessus du terrain naturel. Il est légèrement arqué. C'est une conception sans aucun drainage.

La construction a duré 16 ans, à partir de 1910.

Dès les premières années, des écoulements significatifs se sont développés sur le parement aval. Ce qui n'a pas empêché que la reteneu soit normale soit régulièrement atteinte tous les ans. En 1967, alors que la retenue est très haute, une venue d'eau nouvelle et significative se manifeste. Les inspections et reconnaissances qui suivent montrent que le barrage est fissurée : ouverture horizontale en parement amont, qui plonge vers l'aval dans le corps de maçonnerie.

Le barrage n'a pas rompu : selon les auteurs, parce qu'il a trouvé un équilibre 3D, en reportant les efforts sur les rives.



Le barrage a été conforté par tirants précontraintes, puis par des contreforts.

2.9 Barrage de Camara (Brésil, 17/06/2004), [1], [2]

Le barrage de Camara est un barrage poids de hauteur 50 m, en BCR peu dosé (spécifié à 80 kg/m³). Le BCR est complété par un masque amont en BCV, d'épaisseur très variable, et quasi-nulle par endroits. Le rocher de fondation est schisteux en rive gauche et granitique en vallée ; il a été traité par un voile d'étanchéité monolinéaire et un plan de forages de drainage.

Le barrage s'est rompu au premier remplissage, pour une cote de retenue 11 m (!) sous la crête. Des rapports d'interprétation de la rupture du barrage ont été publiés, sous l'égide du Ministère Public de Paraiba Les causes de la rupture sont décrites comme suit :

- essentiellement, un plan de glissement géologique en rive gauche, insuffisamment exploré et traité.
 Ce plan de glissement a conduit à une situation défavorable, à la fois topographique et géologique.
- accessoirement, une qualité de réalisation insuffisante et la présence d'une galerie de visite de dimensions conséquentes par rapport à la section du barrage.

Les photographies ci-dessous illustrent la surface de glissement, située 10 m sous le terrain naturel et 4 m sous la cote d'excavation en rive. Cette surface est pratiquement plane, parallèle à la rive ; le plan de glissement présente très peu d'aspérités.



Graphique 11 : Camara - La surface de glissement rive droite ([1])

Lors de la mise en eau, des artésianismes significatifs se sont développés sur cette rive. La galerie a été inondée ; plusieurs drains ont été qualifié de « ne fonctionnant pas ».

Le schéma ci-dessous est un profil en long de la rive gauche, où figurent notamment la surface de rupture (en rouge) et le profil des excavations (« escavaçao realizada »). Notons deux traits topographiques défavorables : l'escarpement en pied de rive, et la fondation sur une surface très inclinée.



Graphique 12 : Camara - Profil des excavations rive gauche ([2])

Sur une bonne partie de la rive gauche, la surface de rupture dans le corps du barrage coïncide avec la galerie de visite. En particulier à l'amorce du volume emporté côté vallée. La galerie a pu provoquer des faiblesses mécaniques (plans de fissures verticaux amont-aval à ses extrémités, traction en face amont du barrage) ; il est également possible que, pour des raisons constructives, le BCR soit moins bon à l'accostage sur la galerie).



Graphique 13 : Camara - Situation de la galerie rive gauche ([2])

2.10 Autres ruptures

Faits de guerre : Mohne et Eder (1943), [14]

Le barrage Mohne est un barrage poids en maçonnerie, de hauteur 40 m, construit en 1908-1913. La largeur en crête est 6 m (34 m à la base). Le profil type est de type Intze (pas de prise en compte des sous-pressions ; critère de stabilité : la résultante passe dans le tiers central ; parement amont soigneusement étanché et drainé).



Au moment de l'attaque, la retenue était pleine. Deux bombes ont explosé à proximité du parement, à une dizaine de mètres sous le niveau de l'eau. Cela a créé une brèche de largeur 76 m et de profondeur 22 m.

Le barrage Eder est un barrage poids en maçonnerie de hauteur 41 m, construit en 1908-1913. La largeur en crête est 6 m (35 m à la base). Une bombe a atteint l'objectif, créant une brèche de « 25 m de diamètre ».

On peut penser que l'effet du bombardement a été de déstructurer l'étanchéité amont, amorçant une fissure qui a ensuite modifié le profil des pressions interstitielles dans le barrage, ou saturé le réseau de drainage.



Fondation meuble : Puentes (1802), El Wha (1912), [3]

Ces barrages se sont rompus après érosion interne de la fondation alluviale.



Graphique 15 : ElWha - coupe-type du barrage ([18])

Chikkahole (Inde, 1972) [21]

Le barrage de Chikkahole (hauteur maximale 30 m, Inde) est un barrage en maçonnerie à la chaux, mise en place à la main. La largeur à la base est de 21 m. Les résistances à la compression et à la traction du mortier ont été mesurées dans les gammes respectives suivantes : [1 - 5] MPa et [0,15 - 0,4] MPa. Le barrage est fondé sur des gneiss altérés, qu'il a été jugé nécessaire de renforcer par injections de consolidation.


Le barrage a été détruit en 1972 par submersion, provoquée par une très forte crue et un dysfonctionnement de l'évacuateur. La rupture est intervenue 6 ans après la mise en eau. Ce n'est pas la section de plus grande hauteur, mais la rive droite qui a été emportée.

Graphique 17 : Barrage de Chikkahole rompu

Les auteurs invoquent le rôle potentiellement néfastes des injections de la fondation et de la maçonnerie. Les injections de fondation auraient fissuré le barrage en rive droite ; ces fissures, détectées lors de la construction, ont motivé des injections du corps du barrage. Ces injections auraient elles-même fragilisé le barrage en créant des plans de faiblesse horizontaux.

Les conditions hydrauliques lors de la rupture ne sont pas clairement documentées : très forte crue, mais y at-il eu submersion ?

Le plan de glissement n'est pas non plus précisé : corps de la maçonnerie, ou fondation.

3. ELEMENTS D'INTERPRETATION

3.1 Effet des pressions interstitielles

On note que les pressions interstitielles sont rarement évoquées directement dans les retours d'expérience. Les pressions interstitielles sont en pratique très présentes dans les modalités de la rupture : à l'initiation du mécanisme de rupture (par exemple ouverture d'une « fissure » amont), puis en propagation de ce mécanisme (par exemple introduction de la pression de la retenue dans la « fissure »). Cet effet des pressions interstitielle est en fait implicite dans chacun des mécanismes.

3.1 Sur la fragilité des barrages en maçonnerie

Les ruptures documentées, et rapportées ci-dessus, ont concerné des barrages en béton et maçonnerie dans des proportions comparables. En réalité, si l'on ajoute les nombreuses ruptures mal documentées, on constate que la plupart ont concerné des barrages maçonnés, et que la plupart sont intervenues avant 1930.

Cette plus grande proportion d'accident concernant les barrages en maçonnerie ne provient pas nécessairement d'une moins grande résistance des ouvrages maçonnés. En réalité, si les barrages en maçonnerie ont davantage cédé, c'est parce qu'ils sont généralement plus minces et moins bien drainés que les barrages en béton : les ruptures des barrages de Bouzey, Austin, Saint-Francis (et la rupture de Malpasset) ont progressivement (1900-1960) conduit à épaissir le profil des barrages et à drainer les fondations plus efficacement et plus en profondeur.

Les ruptures sont presque toutes intervenues au premier remplissage ou à l'occasion d'une crue ayant amené le plan d'eau à des cotes non atteintes précédemment ; deux exceptions :

- le barrage de Saint-Francis : la retenue est restée au niveau de retenue normale une semaine avant la rupture,
- et surtout le barrage de Bouzey, exploité pendant 5 ans à retenue haute avant de rompre.

Seule cette dernière rupture pourrait éventuellement être attribuée à un vieillissement de l'ouvrage. Une autre explication pourrait provenir de l'hiver 1895 très froid, qui a pu fragiliser les maçonneries (fissuration thermique, effet de la glace sur l'étanchéité amont, fissuration des maçonneries sous le surcroît de poussée exercé par l'expansion thermique de la glace). Aucune autre rupture ne peut être attribuée à une perte progressive de résistance ou de densité des maçonneries.

3.2 Sur le mode de rupture

Quinze ruptures documentées sont relatées.

Rupture dans le corps de la maçonnerie

Deux ruptures (Fergoug, Bouzey II) se sont produites lors du premier remplissage (ou à niveau maximal atteint). Dans les deux cas, l'explication première de la rupture a été considérée comme provenant des tractions qui ont pu se développer en parement amont, favorisant les infiltrations. Dans les deux cas également, la géométrie de la rupture n'est pas strictement horizontale, mais plonge à l'approche du parement aval. Une qualité médiocre des maçonneries est rapportée dans ces deux cas.

On peut rapprocher de ces deux cas les ruptures par faits de guerre des barrages de Mohne et Eder, pour lesquels c'est également la maçonnerie qui a cédé. Et il est possible que le mécanisme de rupture ait commencé par un affaiblissement du parement amont (perte de la résistance du parement, destruction de l'étanchéité, saturation du drainage). La surface de rupture n'est pas horizontale mais, comme à Bouzey, plongeante à l'approche du parement aval.

Notons également la fissure du barrage en maçonneries de Bhandardara [21], explorée en détail. Cette fissure plonge vers l'aval et vers les rives.

Rupture par glissement sur la fondation

Trois ruptures (Bouzey I, Austin Ia, Tigra) se sont faites par glissement sur la fondation, ou dans la fondation à faible profondeur sous le barrage, le long d'une surface horizontale. On notera que dans les trois cas, la fondation est gréseuse, à pendage horizontal, et intercalée (ou accompagnée) de matériaux argileux ou marneux.

Les autres ruptures par glissement sur la fondation se sont amorcées sur les plots de rive (Cheurfas I, Saint-Francis, Camara, Xuriguera) ou sur un plot implanté sur fondation inclinée (Khadakwasla).

Dans le cas de Cheurfas I et Saint-Francis, des faiblesses particulières de la fondation, non identifiées à la conception, sont en cause.

Dans les autres cas, la schistosité du rocher a pu être déterminante.

Rupture de la fondation

Deux ruptures se sont produites par érosion interne de la fondation alluviale (Puentes, ElWha).

Une rupture a semble-t-il été provoquée par affouillement aval (Zerbino).

4. NOTE SUR LES CRITERES DE PROJET ET METHODES DE CALCUL

4.1 L'approche classique

L'approche classique fait des hypothèses sur :

- la géométrie de la rupture (horizontale, modélisable en 2D);
- la répartition des contraintes (répartition et action des sous-pressions, linéarité des contraintes effectives);
- les résistances et raideurs des matériaux, homogènes le long de la surface de glissement.



Graphique 18 : Modélisation « standard », [19]

En dehors des trois cas de glissement sur un plan en fondation (Bouzey I, Austin Ia, Tigra), ce schéma de rupture n'est pas tout à fait représentatif.

Pour les ruptures dans le corps maçonné du barrage (Fergoug, Bouzey II, Mohne, Eder), les écarts entre modèle et mécanismes sont divers : géométrie non plane des surfaces de rupture dans le corps de la maçonnerie, variations des résistances mécaniques le long de cette surface (parements du barrage, remplissage), sous-pressions qui ne suivent pas forcément l'hypothèse de Terzaghi. Le modèle trouve davantage de justification pour les barrages en béton, avec l'effet des couches ; notons cependant que la seule rupture intéressant le corps d'un barrage en BCR (Camara) n'a pas suivi ce modèle.

Pour les ruptures en fondation ou sur la fondation :

- barrages de Saint-Francis, Camara, Xuriguera, Khadakwasla : le modèle 2D n'est pas représentatif du comportement des plots de rive, où les effets 3D sont potentiellement défavorables ;
- barrages de Cheurfas I, Saint-Francis, Puentes, ElWha, Zerbino : les modes de rupture ne ressortent pas de l'approche classique.

4.2 La « mesure » des paramètres de résistance

Un rapport du Club Européen relatif aux barrages-poids fait l'inventaire de mesures de résistances (à la traction, au cisaillement) pratiquées sur des chantiers de barrage ou par investigations sur des barrages existants ([15]). Les mesures concernent le béton conventionnel uniquement (pas le BCR, ni les maçonneries).

Une synthèse est proposée, complétée par les données récemment exposées par Hydro-Québec ([16]).

Cette synthèse utilise la nomenclature suivante. Par béton-béton et béton-rocher, on entend respectivement les interfaces de reprises de bétonnage et les interfaces entre béton et rocher. Rt représente la résistance à la traction ; c' et ϕ ' les cohésion et angle de frottement.

Réf.	Ouvrages	Echelle	de	Résultats des essais
		1'essai		

Réf.	Ouvrages	Echelle de	Résultats des essais	
	-	1'essai		
EPRI	17 barrages,	Carottage	Rt, Résistance à la traction (béton – béton)	
(USA)	en service	-	En moyenne : 80-90% de Rt béton	
	contextes		Cohésion et angle de frottement, C, \u00f3' (béton - béton)	
	variés		Valeurs basses à 90%	
			Résistance de pic : 1 MPa, 57°	
			Résistances résiduelles : 0 MPa, 48°	
			Rt (béton – rocher)	
			0,3 – 1,3 MPa	
			C', \u00f3' (b\u00e9ton - rocher)	
			Valeurs basses à 90%	
			Résistance de pic : 0,3 – 1,1 MPa ; 53-68°	
			0 MPa pour marnes	
			Résistances résiduelles : 0 MPa ; 13-32°	
Pacelli	6 barrages	Carottes ou	Rt (béton – béton)	
et al.	pendant leurs	pavés	Sans traitement : 40-80% de Rt béton	
(Brésil)	constructions	section 40 *	Avec traitement : 50 à 100% de Rt béton	
		40 cm ²	C, \u03c6' (béton - béton)	
			Sans traitement : 40% de la résistance au cisaillement du	
			béton	
			Avec traitement : 50-100%	
Forrest,	Synthèse		Rt (béton – béton)	
Bishoff	essais		Sans traitement : 30 à 80% de Rt béton	
(USA)	différentes		Avec traitement : 50 – 100% de Rt béton	
	sources			
Lo et al.	30 barrages	Carottage	Rt (béton – rocher)	
(Canada	en service		0,2 – 2,6 MPa	
1994)			C, \phi' (beton - rocher)	
			Résistance de pic : 2,2 MPa, 62°	
			Résistance résiduelle : 0, 32-39°	
Hydro-	6 barrages en	Carottage ;	φ' (béton – béton)	
Québec	service	essais de	moyennes des mesures sur un barrage	
(2011)		cisaillement	pic : 55 – 65° ; résiduel : 42 – 55°	
		sur interface	\u03c6 (béton - rocher)	
		non liée	pic : 43 – 55° ; résiduel : 39 – 52°	
		(alors que en	 	
		général elle	pic : 44 – 50° ; résiduel : 40 – 49°	
		l'est)		

Tableau 1 : Barrage-poids, Mesures de résistances aux interfaces

La plupart des valeurs concernent l'interface béton – béton, pour les barrages classiques. Aucune des ruptures documentées dans cet article ne relève de ce cas de figure. Les mesures aux interfaces béton-rocher ne sont pas non plus directement utilisables pour les calculs : les ruptures qui se sont produites sur la fondation sont davantage dans le rocher (à faible profondeur) que véritablement à l'interface.

Mais, même si ces résultats ne sont pas directement utilisables, ils montrent que les niveaux de résistance sont élevés : cohésions et résistances à la traction de plusieurs centaines de kPa. Dans un rocher fissuré mais de bonne qualité, les modèles de type Hoek&Brown font également état de cohésions et résistances à la traction significatives.

Cette résistance doit pouvoir être mobilisée :

- dans le corps du barrage, y compris pour les barrages en maçonnerie (avec, pour la maçonnerie, une qualité de mortier probablement inférieure, mais un effet favorable de l'agencement des moellons et blocs : les surfaces de rupture potentielles présentent des aspérités décimétriques);
- à l'interface avec la fondation et dans la fondation, sauf circonstances géologiques particulières.

En situation habituelle, et pour un barrage bien construit avec des matériaux de qualité sur une fondation de qualité, les résistances disponibles sont probablement significativement plus fortes que les résistances utilisées dans les calculs.

Deux autres arguments plaident dans ce sens :

- certains barrages, avec un profil standard, subissent des situations nettement plus sévères que ce qui est pris en compte par le calcul : retenues chargées en sédiment, retenues avec forte prise en glace. Les sollicitations associées peuvent être considérables, notamment pour les petits barrages. Aucun cas de rupture dans ces circonstances n'est pourtant rapporté ;
- si on s'en tient aux calculs, plusieurs barrages, et plusieurs ouvrages du même type (barrages vannés en rivière, barrages RTM) ont des profils instables.

L'accidentologie des barrages-poids et les expérimentations mécaniques tendent à faire penser que les méthodes de calcul habituelles sont largement conservatives dans les cas standards. Les accidents proviennent plutôt de circonstances particulières, mal couvertes par les calculs.

5. SITUATIONS PARTICULIERES A RISQUES

5.1 Fondation inadéquate ou particulièrement défavorable

La première situation à risque est celle d'une fondation inadéquate. Parmi les cas rapportés ici :

- la fondation meuble : érodable de Puentes ou ElWha, argileuse aux Cheurfas I ;
- les appuis géologiquement instables de Saint-Francis.

L'accidentologie met également en exergue deux situations particulièrement défavorables :

- des fondations en alternance subhorizontale de grès et marnes (ou grès et argiles) ;
- des plans de schistosité peu rugueux, lorsque ceux-ci sont parallèles aux appuis (Camara).

Ces circonstances géologiques génèrent une surface de rupture peu résistante, et favorisent le développement des sous-pressions le long de cette surface.

5.2 Barrages en maçonnerie et anciens barrages en béton

Les barrages anciens (maçonnerie surtout, mais également béton) font partie des ouvrages à risques, pour deux raisons spécifiques.

La première raison est l'ancienneté de la conception de ces ouvrages. Le drainage en profondeur de la fondation et le drainage des maçonneries était moins recherché qu'il ne l'est désormais. Par ailleurs, aux XIXème siècle et au début du XXème siècle, pour les barrages d'une certaine hauteur, la technologie privilégiait systématiquement les ouvrages en maçonnerie aux ouvrages en remblai. Il existe donc un parc de barrages en maçonneries sur fondations de roches tendres et/ou argileuses.

La seconde raison tient à la qualité de construction, et éventuellement à son vieillissement. La résistance des maçonneries (ou du béton) et la pérennité des joints de mortier est incertaine, et probablement hétérogène. Des défauts de qualité sont avérés ou suspectés pour tous les ouvrages ayant cédé dans la masse : Fergoug, Bouzey II, Camara.

Les ruptures constatées présentent également des traits communs relatifs à la fissuration des maçonneries ou du béton.

Dans les barrages en maçonnerie, le parement amont procure à la fois un rabattement des sous-pressions et une résistance à la traction plus forte que dans la masse du barrage. S'il vient à rompre (ou vieillir : effet du gel par exemple), le schéma de comportement du barrage est bouleversé. Il y a une fragilité associée à ce rôle particulier que joue le parement, fragilité spécifique aux barrages en maçonnerie. Cette explication a été avancée pour expliquer les ruptures de BouzeyII, Fergoug, Eder et Möhne, et Chikkahole. On peut également mentionner l'effet significatif de la fissuration verticale traversante, amont-aval. Ces fissures sont fréquentes ; elles se développent par exemple par retrait thermique post-construction. Ces fissures ne modifient pas le schéma résistant classique, 2D, des barrages poids, et sont donc régulièrement ignorées. L'examen de l'accidentologie laisse cependant penser qu'elles jouent un rôle : un barrage fissuré perd en monolithisme. Le plot le moins bien fondé ne peut reporter une partie des efforts sur ses voisins. L'effet est sensible lorsque la fondation présente une faiblesse localisée. Il est très marqué pour les plots de rive.

5.3 Plots de rive avec schistosité défavorable

Le retour d'expérience des accidents montre une certaine prévalence de ruptures qui intéressent les plots de rive. Des éléments de calcul et d'analyse sont donnés ci-dessous, qui montrent que :

- un plot de rive, sur fondation inclinée, est moins stable qu'un plot sur fondation horizontale ;
- ce résultat est sans incidence si le barrage est monolithique ;
- un examen particulier est donc nécessaire dans le cas de plots de rive sans monolithisme : plots disjoints ou barrage fissuré.

Quelques éléments de calculs

Par « plot de rive », on entend un plot de barrage fondé sur une rive de la vallée, avec un plan de fondation qui plonge de la rive vers la vallée. Un plot de rive peut se voir restituer une fondation en gradins horizontaux (schéma de gauche, bloc droit – également valable pour une succession de gradins, en escalier), ou suivant la topographie (schéma de droite, bloc incliné). Mais ce qui importe est surtout l'orientation du plan de rupture potentiel : une fondation en gradin peut correspondre au schéma de droite, si la géologie présente des plans de schistosité parallèles à la rive.



Graphique 19 : Blocs de rives ; sur fondation en gradins ou sur fondation inclinée

Le calcul en barrage-poids conduit à des différences de comportement entre ces deux schémas. Le schéma de gauche ressort du calcul 2D standard. Le schéma de droite, de glissement le long d'un plan incliné, en diffère :

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

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

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



Graphique 20 : Blocs de rives ; stabilité au glissement selon inclinaison de la surface de rupture

Effet du monolithisme

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

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

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

6. CONCLUSIONS

Le retour d'expérience sur l'accidentologie des barrages-poids est difficile : les ruptures ne sont pas très nombreuses, et surtout, elles sont peu documentées. Il y aurait un grand intérêt à collecter davantage d'informations pour enrichir l'interprétation qui peut en être faite. En effet, les enseignements que l'on tire de cet exercice ne sont pas tous évidents.

En premier lieu, on constate que les ruptures selon le mode habituel de calcul ne sont pas la majorité. On peut d'ailleurs penser que ce modèle et les paramètres pris en compte sont conservatifs, lorsque la qualité de la construction du barrage et de la géologie de fondation sont bonnes. Ce qui ne signifie en aucun cas qu'il y a lieu d'être plus audacieux : les ruptures de barrages rigides sont particulièrement dangereuses pour l'aval, et il faut conserver des coefficients de sécurité importants.

La plupart des ruptures se sont produites par des mécanismes que le modèle habituel de calcul ne couvre pas. Plusieurs situations caractéristiques sont identifiées :

- la géologie est la première cause. Plusieurs ruptures proviennent d'un contexte géologique inadéquat, parfois mal interprété à la conception. Le retour d'expérience met, en outre, l'accent sur une situation géologique particulière : les alternances de bancs subhorizontaux de grès et marnes (ou grès et argile);
- les barrages anciens (maçonnerie, béton) sont à risque si le matériau du barrage est de qualité médiocre et si le barrage est mal drainé. Une circonstance aggravante est intervenue dans pratiquement toutes les ruptures recensées : la fissuration verticale dans le sens amont-aval, qui fait perdre le monolithisme du barrage. Il semble qu'il faille accorder une attention particulière aux barrages maçonnés si leur résistance repose beaucoup sur les performances d'un parement amont mince : le viellissement ou la fissuration de ce parement peut amener soudainement à la rupture ;
- les plots de rive des barrages-poids sont, sous certaines conditions, nettement moins sûrs que les plots de vallée. Ces conditions sont les suivantes : (1) la construction ou la géologie conduisent à

former des surfaces de glissement inclinées vers la vallée et (2) le barrage, par fissuration ou fractionnement entre plots, n'est pas une structure monolithique.

REMERCIEMENTS

Plusieurs idées développées dans ce document proviennent, plus ou moins directement, de discussions avec des confrères – discussions parfois fort anciennes. En particulier, et de manière non exhaustive, M. Lino, sur les tenants et aboutissants du calcul des barrages-poids, E. Bourdarot, sur la singularité de calcul des plots de rives, F. Lempérière, sur l'interprétation des ruptures des barrages de Chikkahole, Eder et Möhne et sur la gravité particulière des ruptures de barrages-poids, B. Goguel, sur l'intérêt porté à l'accidentologie des barrages-poids notamment algériens.

Bien entendu, ce qui est écrit dans ce document n'engage que les auteurs.

RÉFÉRENCES ET CITATIONS

- Berbosa et al Universidade Federal da Paraiba Barragem de Camara 26/11/04
- [2] Dr. Milton Assis Kanji Paracer técnico sobre as causas da ruptura da barragem cámara 16/11/04
- [3] CIGB, Lessons from dam incidents, 1974
- [4] CEATI International Dam Safety Interest Group Workshop, March 24-25, 2009 in Los Angeles Austin
- [5] F B de Mas, Cours de navigation intérieure, Ecole des Ponts et Chaussées, 1905
- [6] J. David Rogers, Karl F. Hasselmann, University of Missouri-Rolla ; Reassessment of Saint-Francis dam failure,
- [7] Vittorio Bonaria et al, Il disastro di Molare del 1935 in Valle Orba (AL): un Vajont dimenticato, Periodico trimestrale della SIGEA, Società Italiana di Geologia Ambientale, 1/2011
- [8] M. Lévy, Quelques considérations sur la construction des grands barrages, CR Académie des Sciences, 5 août 1895
- [9] M. GIGNOUX et R. BARBIER, Géologie des Barrages et des aménagements hydrauliques, Masson 1955, Cheurfas
- [10] Etude sur les barrages en maçonneries et murs de réservoirs, La Houille Blanche, H. Bellet, 1905
- [11] Rupture du barrage de l'oued Fergoug, Rapport de la Commission technique, La Houille Blanche,
- [12] Pr Dr G Gomez Laa, Surveillance des barrages, Colloque technique Maintenance des vieux barrages, 1993
- [13] G. P. Sims, Le vieillissement des barrages en maçonnerie, Colloque technique Maintenance des vieux barrages, 1993
- [14] P. Rissler, Les barrages en maçonnerie du type Intze en Allemagne, Colloque technique Maintenance des vieux barrages, 1993
- [15] Sliding Safety of Existing Gravity Dams Final Report, Giovanni Ruggeri, Chairman of the European Working Group
- [16] Hydro-Québec presentation au CFBR groupe Barrages Poids, 8 avril 2011.
- [17] <u>http://sigoise.free.fr</u>

[18] Gregg A. Scott, P.E. Potential Failure Mode Analysis Concrete Dam Failures, USBR, Novembre 2007

- [19] CFBR, Recommandations pour la justification de la stabilité des barrages-poids, 2006
- [20] Lino, M., Modélisation des barrages-poids, Colloque CFBR, 2001
- [21] Murthy Y.K., Mane P.M., Pant B., Tensile failures in some stone masonry gravity dams in India, 13ème Congrès des Grands Barrages, New Dehli, 1979, Q49R31.
- [22] Berga L.,Dolz J, Estudio de la rotura de la presa de Xuriguera occurida dutante la noche del 24-2-1944", UNICAN 627.8.41, Barcelona, 1985.
- [23] POCHET L., Mise en valeur do la plaine de l'Habra (province d'Oran, Algérie), Annales des Ponts et Chaussées, XV, 6
- [24] COYNE, La catastrophe de Molare (Italie) 13 août 1935, Annales des Ponts et Chaussées, 1936, cité dans La Houille Blanche,

Annexe n°3: Synthèse des approches développées par G.W. Annandale et E. Bollaert pour l'étude de l'Etat-limite d'érosion de la fondation par surverse

Approche développée par G.W. Annandale

Cette approche consiste à caractériser la résistance de la masse rocheuse dans la zone d'impact par des paramètres communément utilisés en géologie de l'ingénieur : RQD, Jn, Jr, Ja. Ces paramètres sont aisément accessibles par un relevé géologique de surface, qui peut toutefois demander une vidange du bassin aval. La résistance se traduit par un indice d'érodabilité K, essentiellement fonction de la fracturation et englobant en particulier la forme et l'orientation des blocs par rapport au sens de l'écoulement.

Cette résistance est comparée à la puissance spécifique (en kW/m²) de l'épisode de crue considéré, établie par calcul hydraulique.

Un abaque présentant en ordonnée la puissance spécifique et en abscisse l'indice d'érodabilité K permet de positionner le cas étudié dans le domaine d'érosion ou dans le domaine de stabilité, séparés par une courbe seuil établie sur la base de 137 cas réels (englobant des sols).

Il s'agit donc d'une approche simplifiée, mais bien étayée, bien documentée dans le domaine public. La limite de la méthode est qu'elle néglige les phénomènes de pressions aériennes et qu'elle n'introduit aucune notion de vitesse d'érosion. Elle n'est pas applicable (par défaut d'étalonnage) aux débits extrêmes ou à certains cas particuliers : roches tendres (où la résistance matricielle prend le pas sur la fracturation), configurations de vallée particulières, etc.

Approche développée par E. Bollaert

Cette approche consiste à déterminer les pressions dynamiques à l'interface eau-rocher (à la base de la fosse), puis leur propagation dans les joints du massif rocheux. Elle fait intervenir la mécanique de la rupture (propagation de fissures préexistantes ou non, par traction) et l'éjection des blocs rocheux ainsi déchaussés.

Les données d'entrée de la méthode sont les caractéristiques du jet (vitesse, diamètre, angle d'incidence), les caractéristiques de la fosse (géométrie et hauteur d'eau) et les caractéristiques du massif rocheux.

Les caractéristiques du massif rocheux sont exprimées au travers de 4 paramètres hydrodynamiques non intrinsèques. Le premier de ces paramètres permet de déterminer la pression maximale dans la discontinuité rocheuse (paramètre fonction de la pression dynamique à l'interface eau/rocher et d'un facteur d'amplification, lui-même fonction de la géométrie et du remplissage des discontinuités rocheuses). Les deux autres paramètres caractérisent les effets temporels de la propagation fragile des fissures ; ils sont fonction de la concentration d'air dans le joint (vitesse et profondeur) et de la longueur des discontinuités rocheuses. Enfin le quatrième paramètre détermine la résistance à l'éjection de blocs en fonction de leur taille et de leur densité.

La résistance du massif rocheux à l'érosion est obtenue en comparant l'action (du jet dans les fissures du massif rocheux) à la résistance (du massif rocheux). L'action du jet est estimée à partir du calcul de la pression maximale dans les discontinuités rocheuses et des caractéristiques géométriques de ces discontinuités (nature, longueur caractéristique, nombre de familles, degré d'altération et inter-distance). La résistance du massif rocheux est

obtenue par pondération des valeurs de résistance à la traction ou de résistance à la compression simple de la matrice rocheuse.

Lorsque l'action est supérieure à la résistance, il y a propagation instantanée de fissures dans le massif rocheux. Dans le cas contraire, il peut y avoir tout de même propagation différée de fissures. Il convient dans ce cas de faire intervenir le nombre de cycles et la nature du rocher, à travers un abaque empirique.

L'intérêt majeur de cette approche est donc de prendre en compte l'ensemble des phénomènes physiques en jeu. Son application pratique demeure toutefois complexe.

Les recommandations pour la justification de la stabilité des barrage-poids, approuvées par la commission exécutive du CFBR et éditées par le CFBR, ont été élaborées par un groupe de travail ad-hoc.

Ce document propose une <u>version française</u> des recommandations (pages 2 à 117) suivie de sa traduction en anglais (pages 119 et suivantes).

The guidelines for the justification of the stability of gravity dams, approved by the FrCOLD Executive Commission and published by CFBR were developed by an ad hoc working group.

This document proposes a <u>French version</u> of the guidelines (pages 2 to 117) followed by its English translation (pages 119 and following).

Foreword

This document has been drafted by a work group from the *Comité Français des Barrages et Réservoirs* (CFBR – French Dams and Reservoirs Committee) which carried out the task over the period from January 2011 to June 2012. It is based on a first, provisional version dated January 2006 and on feedback from the implementation of that first version. It was approved by the CFBR's Executive Board in its meeting on October 12th, 2012. Like any document of technical recommendations, it can be regularly updated, according to requirements and feedback from the profession.

It is coherent with other documents recently published by the CFBR and the MEDDTL (Ministry of Ecology and Sustainable Development in Transport and Lodging):

- CFBR, 2010. Recommendations for the justification of stability of dams and embankments – provisional recommendations, June 2010, 114p.
- MEDDTL, 2010. Seismic potentiality and safety in hydro structures, November 2010, 279p.
- > CFBR, 2012. Recommendations for sizing dam spillways, to be published soon.

The members who have contributed to this work group:

- Stéphan Aigouy (BETCGB)
- Eric Vuillermet (BRL-i)
- Mathieu Ferrière (CNR)
- Daniel Loudière (CTPBOH)
- Frédéric Laugier (EDF-CIH), Jean-Luc Perriollat (EDF-DPIH) and Guilhem Devèze (EDF-TEGG)
- Céline Bourgeois (ENSE³)
- Bernard Couturier (ENSE³, expert consultant)
- Luc Deroo (ISL)
- Paul Royet & Laurent Peyras (Irstea)
- Jean-Pierre Bécue (SAFEGE)
- Pierre Agresti & Xavier Ducos (ARTELIA)
- Etienne Frossard (Tractebel Engineering Coyne & Bellier)

Paul Royet and Laurent Peyras (Irstea) have led the work group.

Work group mandate (as approved by the Executive Board on January 26th, 2011)

1/ draw up a report on the application of the 2006 CFBR document;

2/ update that document to reach definitive recommendations for the justification of the stability;

3/ check its coherence in relation to what the other work groups mentioned above have produced (embankments, earthquakes and floods) and in relation to the new regulations on hydro structure safety.

The structures that fall within the scope of the document are gravity dams, i.e. dams whose resistance is ensured mainly by mobilising their own weight. Barrage-type dams are discussed in this document. Further justification may be required for certain weight-specific structures such as dams that are subject to flood risk (RTM dams).

Feedback on the first version of CFBR recommendations of 2006

In 2004, the *Comité Français des Barrages et des Réservoirs* had decided to draft recommendations for the justification of gravity dams based on the twofold observation that French practices regarding justification of these dams were diverse and that the professional publications available also presented significant differences from one to the next. A first document was produced in January 2006. It was of a provisional nature and the CFBR had decided on a probationary period of a few years, in order to make use of the feedback following its application.

The first task undertaken by the work group that was created at the end of 2010 was therefore to share feedback from the different bodies concerned on putting these provisional recommendations into practise.

Even if some engineering services applied the document as soon as it came out, it was only recently that the 2006 CFBR recommendations were widely adopted and used by the whole profession.

The users are generally satisfied and highlight:

- the clarity, homogeneity and rigour provided by the justification procedure to the limit states;
- the clear definition of design situations;
- the interest of the notion of characteristic value of strengths and the justification procedure;
- their agreement on the cases of hydrostatic head.

Users find it hard to answer the question of whether the 2006 CFBR recommendations are safer or less safe than the various earlier practices, which probably reflects an overall preservation of safety levels compared to these earlier practices.

CONTENTS

С	ONTENTS		123
Int	roduction .		125
	What is the	e purpose of these recommendations for the justification of gravity dams?	125
	Dams and	the Eurocodes	125
	Scope of a	pplication for the recommendations	126
	General or	avity dam stability justification procedure	126
	Sonsitivity	study	120
1	Docian	study	120
١.			130
	1.1. De:	Sign situations	130 130
	1.1.1.	Normal operating situations	131
	1.1.3	Transient or rare situations	132
	1.1.4.	Flood situations	
	1.1.5.	Accidental Situations	134
	1.1.6.	Other design situations linked to the failure or temporary unavailability	of a
	structure	e component	134
	1.1.7.	Summary of the main design situations	135
	1.2. Act	ions	137
	1.2.1.	Permanent actions	137
	1.2.2.	Modelling the variable actions of water	143
	1.2.3.	Seismic action	150
	1.2.4.	Other special actions	154
	1.3 Co	mbinations of actions	154
	1.3.1	Notations	155
	1.3.2	Quasi-permanent combination	156
	1.3.3.	Rare combinations	
	1.3.4.	Extreme combinations	
	1.3.5.	Rare or extreme combinations corresponding to particular failures of eler	nents
	of the da	am	158
2	Data rel	ative to the strength of the materials in the foundation and the dam body	159
۷.	2.4 Ch	are staristic voluce	150
	2.1. Una 2.1.1	Canaral principles of determination	159
	2.1.1. 2.1.2	Application to gravity dame	109
	2.1.2.		100
	2.2. Dat	ta relative to the strength of the foundation materials	161
	2.2.1.	Geological model of the foundation	161
	2.2.2.	Mechanical model of the foundation	168
	2.3. Dat	ta relative to the strength of the foundation-dam interface	179
	2.3.1.	Definition and nature of the interface	179
	2.3.2.	Assessing the characteristics of the foundation / dam interface	179
	2.3.3.	A few special cases: rock foundation with surfaces smoothed by erosion,	marly
	foundati	on	180
	2.3.4.	Estimate of characteristic values	180
	2.3.5.	Passive anchors	181
	2.4. Dat	ta concerning the strength of materials in the gravity dam body	184

2.4.1. Cl	haracteristic values of concrete	.184	
2.4.2. Cl	haracteristic values of masonry	.188	
2.4.3. UI	naracteristic values of mass concretes with large aggregates and cyclop	189	
		.100	
3. Gravity dai	m stability justification	.191	
3.1. Limit	states	.191	
3.1.1. De	efinition of a limit state	.191	
313 Th	ervice IIIIII states (SLS)	193	
0.1.0. Mada		404	
3.2. Mode	IIIng principies	194	
3.2.1. Si	mplified model	.194	
3.2.3. Fi	nite element modelling	.195	
3.2.4. De	efinition of potential failure surfaces	.196	
3.2.5. M	odelling of the crack extension limit state	.198	
3.2.6. M	odelling the shear strength limit state	.198	
3.2.7. Co	ompression strength modelling	.199	
3.3. The c	rack extension limit state	.199	
3.3.1. Ci	rack extension limit state condition	.199	
3.3.2. Pa	artial coefficients	.200	
3.4. Shear	r strength limit state;	.201	
3.4.1. Sł	hear strength limit state condition;	.201	
3.4.2. Pa	artial coefficients	.201	
3.5. The c	ompression strength limit state	.202	
3.5.1. Co	ompression strength limit state condition	.202	
3.5.2. Pa	artial coefficients	.202	
3.6. The u	Itimate limit state of the bearing capacity of the foundation	.203	
3.7. Uplift	limit state	.204	
3.8 Limite	state for erosion of the foundation due to overflow	204	
3.8.1. Co	onventional empirical formulae	.205	
3.8.2. M	ore recent approaches	.205	
3.9. Speci	al precautions for edge blocks	.206	
Bibliography:		207	
Appondix 1: Arc	as for research and development	210	
		.210	
Appendix 2: ana	alysis of gravity dam failures	.211	
Appendix 3: Sur	mmary of approaches developed by G. W. Annandale and E. Bollaert		
for design calculation of the limit state for foundation erosion due to overflow			

Introduction

What is the purpose of these recommendations for the justification of gravity dams?

The *Comité Français des Barrages et des Réservoirs* – CFBR – decided to draft recommendations for the justification of gravity dams based on the twofold observation that French practices regarding justification of these dams were diverse and that the professional publications available also presented significant differences from one to the next. This document therefore proposes to bring these practices into line in the form of recommendations for the justification of the stability of gravity dams in France.

These recommendations use the format of the semi-probabilistic methods at limit states, like the Eurocodes which constitute a standard reference model that is well adapted for the harmonisation of practices. This presentation has the advantage of being used in many civil engineering regulations.

This document benefits from feedback on the application of the CFBR's 2006 provisional recommendations. It is part of a coherent set of professional recommendations concerning dams and embankments:

- CFBR, 2010. Recommendations for the justification of dam and embankment stability – Provisional recommendations, June 2010, 114p.
- MEDDTL, 2010. Seismic potentiality and safety in hydro structures, work group report November 2010, 279p.
- > CFBR, 2012. Recommendations for the sizing of dam spillways, to be published.

Dams and the Eurocodes

The structural Eurocodes (EN 1990 to 1999) are a set of European standards designed to propose a common framework for the structural design of buildings and civil engineering structures, covering the geotechnical aspects, seismic situations, the execution and the temporary structures. These standards have gradually become national: NF EN 1990 to NF 1999 for France.

When it comes to applying these texts to the field of dams, standard NF EN 1990 "Structure calculation bases" indicates in its introduction (article 1.1. – Field of application) that, for calculating special structures (nuclear installations or dams, for example), other provisions than those in EN 1990 to 1999 may be required. Standard NF EN 1997-1 "Eurocode 7: Geotechnical calculation – Part 1: General rules" specifies that the provisions of the standard apply to fill for small dams and infrastructures (section 12 - article 12.1), although the notion of "small dams" is not defined in Eurocode 7.

In this context, even if none of the Eurocodes is explicitly designed to justify large concrete structures, these recommendations use the Eurocodes' general format (design and action situations, characteristic resistance values and partial weighting coefficients, limit states and limit state conditions) and propose their own sets of partial coefficients.

Other specialist professional recommendations have adopted a similar approach, like [Rosa, 2000] for the calculation of limit states of structures in an aquatic environment.

This justification format is the same as that of other documents published recently or currently under publication by the CFBR and MEDDTL, listed in the previous paragraph.

Scope of application for the recommendations

These recommendations apply to the justification of the stability of gravity dams in France. This document is meant to be used in the framework of the justification of new structures and to diagnose and reinforce working structures. For working structures, the history of the structure and the available data is taken into consideration: construction data, monitoring results, tests, etc.

The dams in question are dams built on a rocky foundation (of good or bad quality). Gravity dams (or gravity wall-type dikes) built on loose foundations require other justification. Therefore the document does not deal with the mechanisms linked to differential settlement and internal erosion.

Barrage-type dams in rivers (BMR) generally come under this document's field of application if there is no specific technical recommendation. However, using these recommendations for BMRs requires particular attention from the engineer and an adaptation of the different stresses and calculation methods on a case-by-case basis.

For certain weight-specific structures, other provisions than the ones in these recommendations may be necessary. In particular, dams built to correct mountain rivers (often called "RTM" dams – mountain terrain restoration) are subject to actions that are not described in this document (debris flows, very highly concentrated flows, etc.). The same goes for gravity wall-type dikes that are subjected to the sea's actions (swell, waves breaking, etc.).

As concerns justification relating to earthquake hazard, gravity dams must be checked using the methods that are mentioned, although not in detail, in this document (§ 1.2.3). See the document listed above, that deals specifically with this subject for full details of these checks.

General gravity dam stability justification procedure

In these recommendations, we examine successively: design situations, actions and combinations of actions, material strengths, limit states and limit state conditions (Fig. 0.1).

The <u>design situations</u> (part 1) are classified in several categories according to the period over which the distributions of all the data (actions, resistances) are considered to be constant:

- *normal operating situations*. These refer to the structure's normal operating conditions;
- *transitory or rare situations*. These refer to temporary operating conditions or fairly high probability occurrences over the structure's lifetime;
- **accidental situations**. These refer to extreme conditions that apply to the structure or low-probability occurrences over the structure's lifetime;
- *flood situations*, which it has been deemed necessary to introduce specifically, considering their significance for hydraulic structures. These situations include three sub-categories:
 - rare flood situations (for the justification of flood mitigation dams),
 - exceptional flood situations (corresponds to reaching maximum water level),
 - *extreme flood situations* (beyond which the structure's integrity would no longer be guaranteed).



Figure 0.1: Gravity dam stability justification procedure

The <u>actions</u> are divided into three categories:

- the permanent actions: the structure's own weight, downstream shoulder action, prestressed anchor action;
- *the water's* variable action;
- accidental seismic action.

The *permanent actions* are taken into account in the calculations based on their *characteristic value*: this corresponds to a conservative estimate of the action's intensity and therefore includes a safety margin for the intensity of permanent actions. For *water's variable actions*, the representative values are chosen directly in the different design situations by looking at the reservoir's water levels and the resulting intensities. Lastly, *the accidental seismic action* is defined according to the design earthquake examined.

<u>Action combinations</u> are grouped into three categories that will allow the set of partial coefficients associated with each to be defined:

- quasi-permanent combinations;
- rare combinations;
- extreme combinations.

The properties of <u>material strengths</u> (part 2) are taken into account in the calculations based on their *characteristic value*: this corresponds to a conservative estimate of the value of the material's strength and therefore includes a safety margin on the resistance values. In

the Eurocodes, this caution in estimating the parameters is taken into account by a 95% fractile (or 5% according to the favourable or unfavourable nature of the action) of the law of distribution for the considered strength.

The test results can be assessed using statistical methods when the statistical data comes from identified populations that are sufficiently homogeneous and a sufficient number of observations are available. For this, the spatial variability of the parameters, the dispersion of the test data and the statistical uncertainty linked to the number of tests must be taken into consideration.

In the field of hydraulic structures, it is not always possible to use statistics. If necessary, the conservative estimate must be assessed by an expert, using the test results available or guide values from the documented material. The characteristic value then corresponds to a cautious expert estimate of the material's strength value.

The formalisation of the strength properties of foundation materials for the justification of a gravity dam includes the two following steps:

- the *geological model* which serves to provide the information needed to assess the foundation quality of the planned structure: its watertightness, its strength and the risks of differential settling and internal erosion in the rock;
- the *mechanical model* of the foundation which serves to define a framework for the representation of the properties of strength and foundation deformability in order to assess its behaviour and safety in relation to the different limit states under consideration.

Lastly, we must justify the stability of gravity dams for different <u>limit states</u>, i.e. for the different negative phenomena that the dams must be protected against:

- **lack of** *shearing strength*;
- extension of cracks;
- lack of compression strength.

Certain special structures require additional limit state justification, such as:

- limit state for the foundation's bearing capacity;
- **limit state for** *uplift strength;*
- limit state for erosion of the foundation due to overflow.

A limit state condition (part 3) is described for each limit state, which involves:

- the *actions*, taken into account using the characteristic values for permanent actions and representative values corresponding to design situations for water actions;
- the strength properties, using the characteristic values. Each characteristic value is weighted by a *partial coefficient* noted γ_m that covers any uncertainty about the property. The set of partial coefficients adopted introduces a differentiation according to each design situation;
- the *model coefficient*, that applies in a conventional fashion du côté du terme moteur of the limit state condition. The model coefficient – noted γ_d – covers all the uncertainties that are not caused by knowledge of strength properties, in particular any uncertainty relating to the hydraulic model and the limit state model. In practice, the model coefficients have been obtained by conventional calibration, the principle that consists of looking for the best equivalence between the safety levels of the

semi-probabilistic method proposed and those resulting from traditional deterministic practices, so as to keep as close as possible – on average – to classical sizing. In this way, the *model coefficient* plays the role of adjusting the deterministic and the semi-probabilistic criteria.

Sensitivity study

We recommend that sensitivity calculations for the key parameters be carried out. This is particularly relevant for the strength of the foundation and the interface, the uplift and inclination of weak points. This procedure will highlight the dominant parameters and take into account threshold effects, which is a significant advantage that does not appear when safety coefficients alone are used.

1. Design situations, actions and combinations of actions

1.1. Design situations

1.1.1. Generalities

Design situations model a set of physical conditions that represent the real conditions that the structure is subject to and which occur over a certain period during which the distributions of all the data (actions, resistances) are considered to be constant. They correspond to load situations that the structure is likely to be subjected to over its lifetime: normal operating dimensions, design flood, earthquake, empty reservoir, failure of a particular structure component, etc. Design situations set the limit states to be justified, according to the structure under consideration.

The designer defines the design situations that he envisages for the project in his design sheets. To do this, he takes into account the structure's design and environment, the operating conditions and associated hydraulic stresses, the operating method of the installation and the likelihood of failure situations.

The design situations specify the detailed specifications to take into account in the justifications and the design:

- The structure's regulatory, hydro-geological and hydrological environment, in particular:
 - \circ $\,$ the regular, rare, exceptional and extreme floods,
 - \circ the underground water level variation, including that in the slopes,
 - the structure's operating conditions;
- the actions:
 - the actual weight and any overload due to traffic,
 - sediment pressure,
 - thrust of a downstream shoulder,
 - o action of prestressed anchors,
 - actions of the water, particularly hydrostatic thrust upstream of the reservoir, downstream hydrostatic thrust and the action of uplift pressure at the base or in the body of the dam, the action of ice,
 - seismic action,
 - o etc;
- the description of the terrain on which the structure is built:
 - the layout and classification of the different foundation zones,
 - the geological and geomechanical model of the foundation,
 - the dam body's mechanical properties, the dam-foundation interface and the foundation;
- the alteration or ageing of the dam materials and the foundation due to time or the environment;
- the special technological failures envisaged for the structure.

Design situations are classified as follows:

- *normal operating situations*. These refer to the structure's normal operating conditions, particularly without flood;
- *transient or rare situations*¹. These refer to temporary operating conditions or fairly likely occurrences in the structure's lifetime;
- *exceptional situations*. These refer to exceptional conditions applicable to the structure or fairly unlikely occurrences in the structure's lifetime;
- *accidental or extreme situations.* These refer to extreme conditions applicable to the structure or very unlikely occurrences in the structure's lifetime.

The designer divides the design situations envisaged for the structure into the following categories (§1.1.2 to 1.1.6), according to the conditions of appearance or how likely they are to occur over the structure's lifetime. This applies equally to:

- situations linked to structure operation;
- situations reflecting to natural hazards: flood, earthquake, landslide, avalanche, etc.;
- situations of technological failure of a structure component or element.

1.1.2. Normal operating situations

For normal operating situations, stability conditions must be ensured with a high safety margin that is reflected in the sets of partial coefficients listed in chapter 3.

The main normal operating situations considered are listed below and can serve as a guide for the designer:

Normal operating situation 1: for dams in water

The normal operating situation corresponds to the normal operating level of water in the reservoir (NWL – normal water level). The steady state is taken to be established with a field of uplift obtained for the normal operating level.

This design situation covers the upstream hydrostatic levels authorised for the structure in routine operation, levels between the minimum and normal operating level authorised.

In this normal operating situation, we do not usually know if it is the lower or upper downstream level that defines sizing:

- the lower level is used to calculate the downstream thrust;
- the upper level is used to calculate uplift.

We therefore sometimes have to consider two normal operating situations for the reservoir at MWL corresponding to two different downstream hydrostatic levels.

Normal operating situation 2: for flood mitigation dams

The empty reservoir is usually used.

Normal operating situation 3: dams with high and frequent level fluctuation

For dams where the reservoir is emptied or filled very frequently (like certain hydro dams filled during the night and emptied during the day), two normal operating situations can be considered: i) reservoir full ii) reservoir in quick emptying mode.

¹ We suggest the following nuance between transient and rare: a transient situation is one that does not last long (in terms of the structure's lifetime) and which is almost certain to occur over the structure's lifetime (end of construction, emptying), whilst a rare situation is one that is quite likely to occur over the structure's lifetime (although not as likely or nearly as likely as 1).

1.1.3. Transient or rare situations ²

For transient and rare situations, the conditions of stability must be ensured with a significant safety margin that is reflected in the sets of partial coefficients listed in chapter 3.

The main transient or rare situations considered are given below and serve as a guide for the designer:

End of construction and emptying transient situations

These can be the most severe situations for the limit state of compressive strength of the dam body and the interface. Emptying the dam is considered a transient situation (except for flood mitigation dams). This transient situation generally covers all the representative levels of the reservoir from totally empty to the minimum level authorised for normal operation.

Rare earthquake situation OBE (operating basis earthquake)

In level 5 earthquake zones and for class A gravity dams, an operating basis earthquake (OBE) is considered. The OBE can also be used to check the strength of the gates on barrage-type dams. During and after the OBE, the structure must preserve a totally satisfactory operating condition.

Normal or rare ice pressure situation

The type of situation (normal or rare) corresponding to the action of ice pressure is determined by the designer according to the dam's operating conditions and its geographical location.

For lowland dams, the phenomenon is relatively infrequent. Historical analyses show, however, that it has occurred a few times over the last 100 years.

More particular attention is given to dams at medium altitude (above 600 - 700 m, where this phenomenon is relatively frequent), and mountain dams where glaciation of the dam is almost systematic every winter and lasts several months.

The need to take this action into account is assessed locally, according to:

- known meteorological events;
- the structure's operating conditions in order to appreciate if the presence of ice constantly in contact with the structure can be envisaged (fluctuation, low level operation in winter, etc.);
- the existence of installations aimed at limiting the thrust of the ice on the structures (heating systems, forced circulation of the water through air bubbles, ...);
- the structure's deformation capacity which reduces the ice thrust.

Except in special cases, the action of the ice is taken into consideration with a reservoir level at NWL.

1.1.4. Flood situations

Three flood-related design situations that the structure may undergo in its lifetime must be considered.

Rare flood situation

This design situation mainly concerns flood mitigation dams. The designer may, in certain cases, have to consider a rare flood situation for storage dams.

² See note at foot of previous page

For a flood mitigation dam that is equipped normally with a sluice at the bottom and a weir at the surface, the maximum flow is not considered to damage the river downstream from the dam (for example full level flow in the low-water channel or flow of a downstream structure creating a control section) and the sluices are sized to send the flow through as fast as possible. During floods, there is temporary storage in the flood attenuation water column and evacuation of a flow that is limited by these sluices until it reaches a weir that is designed to ensure the safety of the dam during extreme events. The rare flood situation therefore corresponds to a filling level up to protection level, i.e. up to the level of the weir.

The protection level is associated with a flood or a group of floods which will not be detrimental to the elements downstream of the dam, since the structure is there.

The annual probability of exceeding the protection level associated with this group of floods is usually 10⁻¹ to 10⁻² according to the elements to be protected, i.e. a return period of 10 to 100 years. The choice of value for this probability (or return period) is the owner's decision and responds to economical and land-planning considerations.

For certain storage dams, the designer may need to consider a rare flood situation where the probability of occurrence associated would be around 10^{-2} , i.e. a return period of about 100 years.

Exceptional flood situation

This design situation concerns all dams.

The exceptional flood situation leading to maximum water level (MWL) can be the result of different hydrological events, from a short flood with a very high peak flow (therefore mitigated by the reservoir) to a long flood with a high flow over a long period (reduced mitigation) via multiple peak floods (mitigation of the first peak but not the following ones).

The exceptional flood situation corresponds to a filling level that still leaves a freeboard that is enough to protect the dam from the effect of waves and other irregularities in the water line although it is lower than in the normal operating situation. For this flood situation, the structure must meet all the safety standards, on both a structural level (shearing or sliding strength, foundation strength, resistance to internal erosion and scouring) and a hydraulic level (chute overflow margin, correctly sized dissipation structures). There is therefore still a margin before the breakage limit state is reached.

The annual probability associated with this design situation (or conversely, the return period) is defined in "*Recommendations for spillway sizing*", a document drafted under the guidance of the CFBR. In its June 2012 version, the recommended return periods are those in table 1.1 below.

	Rigid Dams		
Α	1000 to 3000		
В	1000		
С	300		
D	100		

Table 1.1 – Exceptional situation flood return periods

Extreme flood situation

This design situation is defined as having reached a dangerous level.

This state can either be the result of an extreme flood with rated spillway operation or a lesser flood combined with a spillway dysfunction (cfg. 1.1.6).

Indeed, spillway capacity can be reduced by the failure of certain elements or components that are directly involved in spillway safety, which leads to potentially more unfavourable hydraulic levels.

The annual probability associated with this design situation is defined in "*Recommendations for spillway sizing*", a document drafted under the guidance of the CFBR. In the June 2012 version, the recommended return periods are those in tabletable 1.2 below.

Dam class	Annual probability of exceeding
A ³	10 ⁻⁵
В	3.10 ⁻⁵
С	10-4
D	10 ⁻³

Table 1.2 – Annua	l probabilities of	exceeding in a	an extreme situation
-------------------	--------------------	----------------	----------------------

1.1.5. Accidental Situations

For accidental situations, the stability conditions must be ensured with minimum safety which is reflected in the sets of partial coefficients close or equal to 1, as set out in chapter 3.

The accidental situations may be linked to the occurrence of outside hazards (not random hydrological events dealt with in flood situations). In this category, the main accidental situation is an accidental earthquake situation.

Accidental earthquake situation

The structure's stability conditions must be checked using the design earthquake. Since seismic activity in France is low or moderate, a single accidental earthquake situation is studied for the justification of hydraulic structures. It corresponds to the safety assessment earthquake (séisme d'évaluation de sécurité – SES). The structure's stability must be ensured for this earthquake and the structure must not suffer any damage that is susceptible to compromise its safety.

In the accidental earthquake situation, assumptions similar to those used for the normal operating situation for hydraulic stress (water level and uplift) and the geotechnical parameters are generally adopted.

<u>Other accidental situations</u> linked to exterior hazards may be examined for certain projects and are listed below as a reminder:

- Major landslide or slope collapse;
- avalanche;
- seiche caused by an earthquake;
- boat accident (barrage-type dam with locks).

1.1.6. Other design situations linked to the failure or temporary unavailability of a structure component

Certain failures or unavailability of elements or components directly involved in dam safety can lead to transitory or rare situations or accidental situations that must be specifically studied. Amongst these, we can cite:

³ Class A groups in particular any dam with a height exceeding 20 metres above the natural terrain which therefore has quite different danger potential. For the largest ones, a reduction of the target probability should not be dismissed.

- the failure of one or several spillway gates;
- the failure of an overflow spillway through partial or total obstruction because of log jams;
- the failure of the uplift drawdown device and/or the drainage system, including a drainage pump, if necessary;
- the failure of an upstream facing sealing;
- the failure of the anchors (if the dam has any);
- the combination of the operating basis earthquake (OBE) and a sluice that has been stoplogged for a long period for gated dams in zones 3 & 4;
- the combination of an exceptional flood situation and a sluice that has been stoplogged for a long period for gated dams;
- etc...

Certain of these failures may lead to hydraulic levels that are potentially more unfavourable than the previous situations.

Determining rare or accidental situations linked to failures of structure safety elements involves specific risk analysis studies that fix the potential failures on a given structure and the associated water levels in the reservoir or the river on a case-by-case basis. For class A and B dams, the risk analysis studies are included in the hazard studies.

The risk analysis studies will make it possible to estimate the failure probability of the specific element analysed (drainage device, spillway device, etc.) combined with the water level in the reservoir. In this way, we assess an overall occurrence probability connected to a scenario that simultaneously combines the failure of a component and a water level.

The level of detail and the precision of the risk analysis study are adapted to the size and importance of the structure. An estimate of the failure probabilities from an expert or using existing literature could be enough for an initial approach, limiting the number of situations examined to a few "failure / reservoir level" combinations judged to be the most characteristic or the least favourable. This initial approach allows the need for more detailed risk analysis studies to be assessed.

According to the probability assessed in this way, the examined situation may be considered to be rare (probability higher than 10^{-3} to 10^{-4} per year) or accidental (probability lower than 10^{-4} per year).

<u>Example 1 – clogging of a gravity drainage system:</u> if the drainage system is fully based on gravity and the drains can be seen, this design situation could be put into the accidental situations category, particularly if the dam monitoring and maintenance could be improved.

<u>Example 2 – failure of a drainage system pump</u>: this type of situation is generally assigned to the category of transitory or rare situations.

Situation Categories	Description
Normal operating situation	NWL upstream and choice of downstream level for storage dams
Transitory or rare situations	End of construction Emptying the reservoir Stoplogging the gate Operating basis earthquake OBE (Antillies) with reservoir at normal water level Action of ice with reservoir at normal water level

1.1.7. Summary of the main design situations

	Sudden powerhouse outage
Flood situations:	
 rare flood situation 	Protection level (mitigation dams)
 exceptional flood situation 	Maximum water level
 extreme flood situation 	Danger level
Accidental situations	Safety assessment earthquake
	Slope slide into the reservoir
	Exceptional avalanche into the reservoir
Situations linked to failure or	To divide into rare/transitory or accidental
unavailability of a component (or to	situations according to probability of occurrence.
combinations of events)	

1.2. Actions

The actions that we list below can be divided into three categories:

- the permanent actions that are the dam's own weight and the operating loads, the thrust of the sediment, the thrust of a downstream shoulder and the action of prestressed anchors. They are taken into account in the calculations using their *characteristic value*: this corresponds to a conservative estimate of the action's intensity and therefore includes a safety margin on the intensity of the permanent actions;
- the variable actions of the water: the upstream and downstream hydrostatic thrust, the uplift action and ice action. These actions are assessed in the different design situations;
- accidental seismic action which is defined according to the design earthquake and may also include a specific assessment of the water actions.

1.2.1. Permanent actions

1.2.1.1. Characteristic values of the permanent actions

The permanent actions are continuous or practically continuous actions whose intensity is constant or varies very little over time. Permanent actions are noted G.

The intensity of a permanent action is obtained from its *characteristic value*. A characteristic value G_k of a permanent action G is a conservative estimate of the action's intensity.

An action's characteristic value can sometimes be calculated statistically when there is sufficient data or when the variability of the parameters in the calculation of the permanent action is limited. However, using statistics is only rarely possible. The engineer therefore has to use his own judgement for the conservative estimate, using any available data or the guide values available in written documents. A permanent action's characteristic value therefore corresponds to a conservative expert estimate of the action's value.

A permanent action G can sometimes have a combination of two characteristic values. Indeed, according to the limit state or design situation being considered, the "conservative" estimate may correspond to a higher value G_{k-sup} or a lower value G_{k-inf} .

<u>e.g</u>: weight of the dam G_0 .

- it is G_{0k-inf} that determines the dimensions in the different hydrostatic situations (NWL, MWL, extreme hydrostatic) for the justification of the shearing resistance limit state, for example,
- it is G_{0k-sup} that determines the dimensions in the end of construction situation.

Notations:

 G_0 : self weight (to the ml) γ_b : wet unit weight of the dam materials S: surface of the studied profile

Calculation principle:

Generally speaking, calculating the intensity of the self weight of concrete or masonry dams is not particularly difficult. It is done from drawings and cross-sections of the design and taking into account the surface of the profile studied (S), the wet unit weight of the dam's materials (γ_b) and the weight of the fixed equipment. Certain special sections have recesses that may need a separate justification using a lower self weight.



Figure 1.1 – Intensity of the self weight G0

For the characteristic value of the self weight, noted G_{0k} , we use the following formula:

 $G_{0k} = \mathbf{\gamma}_{b,k} \cdot S$

• Case of concrete gravity dams

For concrete structures, the average self weight value of the structures is known with reasonable precision and its variation coefficient is low. There are generally numerous tests so statistical methods can be used, the characteristic value of the unit weight will be a conservative estimate of the average value of the unit weight, which is calculated using the average unit weight from the tests carried out.

<u>E.g.</u> using statistics to calculate the unit weight of an RCC dam.

We have a sample of n = 100 measurements of the unit weight of the RCC material, characterised by the following statistical parameters: average m = 24.0 kN/m³; standard deviation σ = 1.0 kN/m³; fractile 5%: m - 1.645 σ = 22.35 kN/m³ (we consider that unit weight distribution follows a normal law). The parameter that governs dam stability is the average value of the unit weight of the dam body. The characteristic value must take into account the uncertainty regarding the <u>average</u> of the unit weight and the risk of exceeding the average value on the wrong side. It is given by the 5% fractile of normal law characterising the average unit weight value: m - 1.645 σ / $\sqrt{100}$ = 23.84 kN/m³.

As a rough guide and according to the material, the average unit weight values vary in the following ranges:

- Conventional vibrated concrete (CVC): $\gamma_b = 23.5$ to 24.5 kN/m³
- Concrete-rich RCC (dosed at about 200 kg binder/m³): $\gamma_b = 23$ to 24.5 kN/m³
- Concrete-poor RCC (dosed at about 100 kg binder/m³): $\gamma_b = 21$ to 23 kN/m³

If there is not enough statistical information, we can recommend the following characteristic values for the unit weight of the materials that can be used as a guide at the preliminary study stage of a dam or the rapid diagnosis stage of a structure in operation:

Material	Characteristic unit weight [kN/m ³]
CVC (conventional vibrated concrete)	24
Concrete-rich RCC (about 200 kg concrete / m ³)	23.5
Concrete-poor RCC (about 100 kg concrete / m ³)	22

Table 1.4: guide values for the characteristic unit weight of concrete gravity dams

Case of masonry gravity dams

For existing masonry dams, the moist unit weight of the materials can fluctuate in space within the structure (the faces often made of matching stones are more compact than the

interior of the dam where the rough masonry filling is of unequal quality) and in time, with the effect of dissolving processes and mortar erosion. A nominal value based on the average unit weight measured from core samples can therefore not be used, since the intact cores sent to the laboratory are not necessarily representative of the whole of the structure's body.

It is recommended that the dam's average moist unit weight be assessed by combining several approaches, in particular:

- measuring the total weight of the core boxes taken in surveys;
- re-calculating the average unit weight, assessing the relative proportion of stones, mortar and spaces and weighting the density of each. Proportion and density can be appreciated in core samples and, in certain cases, by using the construction documents;
- measuring the unit weight by drilling with a gamma ray emission and reception probe; if the measurements are calibrated in a laboratory, a log can be drawn up of the density of the masonry right along the borehole; the current state of practice only allows this technique to be used as a complement to the two preceding approaches;
- expert judgement.

Logically, a sufficient number of tests would reduce uncertainty about the unit weight of the masonry's constituents and make it possible to refine the choice of characteristic value for the unit weight of a masonry dam using more favourable values.

In a first approach, when making a rapid diagnosis, we can say that the average values of the moist unit weight range from 22 to 24 kN/m³. However, lower average values of under 20 kN/m³ have been measured on the oldest dams [Royet, 2003]⁴. Detailed surveys through drilling are therefore recommended, taking particular care that the samples used for the laboratory tests are representative.

The low unit weights correspond to evidence of larger spaces than in the concrete: the difference between the dry, humid and saturated unit weights becomes significant. It should be taken into account in the analysis.

S Case of large aggregate or cyclopean concrete gravity dams

We can differentiate these two types of materials as follows:

- Iarge aggregate concrete is a conventional vibrated concrete where the largest aggregates are much bigger than in standard CVCs and can be up to 120 mm;
- > cyclopean concrete is a conventional concrete with rocks or blocks added to it.

For the former, the structure's weight is determined in the same way as for standard concrete dams with the slight difference for existing dams that it should be checked that the core samples are representative (diameter of the cores in relation to the size of the largest aggregates).

For cyclopean concrete dams, determining the self weight follows a logic equivalent to the process described above for masonry structures, using a significant length of core drilling. In order to appreciate the average unit weight of the dam body correctly, attention must be paid to the potential heterogeneity in space (in height but also in [x, y]) of these parameters, and any large spaces that have not been filled must be taken into account.

1.2.1.3. Sediment pressure G₁

Notations:

 $^{^4}$ To illustrate the variability of density over time, we can use the example of Settons dam: the design used a unit weight of 25 kN/m³; 50 years later, the average measurement was 22.5 kN/m³ and another 100 years after that, it was 20.8 kN/m³

G1: sediment pressure

 $\gamma'_{sédiment}$: buoyant unit weight of the sediment $\varphi_{sédiment}$: internal friction angle of the sediment K_{indice} : coefficient of sediment pressure (the index specifies the underlying assumptions)

Calculation principle:

The calculation principle for the sediment action is a pressure calculation. The sediment is not considered as a fluid, but as a heavy, rubbing material, defined therefore by its buoyant unit weight $\gamma'_{sédiment}$ and its internal friction angle $\varphi_{sédiment}$, interacting as an exterior medium to the "dam" system by thrusting against the upstream face.



Figure 1.2 – Intensity of the sediment action G1

Firstly, the height of the shoulder of sediment must be determined. For new dams, this is an integral part of the design data and is obtained through specific studies. Since sediment pressure is always unfavourable as regards the limit states to justify, a mid-term and long-term maximum height is estimated. For existing dams, it is found without (too much) difficulty by looking at the historical levels of reservoir silting and their evolution.

Next, the calculation is carried out with effective constraints and the sediment pressure is calculated using the the buoyant unit weight $\gamma'_{sediment}$.

The difficulties lie in determining $\gamma'_{sédiment}$ and K_{indice} , and there are many documented assumptions for these parameters. Rather than reasoning on each of the two parameters separately, we suggest keeping an overall value equal to the product of the coefficient of pressure by the submerged unit weight of the sediment: K. $\gamma'_{sédiment}$

Without more precise information, we recommend initially using the following characteristic value that corresponds to an expert conservative estimate of the parameter K. $\gamma'_{sédiment}$ that can reasonably be expected for the unfavourable values:

K. $\gamma'_{sédiment} = 4 \text{ kN/m}^3$

This pressure is added to the pressure of the water.

In the case of a sloping upstream face, a vertical component of intensity $\gamma'_{sédiment}$ should be added to the horizontal component determined with the value K. $\gamma'_{sédiment}$ defined above. An order of magnitude for $\gamma'_{sédiment}$ is 12 kN/m³.

In an earthquake situation some sediment may liquefy, particularly fine sediment with a low density. If necessary, the sediment pressure is assessed as explained in the paragraph on accidental earthquake situations. Specific studies are required, particularly to determine the sediment's mechanical properties. A first safety approach consists of taking a hydrostatic thrust coefficient of 1, applied to the sediment's actual unit weight.

1.2.1.4. Thrust of a downstream shoulder G_2

Notations:

 $\begin{array}{l} G_{2:} \mbox{ shoulder pressure [kN]} \\ \gamma_{\mbox{shoulder}} \mbox{: unit weight of shoulder soil [kN/m^3]} \\ \phi'_{\mbox{shoulder}} \mbox{: internal friction angle of shoulder soil } \\ K_0 \mbox{: coefficient of pressure of shoulder at rest} \end{array}$

Calculation principle:

Two configurations should be distinguished:

• Case of a toe embankment

The downstream shoulder here is a low, carefully compacted toe embankment (height: less than 1/3 dam height), that is sufficiently long upstream-downstream to be comparable to an embankment of infinite length. Dam toe filling following excavation for foundation gallery entrances, whose pressure movement is not to be taken into account, are excluded from this case.

The action's vertical component is taken as equal to the earth's potentially buoyant unit weight. The horizontal component is calculated using the coefficient of lateral pressure of the earth at rest K_0 . The result may be corrected so as not to exceed the mobilisable friction at the dam – embankment interface.

• Case of a shoulder affecting a large part of the dam height

The downstream shoulder (not infinite) here is an embankment leaning on all or a large part of the dam height and contributing significantly to its stability.

In this case, the shoulder pressure must always be considered in a specific study, consisting of a model of the interaction at the embankment – downstream face interface, including a study of the kinematics of the embankment consolidation and, if necessary, the compressibility of the embankment-bearing foundations. The study takes the actual geometry of the non-infinite embankment into consideration.

In an initial stage and simply to give an order of magnitude, the same process as in the first case can be used, taking the lateral pressure coefficient of the earth at rest K_0 , but reducing it to account for the fact that the shoulder is of a limited size.



Figure 1.3 - Action of a downstream shoulder G2

This initial approach is not valid for the case of very steep downstream faces or for cohesive downstream embankments, two cases where there can be a reduction in pressure in relation to this approach.

In both configurations (toe embankment or very high shoulder), there is significant uncertainty in determining the pressure intensity of a downstream shoulder. This uncertainty

affects the calculation assumptions, particularly the choice of the pressure coefficient and the pressure angle, and our understanding of the materials' properties (internal friction angle, cohesion, unit weight).

In any assumption, the characteristic value to be used for the intensity of pressure of a downstream shoulder must correspond to a conservative estimate of the intensity that can reasonably be expected for the unfavourable values. We have two characteristic values for the action of a downstream shoulder G_2 : G_{2k-inf} for stability justifications with the reservoir full and G_{2k-sup} for stability justifications with the reservoir empty.

1.2.1.5. Action of pre-stressed anchors G₃

Notations:

G_{3:} anchor strength [kN]

Calculation principle:

We only look at the action of pre-stressed anchors in this chapter, not that of passive anchors.

Two cases should be distinguished:

• Installing anchors on existing dams (or during the construction of new dams) In this case, the anchors are put on the dam itself or on one of its connected structures (abutment block, spillway, etc.).

The characteristic value for the anchor strength of the pre-stressed anchors (at any angle) is calculated from the initial load by applying a loss that can, at a first approximation, be assessed at an average value of between 6 and 10 %. This loss is to be specified according to the properties of the foundation, the equipment and the materials used and must always be studied specifically, in accordance with the recommendations mentioned in [TA, 1995].

It should be noted that, in all cases, the anchors must be made in accordance with these same recommendations, particularly as concerns tests, anti-corrosion protection, traction checking methods and the possibility of re-tensioning the anchors or adding new ones.

We should stress the need to check the anchor's tension periodically. It is recommended that fixed devices be installed at the same time as the anchors and equip a significant number of them.

2 Case of anchor-equipped working dams

This is to justify a working dam with anchors that are old to one extent or another. There is often a problem because we do not know how to measure the anchors' remaining tensile stress (this is particularly the case with anchors that are injected all along their length). The greatest caution should be exercised in this case: where there are signs of corrosion, a value of zero can be used.

If the tensile stress can be measured, we use a reasonably conservative intensity for the characteristic value assessed from measurements taken on the anchors in situ and taking into account any later losses that could be envisaged (as with new anchors, a loss of 6 to 10 % can be used as an initial estimate). Here again, a specific study is essential, according to the recommendations given in [TA, 1995].

In both configurations (installing new anchors or anchors in service on old dams) and taking into account the uncertainty linked to instantaneous and deferred losses and the methods of checking the anchors' tensile strength (number of anchors and precision of the measuring apparatus), the characteristic value to use for the intensity of the anchoring strength must correspond to a conservative estimate of the intensity that can reasonably be expected on the side of the unfavourable values (low values). The context in which the anchors are placed must also be taken into account for this estimate (strict application of all the
recommendations [TA, 1995] in particular, as much when they are installed as during the structure's future operation).

This document does not look at all the limit states associated with pre-stressed anchors, for example the stability of the anchoring, the stability of the rocky areas in the foundation or the strength of the anchors.

1.2.2. Modelling the variable actions of water

The **variable actions** include the actions whose intensity and/or points of application vary frequently and considerably over time. The variable actions are noted **Q**.

It is considered that the actions of water on dams, i.e. upstream hydrostatic thrust (Q_1) , uplift action (Q_2) , downstream hydrostatic thrust (Q_3) and the action of ice (Q_4) are variable actions, whatever the range or frequency of the fluctuations in water level in the reservoir.

To calculate these water actions (Q_1 , Q_2 , Q_3 and Q_4), their representative values are directly determined in the different design situations by examining in each of the situations the water levels in the reservoir and the levels downstream and the intensity of the resulting actions.

1.2.2.1. Upstream hydrostatic thrust Q₁

Notations:

 $\overline{Q}_{1:}$ upstream hydrostatic thrust γ_w : unit weight of the water in the reservoir

Calculation principle:

The principle of calculation for the action of the water in the reservoir is a hydrostatic thrust calculation. In each design situation corresponding to a level of water in the reservoir, we calculate the intensity Q_1 that is the result of the supposed known water elevation acting against the upstream face: the uncertainty regarding the intensity of Q_1 is limited in this assumption.

The unit weight of the clear water is taken to be equal to $\gamma_w = 91 \text{ kN/m}^3$. However, in the case of highly charged flows, higher values may be used in certain special situations.

1.2.2.2. Downstream hydrostatic thrust Q₃

Notations:

 $Q_{3:}$ downstream hydrostatic thrust γ_w : downstream water unit weight

Calculation principle:

The principle of calculation for the action of the water downstream is a hydrostatic thrust calculation, possibly adjusted for hydrodynamic effects.

The downstream hydrostatic thrust (Q_3) is obtained in each design situation. It is deduced from a calculation of the water line in the river downstream from the dam and special cases are taken into account, such as:

- Dams with a gated spillway fixing the downstream water line according to the opening of the gates;
- Hydro schemes releasing a very variable flow;
- The presence of a counter-dam or an existing dam downstream;

- The presence of an unstabilized hydraulic jump downstream. In this last case, the downstream counter-thrust is not taken into account, unless there is evidence that it should be. The actual width of the hydraulic jump should be considered with regard to the width of the river downstream.

In each design situation corresponding to a level of water upstream, the intensity Q_3 resulting from the height of water acting against the downstream face is calculated.



Figure 1.4 – Upstream hydrostatic thrust action Q1 and downstream hydrostatic thrust Q3

1.2.2.3. Hydrodynamic action

In the case of overflow dams, the hydrodynamic actions of the flow can have a significant effect that is not necessarily stabilising.

In the case of Creager-type profiled weirs, the hydrodynamic actions are usually considered to be insignificant on the profiled part of the weir, because of the very nature of the weir's profile, which is close to the natural form of the free-falling overflow nappe of a thin walled weir. The pressure on the upstream face is also considered to be equal to the upstream hydrostatic load thus overlooking the effects of acceleration close to the weir. This assumption is usually conservative, especially for very high dams where the reduction of the tipping moment of the upstream hydrodynamic stresses overrides the omission of the destabilising moment arising from any hollows on the downstream face.

Determining the pressures that apply to the structure is an exercise that is hard to achieve using simple conventional calculation methods.

Elements on negative pressure produced on the crests of profiled weirs can be found in [Ven Te Chow, 1959].

The WS77 application [Falvey, 1990] provides a 1D calculation for standard cross-sections of flow on a very steep chute, but for relatively simple geometries and with the aim of checking that there is no cavitation.

Many tests have been carried out on scale models for different weir profiles. The figure below shows the influence of the upstream load and the downstream conditions on the profile of pressure on small, simply designed weirs [SOGREAH, 1967].



Figure 1.5 – Profile of hydrodynamic pressures on a weir (according to [SOGREAH, 1967])

These tests show that the maximum depression on the crest is about equal to H_0 for an upstream load of $1.5H_0$, for this type of weir.

The downstream conditions play a significant role in the stability of small weirs that are fully or partially submerged. in this case, simplifying by ignoring the downstream effects will heavily penalise stability. The resulting pressure force on the downstream face is usually less than the downstream hydrostatic thrust and it must be carefully assessed.

For non-profiled weirs with a fairly thick crest and for flows on the dam's downstream face, there is no simple method (analytical or speculative) of determining the hydrodynamic effects and their stabilising or destabilising effects must be carefully assessed in the initial approach.

Using a hydraulic scale model equipped with pressure sensors was, until recently, one of the rare tools that allowed these values for configurations of ordinary complexity to be quantified. The validation and interpretation of the experimental data taken from the pressure sensors remains a delicate exercise, however, considering the experimental uncertainty linked to the sensors and the existence of dynamic variations. These should be used even more carefully when the flow is complex (stilling pool, hydraulic jumps, changes of direction and 3D effects, etc).

Recent developments in 3D digital simulation software offer engineers powerful new tools. In particular, these tools give access to the characteristic values of flow at any point of the model which is a considerable advantage over physical models. Using them is still fairly complex, however, and particular attention is brought to the need for validation and calibration of these codes, which may require using a physical model.

1.2.2.4. Uplift action Q₂

<u>Notations</u>: $Q_{2:}$ result of uplift action λ : lowering coefficient of uplift diagram

Calculation principle:

The principle of calculation is based on determining the diagram of the uplift affecting the dam body, the dam - foundation interface and the foundations. This diagram fixes the intensity of the uplift action applying to either the horizontal sections in the dam body, the dam - foundation interface, or along the rock joints in the foundations.

There is considerable uncertainty regarding the intensity of the uplift action, mainly linked to the intrinsic properties of the site, the materials and the uplift-reducing devices (stratification of the foundation rock, permeability of the materials, quality of the grout curtain, design of the drainage system, etc.). To take these uncertainties into account, we use fairly safe uplift distribution assumptions that have a considerable influence on the structure's overall sizing and its safety. Conservative and reasonable assumptions are therefore used to calculate uplift intensity. The design assumptions used for uplift must be monitored over the structure's life to check that they are still valid. If these assumptions were no longer checked during operation, other measures would logically be required (checking the safety conditions, cleaning the drains, strengthening the device, etc.).

Generally speaking, it is considered that uplift variations in the foundations and the dam body follow the level of water in the reservoir and the level downstream, with a slight delay. This recommendation generally prevails for all filling situations of the reservoir and even in a rapid, brief flood situation. In these conditions, the intensity of uplift action Q_2 is systematically linked to Q_1 and Q_3 .

There is only one recognized exception to this rule: in an earthquake situation, it can be admitted that the uplift diagram is not affected by the earthquake-linked accelerations considering their rapid and transient nature, whilst hydrodynamic pressure adds to hydrostatic thrust.

Determining the uplift diagram:

• New dams or reinforcing existing dams

The uplift diagram is obtained by considering the materials that make up the foundations and the dam body, as well as any special devices implemented (grout curtain, drainage curtain, upstream facing).

If there is no drainage system in the foundations and the dam body, a linear uplift distribution can be used initially, giving a trapezoidal diagram with the full uplift upstream and uplift equal to the water level downstream.



Figure 1.6 – Uplift action Q_2 at the dam - foundation interface – Trapezoidal diagram

However, certain configurations can give less favourable assumptions on uplift distribution that must be taken into consideration:

- If there is no drainage in the foundation, the real uplift diagram can be more unfavourable than the trapezoidal diagram if the cracks in the rock tend to close at the toe downstream;
- When the dam body has cracks from the upstream face going downstream (for whatever reason, in theory), it is considered that the full uplift enters into the crack. A trapezoidal distribution of the diagram of the downstream extremity of the crack to the downstream face is then used (see **④** below);
- certain situations in the dam body pertain to special cases: downstream face clogged by calcite, repointing of the face too watertight, etc.



Figure 1.7 – Uplift drawdown and distribution for drained dams

Special devices, such as grout curtains in the foundation and drainage curtains in the foundation and dam body, aimed at reducing the uplift diagram, are taken into consideration using lowering coefficient λ and result in a bilinear diagram. By using the notations defined in the figure below, the lowering coefficient λ is defined by the following rate:

$\lambda = (\mathbf{Z}' - \mathbf{Z}) / \mathbf{Z}'$

When the drainage gallery level is very different from the downstream level, the level of the gallery should be taken into account when determining the uplift diagram. Z' and Z are then counted from the drainage outlet level (Z_{drain}), not from the downstream water level ($Z_{downstream}$).



Figure 1.8 – Lowering in the case where the drainage gallery level is higher than the downstream level. It is the dotted line that should be considered.

The lowering coefficient value λ depends directly on the efficiency of the uplift reduction device. Many factors can influence this, in particular:

- the device design and manufacture;
- ➢ its later maintenance and monitoring.

The lowering coefficient λ may vary over time, considering the ageing phenomena that can affect the device: clogging of the drains, loss of grout curtain efficiency, etc. Once again, this should be monitored to check that the uplift reduction device's efficiency is maintained over the structure's lifetime.

Guide values for lowering coefficient λ from different sources are indicated in the following table:

lowering coefficient λ	[Pbar, 1997], [Tbar, 1989]	[Usbr, 1987]	[Usarmy, 1995]
Drainage device in the dam body	$\lambda = 0$ (zero)	$\lambda = 2/3$	$\lambda = 0$ (zero)
Drainage curtain in foundation	$\lambda = \frac{1}{2}$	$\lambda = 2/3$	λ between ¹ / ₄ et ¹ / ₂ and maximum $λ = {}^{2}/_{3}$
Grout curtain in foundation	$\lambda = 1/3$	$\lambda = 0$	$\lambda = 0$

Table 1.5 – Guide values for the lowering coefficient from published documents

These guide values corroborate the [Ruggeri98] summary which has highlighted the following results using an analysis of monitoring data from many existing structures:

- grout curtains can efficiently reduce uplift, but if there is no monitoring system to efficiently assess the device's efficiency, it is recommended that this not be taken into consideration;
- drainage systems constitute the most efficient and reliable uplift reduction devices (if they can be checked and, if necessary, maintained).

To sum up, and generally speaking, it is recommended that the lowering coefficients summarized in the table below be adopted (except in special foundation cases):

Device	Recommended lowering coefficient λ	
in the foundation		

Foundation without drainage curtain (with or without grout curtain)	$\lambda = 0$	
drainage curtain in the foundation	$\lambda = \frac{1}{2}$ to $\frac{2}{3}$	
drainage curtain in the foundation, with a dip or $\lambda = \frac{1}{2}$ or less unfavourable geology		
in the dam boo	ly	
Dam body without drainage	$\lambda = 0$	
Drainage device in the body of a dam in $\lambda = \frac{1}{2} a \frac{2}{3}$ homogeneous materials		
Upstream membrane with drainage device on		
the underside	$\lambda = 1$	
Maurice LEVY facing		
Upstream CVC facing with drainage	$\lambda = 2/3$	
Upstream CVC facing without drainage $\lambda = 0$		

Table 1.6 – Recommended lowering coefficient (NB: it must be checked that the lowering used is compatible with the level of the drain outlets).

Checking existing dams

The uplift diagram is obtained like before, using the available monitoring data, after checking its representativity and after a detailed analysis of the measurements (HST statistical analysis, for example, to highlight the factors that explain the measurements, particularly the link between the uplift diagram and the reservoir level).

• Overflow or gated dam with formation of a hydraulic jump downstream

Except for special drainage outlet devices⁵ (to be justified, including justification of their durability), the uplift diagram is obtained by taking the combined height downstream from the hydraulic jump as the downstream water height.

Drained and cracked gravity dam

In the case of a gravity dam equipped with special uplift reduction devices and when the dam body has cracks (for any reason, in theory), the following assumptions are recommended:

- if the crack does not go past the drainage curtain, the full uplift is considered in the cracked upstream part, then lowered to correspond to lowering coefficient λ perpendicular to the drainage device and finally a linear division as far as the downstream hydrostatic level;
- if the crack goes past the drainage curtain, the full uplift is considered in the cracked part, then a linear division as far as the downstream hydrostatic level. This conservative assumption may differ slightly if it is shown that the drainage is efficient enough to reduce the uplift despite the cracking.

⁵ As such, hydraulic jump basins are such that they allow drain outlets at a lower level downstream to that of the hydraulic jump.



Figure 1.9 - Diagram of uplift in the body of a drained, cracked dam Left: the crack does not go past the drainage curtain - Right: the crack goes past the drainage curtain

1.2.2.5. Action of ice Q₄

Contrary to what one might think intuitively, the action of ice on dams is not linked to the physical phenomenon of a change of state (increase in volume on changing from liquid – solid). The action is essentially thermal and corresponds to the phenomenon of thermal expansion of the ice that happens mainly during periods of thaw during a cold winter.

In previous practices (2006 CFBR recommendations), this action was only cited for reference and applicable for a few (high) altitude reservoirs.

This version of the recommendations significantly amends this position. The action of ice does not only concern dams at high altitude, but can also potentially impact dams located at medium altitude or in a lowland zone, some of which have had significant periods of winter glaciation over the last decades. This action will have more impact on dams in lowland areas or at medium altitude.

Simplified quantitative approaches to determine the thickness of ice are given in the recommendations [Rosa, 2000]. These require a sample of daily temperature data for a sufficiently long and representative period.

When there is no more detailed information, the following provisions can be used as a guide:

- The action of ice is represented by an equivalent horizontal pressure of 150 kN/m² intensity in a metropolitan continental zone (inland waters as opposed to coastal areas). This pressure is exercised over the whole supposed thickness of the ice;
- Unless there is any proof to the contrary, the minimum recommended thickness of the ice is 0.30 m. For reservoirs at altitude, this thickness is likely to be significantly greater (maximum values of 60 - 80 cm).

Finally, one must be aware that the structure's capacity to deform reduces the ice's thrust. In this case, a calculation with finite elements may be less unfavourable than the simplified "rigid" model proposed in the rest of this document.

1.2.3. Seismic action

The general justification procedure for hydraulic structures regarding seismic hazard is described in detail in the document:

MEDDTL, 2010. Seismic hazard and safety in hydraulic structures, November 2010, 279p.

This document provides the elements for determining seismic stresses (chapter 7.2). It describes the calculation methods for analysing structure behaviour during an earthquake (chapters 6.1 and 7.3 for rigid structures) and specifies the safety criteria to be adopted (chapter 7.3.8 for rigid structures).

We take another look at the main elements below since the safety criteria are repeated further on, in chapter 3.

1.2.3.1. Determining seismic stress

Horizontal seismic action is described by two supposedly independent orthogonal components and represented by the same response spectrum. The vertical component of seismic action is described by a different response spectrum. The complete definition of the seismic action calculation actually requires knowing the following parameters:

- the maximum horizontal and vertical acceleration on a rocky reference site;
- the class of the structure;
- the foundation's soil type;
- the shape of the elastic response spectrum, horizontal and vertical, which depends on the nature of the foundation terrain.

Chronological representations of the seismic movement (accelerograms) can also be used.

Two approaches are suggested to assess the safe shutdown earthquake (SSE):

- the global approach, based on national zoning (and the only one detailed below);
- the specific approach, that can be deterministic or probabilistic (see §7.2.3 of [MEDDTL, 2010]).

Global approach ("SSE" type earthquake)

France's earthquake zonage map (decree of October 22nd, 2010) divides French territory into five zones that correspond to zones of increasing seismicity: very low (zone 1), low (zone 2), moderate (zone 3), average (zone 4) and high (zone 5). Zone 5 relates to the Antillies.

Maximum acceleration values a_g given below for the horizontal and vertical components of the seismic action are used to calculate seismic action for dams:

Seismic zone	Class D	Class C	Class B	Class A
1	0.4	0.5	0.7	0.9
2	0.7	0.9	1.2	1.5
3	1.1	1.4	1.9	2.4
4	1.6	2.0	2.8	3.5
5	3.0	3.5	4.3	6.6

Table 1.7 - Horizonta	l accelerations for	the SSE (in m/s ²)
-----------------------	---------------------	--------------------------------

Seismic zone	Class D	Class C	Class B	Class A
1	0.3	0.4	0.6	0.7
2	0.5	0.7	1.0	1.2
3	0.9	1.1	1.5	1.9
4	1.3	1.6	2.2	3.2
5	2.7	3.1	3.9	6,0

Table 1.8 - Vertical accelerations for the SSE (in m/s^2)

<u>N.B</u>: the values of a_g given in the tables above correspond to maximum accelerations on a rocky site modulated according to the structure's size rating; in the context of the Eurocodes, they are equivalent to the product of a size coefficient γ_I and the reference acceleration in the rock of the zone under consideration.

The nature of the foundation soil is taken into account using a multiplicative coefficient S and a specific spectral shape defined by the data of the values for the check periods (see table 7-3 of [MEDDTL, 2010]). The soil type is defined by referring to standard NF EN 1998-1. For a gravity dam built on good quality rock, the soil is class A and coefficient S equals 1.

OBE type earthquake

For gravity dams, according to the work group's recommendations [MEDDTL, 2010], this earthquake is only to be envisaged in zone 5 (Antilles). The horizontal and vertical acceleration values to be used are therefore the following:

- horizontal acceleration: 2.3 m/s²
- vertical acceleration: 2 m/s²

These accelerations are values for the rock, to which corrective coefficients should be applied for the horizontal acceleration when the foundation is not good quality rock.

For certains structures that are more particularly sensitive to earthquakes, such as barragetype dams (because of their large superstructures and gates), the OBE earthquake can also be considered for dams in zones 3 and 4.

1.2.3.2. Calculation models

For a concrete dam on a rocky foundation that shows no major structural weaknesses like large cracks in the structure, open joints in the concrete or badly oriented discontinuities in the foundation, the structure's earthquake stability can be considered to be guaranteed, on the basis of past experience, if the following conditions are all satisfied:

- the dam was built to the highest standards (quality of concrete and construction and expansion joints);
- the dam's behaviour is satisfactory;
- the maximum horizontal acceleration at the rock of the safe shutdown earthquake (SSE) is under or equal to 1.2 m/s² (0.12 g);
- under NWL static stresses (mainly self weight and hydrostatic thrust), the effective stress stays within the field of compression for gravity dams.

If these conditions are not met, studies are required to demonstrate the structure's dynamic stability. In this case, the following progressive approaches are recommended:

- Phase 1: pseudo-static methods pseudo-dynamic methods;
- Phase 2: dynamic methods linear modelling (temporal analysis);
- Phase 3: Newmark-type post-elastic analysis and/or kinetic blocks;
- Phase 4: non-linear analysis.

Only the pseudo-static method is described here. For the other methods, see [MEDDTL, 2010].

The following table gives a summary of the recommendations of scalable studies for gravity dams.

Earthquake zone	Class D	Class C	Class B	Class A
1	α	α	α	β

2	α	α	β	β
3	α	β	β	γ
4	β	β	β	γ
5	β	β	γ	γ

Table 1.9 - Recommendations for scalable studies - gravity dams

 α : checking compliance with civil engineering regulations

β: minimum phase 1 studies defined above

 γ : minimum phase 1 & 2 studies defined above

1.2.3.3. Pseudo-static method

In the framework of a simplified calculation, the pseudo-static approach is used: the dynamic load is represented by applying the static forces judged to be equivalent to the maximum dynamic stresses borne by the structure. The inertia force is that of a rigid mass subjected to maximum acceleration at ground level.

The different components of the inertia force can be expressed as follows:

 $F = k V \gamma_b$ with $k = \alpha a_g / g$ where

- k is the adimensional pseudo-static coefficient;
- > α is the adimensional seismic coefficient very often taken as equal to 2/3 for the horizontal component and 0.20 for the vertical component;
- a_g is the peak ground acceleration (P.G.A.);
- V is the volume of the rigid body (m³);
- > $\gamma_{\rm b}$ is the material's unit weight (kN/m³).

The hydrodynamic forces applying to a dam's upstream face and adding to the hydrostatic force is traditionally calculated using the Westergaard method which assessed the distribution of pressure p(y) on a wall subject to a periodic movement and established a simplified formula for cases where the compressibility of the water can be ignored:

$$p(y) = 7/8 k \gamma_w (h y)^{0.5}$$

with:

- k the pseudo-static coefficient defined above;

- γ_w the water's unit weight;
- h the reservoir's depth;
- y the considered depth.

The total force applied to a unit-wide section is therefore equal to:

$$F = \frac{7}{12} k \gamma_w h^2$$

It applies to a point located at 2/5 of the height from the bottom.



Figure 1.10 – Westergaard's pressure

For dams with a sloping upstream face, Zanghar's formula is also used.

The ratio of hydrodynamic forces expressed in Westergaard's formula and inertia forces is 0.5 to 0.6 for a gravity dam with a total of 0.8.

Westergaard's formula can be used to calculate the hydrodynamic underpressure on a partially submerged downstream face.

1.2.4. Other special actions

1.2.4.1. Operating loads

Notations:

G_{4:} weight of the fixed equipment (in ml) G₅: variable operating loads (in ml)

These loads only need to be considered if they are of a significant intensity in relation to the dam's self weight. They must then be taken into account for the limit states where the self weight is an unfavourable action. The weight of the fixed equipment is, of course, a permanent action.

1.3. Combinations of actions

Combinations of actions group the more or less safe representative values of the actions above and are used to check the limit states in the different design situations, according to the safety level required.

For each of the four categories of situations examined in chapter 1.1 (normal, transient or rare, accidental, flood), we combine actions to correspond to the stresses that the structure could be subjected to during the situation.

In this part, only a few action combinations are presented, being the ones most generally used for the justification of gravity dam stability. It is the designer's responsibility to define the

other combinations of actions resulting from other design situations he has had to consider for the dam under study.

These combinations of actions are grouped into three categories which will then make it possible to define the set of partial coefficients associated with them:

- Quasi-permanent combinations;
- Rare combinations;
- Extreme combinations.

1.3.1. Notations

The notations used for the representative values for the main actions are listed in table 1.10. Other actions are to be considered if necessary.

Type of actions	Notation	Definition
permanent	G _{0k} *	characteristic value of the dam's self weight
	G _{1k}	characteristic value of sediment pressure
actions	G _{2k} *	characteristic value of downstream shoulder action
	G _{3k}	characteristic value of pre-stressed anchor action
	G _{4k}	characteristic value of operation load action
	Q _{1qp}	intensity of hydrostatic thrust upstream for NWL
variable	Q _{1-rare}	intensity of hydrostatic thrust upstream for MWL
of the water	Q _{2qp}	intensity of uplift action for NWL
	Q _{2-rare}	intensity of uplift action for MWL
	Q _{2-empty}	intensity of uplift action for empty reservoir
	reservoir	
	Q _{3qp}	intensity of hydrostatic thrust downstream for NWL
	Q _{3-rare}	intensity of hydrostatic thrust downstream for MWL
	Q ₄	intensity of action of ice
	A _{Q1}	intensity of hydrostatic thrust upstream for extreme hydrostatic situation
a a side stal a s	A _{Q2}	intensity of uplift action for extreme hydrostatic situation
extreme		
actions	A _{Q3}	intensity of hydrostatic thrust downstream for extreme hydrostatic situation
	ASMP	effect of SSE seism action
	A _{OBE}	effect of OBE earthquake

* two characteristic values may need to be used: a higher value (G_{k0-sup} and G_{k2-sup}) and a lower value (G_{k0-inf} . and G_{k2-inf}) according to the limit state or the design situation.

Table 1.10 - Notations used for the representative values of the main actions

1.3.2. Quasi-permanent combination

The quasi-permanent combination refers to the stresses that the dam is subject to in a long-term operation situation for the NWL representative level. It takes into account:

- the characteristic values of the permanent actions: self weight and any operation loads, sediment pressure, action of the downstream shoulder and action of the prestressed anchors;
- the quasi-permanent values of the actions of the water, noted **Q**_{qp}, obtained for the normal operation level (NWL).

Quasi-permanent combination: $\{G_{0k} + G_{1k} + G_{2k} + G_{3k} + G_{4k} + Q_{1qp} + Q_{2qp} + Q_{3qp}\}$

1.3.3. Rare combinations

1.3.3.1. Combination of actions for the reservoir when empty

The combination of actions for the reservoir when empty takes into account:

- the characteristic values of the permanent actions: self weight and any operation loads, sediment pressure, the action of the downstream shoulder and the action of the pre-stressed anchors;
- the intensity of the uplift action obtained for the empty reservoir: Q_{2-reservoir_empty}

Combination for the empty reservoir: $\{G_{0k} + G_{1k} + G_{2k} + G_{3k} + G_{4k} + Q_{2-reservoir_empty}\}$

This combination is considered in the context of justifying the load-bearing capacity of the ground for dams built on foundations of poor mechanical quality.

1.3.3.2. Combination of actions for MWL

The combination of actions for MWL takes into account:

- the characteristic values of the permanent actions: self weight and any operation loads, sediment pressure, the action of the downstream shoulder and the action of the pre-stressed anchors;
- the intensities of the actions of the water obtained for MWL: $Q_{1\text{-rare}},\;Q_{2\text{-rare}}$ and $Q_{3\text{-rare}}$

Combination for MWL: $\{G_{0k} + G_{1k} + G_{2k} + G_{3k} + G_{4k} + Q_{1-rare} + Q_{2-rare} + Q_{3-rare}\}$

1.3.3.3. Combination of actions for the action of ice

The combination of actions for the action of ice takes into account:

- the characteristic values of the permanent actions: self weight and any operation loads, sediment pressure, the action of the downstream shoulder and the action of the pre-stressed anchors;
- the quasi-permanent values of the actions of the water, noted Q_{qp}, obtained for a reservoir level to be appreciated according to operating conditions (fluctuations, winter filling, etc.);
- the intensities of the action of the ice **Q**₄

Combination for ice: $\{G_{0k} + G_{1k} + G_{2k} + G_{3k} + G_{4k} + Q_{1qp} + Q_{2qp} + Q_{3qp} + Q_4\}$

1.3.3.4. Combination of actions for the OBE

The combination of actions for the OBE takes into account:

- the characteristic values of the permanent actions: self weight and any operation loads, sediment pressure, the action of the downstream shoulder and the action of the pre-stressed anchors;
- the quasi-permanent values of the actions of the water obtained for the normal operating level (NWL);
- the effect of the operating basis earthquake, noted ASBE.

Rare combination for OBE: ${G_{0k}+G_{1k}+G_{2k}+G_{3k}+G_{4k}+A_{SBE}+Q_{1qp}+Q_{2qp}+Q_{3qp}}$

1.3.4. Extreme combinations

1.3.4.1. Accidental SSE Combination

The combination of accidental SSE actions take into account:

- the characteristic values of the permanent actions: self weight and any operation loads, sediment pressure, the action of the downstream shoulder and the prestressed anchors;
- the quasi-permanent values of the actions of the water obtained for the normal operating level (NWL);
- the effect of the action of the SSE design earthquake, noted **A**_{SMP}.

Accidental SSE combination: {G_{0k}+G_{1k}+G_{2k}+G_{3k}+ G_{4k}+A_{SMP}+Q_{1qp}+Q_{2qp}+Q_{3qp}}

1.3.4.2. Extreme flood combination

The extreme flood combination takes into account:

- the characteristic values of the permanent actions: self weight and any operation loads, sediment pressure, the action of the downstream shoulder and the prestressed anchors;
- the intensities of the actions of the water obtained for the extreme hydrostatic situation: A_{Q1} , A_{Q2} et A_{Q3} .

Extreme flood combination: $\{G_{0k} + G_{1k} + G_{2k} + G_{3k} + G_{4k} + A_{Q1} + A_{Q2} + A_{Q3}\}$

1.3.5. Rare or extreme combinations corresponding to particular failures of elements of the dam

The combinations of actions relative to these situations are to be defined on a case-by-case basis.

2. Data relative to the strength of the materials in the foundation and the dam body

This section examines the different parameters linked to the strength of the foundation, the dam/foundation interface and the materials in the dam body. It fixes the notations used and indicates the experimental and calculation methodologies used to obtain them.

The mechanical properties of the materials that intervene in the justification of gravity dams are:

- deformability of the rocky shoulder and the dam body;
- strength of the rocky shoulder and the dam body;
- shear strength resistance of the discontinuities.

These parameters are physically inseparable. This section examines successively the materials in:

- the foundation;
- the dam foundation interface;
- the dam body.

We look at the peak values of the strengths. In certain special cases (cracked dam or foundation, post-earthquake calculation), the residual values may have to be considered.

2.1. Characteristic values

2.1.1. General principles of determination

The principles for determining the characteristic value of a mechanical parameter (notation based on index k: R_k) are similar to those in Eurocode 7.

The most significant of these principles are listed below:

- 1. The choice of the characteristic values of the parameters must be based on the values measured and those derived from on-site and laboratory tests completed by what has been learnt from experience.
- 2. The characteristic value of a mechanical parameter must be a conservative estimate of the value which influences the occurrence of the limit state.
- 3. The choice of the characteristic values of mechanical parameters must take the following points into account:
 - the existence of any prior information, [...] such as data from earlier projects;
 - the variability of the properties' measured values [...];
 - the volume of on-site and laboratory investigations;
 - the type and number of samples;
 - the dimensions of the zone of terrain that governs the behaviour of the structure for the limit state considered;
 - the capacity of the structure to transfer loads from the weaker zones to the more resistant zones of the terrain.
- 4. The zone of the terrain that governs the structure's behaviour at an ultimate limit state is generally much larger than a laboratory test tube or the zone affected by an on-site test. Consequently, the value that governs the limit state is often the average of a range of values covering a large surface or a large volume of terrain. It is recommended that the characteristic value be a conservative estimate of this average value.

5. If statistical methods are used, the characteristic value should be determined so that the probability calculated of a more unfavourable value that governs the occurrence of the limit state studies does not exceed 5%.

N.B: from this point of view, a conservative estimate of the average value consists of choosing the average value of a limited set of values of the geotechnical parameter with a level of confidence of 95%; in relation to a local failure, a conservative estimate of the lowest value is a 5% fractile.

6. When we use standard tables of characteristic values linked to site investigation parameters, a very conservative estimate must be chosen as characteristic value.

The mechanical properties introduced into the stability calculations must take into consideration the uncertainties that are even more important when only a limited number of tests has been carried out. A contrario, it is possible to reduce the uncertainties if the coherence between the mechanical properties has been checked and proved satisfactory.

The test results can be assessed using statistical methods when the statistical data comes from sufficiently similar identified populations and a sufficient number of observations is available. For that, the spatial variability of the parameters, the dispersion of the test data and the statistical uncertainty associated with the number of tests should be taken into account.

2.1.2. Application to gravity dams

In the field of hydro structures, statistics cannot always be used. If necessary, the conservative estimate should be judged by an expert, using available test results or guide values from literature and the characteristic value therefore corresponds to an expert conservative estimate of the value of the material's strength which causes the appearance of the limit states.

What is more, the area of the dam body that governs the structure's behaviour as regards a considered limit state is, except in a few cases, much larger than that which is used in a laboratory test or on site. Consequently, the value of the property that controls the structure's behaviour is not the isolated value measured locally, but an average value on a certain surface or a certain volume of terrain (or dam). The characteristic value corresponds to a conservative estimate of this average value. It cannot be the result of a single statistical calculation and must be judged by an expert, as can be seen in the examples below.

Example 1: strength of RCC or classic concrete dam body.

The strength is governed by the mechanical parameters along the joints. It is not a local value nor the average value obtained on all the joints that is important, but the average value of the property along the least well-made joint. The characteristic value therefore corresponds to a conservative estimate of the average value of the property along this joint. If measurements are available, the statistical calculation must be made carefully to find and then qualify the weakest construction joint.

Example 2: foundation strength when it is more or less homogeneous.

The strength is not governed by local weaknesses, because of the monolithic nature of the dam plots. Therefore, the characteristic value does not correspond to the 95% fractile of isolated strengths (which would be too pessimistic). It is more a conservative estimate of the average strength property. The estimate is sometimes partly the result of using statistics (for the properties of the rock measured in the lab or noted from core samples); it is necessarily supplemented by an expert judgement.

Example 3: foundation strength when it is not homogeneous.

There are multiple configurations and each requires an adapted response:

- presence of joints, discontinuities or weaker subhorizontal banks: a calculation is made along these zones of weaknesses; the characteristic value is therefore a conservative estimate of the average strength along the zone of weakness,

- alternating subvertical banks that are more or less hard (marl and limestone, for example): in certains cases, the characteristic value of the foundation's strength may be a weighted average of the characteristic value of the marl and limestone, using the peak values for the marl (less steep) and the residual values for the limestone (steeper, so it can be sheared).

2.2. Data relative to the strength of the foundation materials

This section examines the different parameters linked to the dam foundation materials' mechanical behaviour (deformability and strength). It sets the notations used and looks at the characterisation of these parameters (experimental and empirical methodologies) and the taking into account of characteristic values.

The procedure adopted for formalising the data relating to the strength of foundation materials for the justification of a gravity dam can be summarised as follows:

- establishing a geological model of the foundation (§ 2.2.1);
- establishing a mechanical model of the foundation (§ 2.2.2).

There are some concrete structures, often quite low, built on loose foundation soil. Since this is not generally the case, we refer you to the recommendations for rockfill structures which deal with these foundations that pertain to soil mechanics.

The study focuses on the foundation materials but can be enlarged to include the reservoir basin when this can indirectly pose serious problems for the structure's stability (slope collapse, basin - site communication through networks of upstream-downstream breaks that indirectly play a harmful role for the uplift under the dam).

2.2.1. Geological model of the foundation

The geological model encompasses the hydrogeological model and the geometrical model of the foundation.

2.2.1.1. Principles

The recommendations below concern the main points that need to be examined during geological studies concerning gravity dams on a rocky foundation. The aim of the geological model is to provide the information required to assess the foundation quality of the planned structure: its watertightness, its strength and the risks of differential settlement and internal erosion in the rock.

Geological history

Any geological analysis must firstly consider in what conditions and when the different formations that support the planned or built structure were put in place. According to the age (recent or very old) and the environment (marine, alluvial, volcanic, magmatic, etc.), the materials' evolution is different (degree of alteration, cracking, breaking, deformation). This work is usually carried out using documents.

Description of the formations

The most important point is perfect knowledge of the terrain's lithological nature, carefully distinguishing the covering terrain from the underlying rocky substratum. It must be remembered that the substratum can belong to different types of rock (sedimentary, volcanic, plutonic, metamorphic) whose mechanical characteristics can vary considerably. The structure, isotropic or anisotropic, plays a major role in their behaviour as foundation terrain. Mineralogy, petrography and structural arrangements are therefore the basis of the diagnosis, using the standard terms (standard NF 14 689-1 for example) and avoiding any local appellations that could lead to confusion.

Determining the heterogeneities

All the variations in the nature and structure of the foundation materials: alteration in a hydrolysing climate; hydrothermal alteration; inliers; layers of different types and behaviour; fracturing on any scale; folds; decollement; holes (karsts, rifting cracks because of holes in the slope, backfilling after installation, etc.), are specified and explained. The geomorphology is taken into account in order to analyse certain shapes of the relief. All of this information must allow the homogeneous zones and the heterogeneities to be fixed and result in a geological model of the site concerned.

It must be noted that all of the heterogeneities must be studied carefully because they can lead to special mechanical behaviour (cracks lubricated by clay, compression and distension cracks according to the regional tectonic stress).

2.2.1.2. Procedure for obtaining a geological model

A geological model is, at the least, an image of the terrain in two or three dimensions, showing how the different geological objects are arranged in relation to each other.

Documentary investigation

Searching for all the data about the site is the essential first step, from the general information (regional studies) to the more detailed information (specific study reports on the design zone). Remember that certain sites may have been the subject of possibly forgotten earlier studies that are complete to one extent or another. For old structures, the priority is to find the design documents and as-built drawings.

Field work

By way of introduction, we will say that the geologist's role is to read and understand the landscape. There is often a regional aid (the 1/50000 geological map in France) that forms the basis of this task.

When there are no regional geological documents available, a photo-interpretation study makes it possible to put things in place and have an overall view, even when there are few outcrops, in which case geomorphology is very helpful.

The study leads to a geological examination of the site and mapping on an appropriate scale (1/5000 or 1/500 according to the precision desired). The overburden that is often missing from general maps must be clearly marked as significant amounts of stripping may be required to reach an acceptable foundation.

Then, on the detailed map, a maximum of geological elements must be shown so that the structure can be adapted to the site and the best building arrangements chosen: alteration zones, soluble zones (gypse), tectonised and deformed zones, fractured zones with precise geometry of all the types of rock discontinuities on all scales – microstructures to megastructures – that can lead to instability of the slopes and the foundations or act as passages for leaking reservoir water. It should be specified if the breaks are open or closed, continuous or not, and the nature of their filling (watertight or permeable). Any flexible deformations (folds, micro-folds, elongations) which are the first signs of breaking phases (or which correspond to different structural levels) must also be shown.

For a gravity dam, a structural analysis of the rock mass is essential. The direction of the cracks relative to the structure's axis and the slope excavations must be noted. The fracturing must be shown on (Wulff type) canvas. For each group identified in this way, the typical spacing, filling and extension is shown. It is during this analysis that the planes that may be unfavourable either for the structure's stability or for the excavations are identified (for example, block sliding in the case of anisotropic or stratified rock).

The tectonic stresses that have affected the rock in the past (compression, rift or shearing zones) are defined when the seismotectonic study is carried out.

It is also during this phase that all the hydrogeology data is noted (sources, seepage, permeable levels, karstic channels, watertight levels, drainage fault that would connect the zones upstream and downstream of the structure, for example) as well as all the elements that can give an idea of the possible instability of the slopes (trees, unevenness, shape of the relief, humid zones, etc.).

To conclude, the terrain map must be a document that is complete, precise and comprehensible for the designers; it is the fullest possible inventory.

We would draw attention to the fact that these preparatory works for the development of a geological model are more and more neglected and there is a tendency today to make summary extrapolations using the existing geological documents. BRGM's 1/50000° maps are too often enlarged and must not ever be used as design documents for the foundations of a gravity structure because the elements that cause alterations (mediocre quality rock, for example) are never shown on them.

It is also during this detailed geological mapping that the most favourable zones appear (topographically and geologically) for the implantation and the choice of the annex structures. Indeed, in the case of sedimentary or metamorphic terrain in particular, and according to the direction of the horizontal planes of the rock and their pitch, a spillway or a gallery can pose problems of stability according to their orientation relative to the orientation of the foliation layers or planes (orientation of the horizontal of the rock planes and the plunge angle under the horizontal).

Investigation work

In no circumstances can there be standards here because the geological conditions of the sites are much too changeable and different according to the nature of things.

Investigation work is defined to answer specific questions after the surface study and point out the remaining unknown factors. The type of work must be chosen according to the geological context and the methods must be adapted to it.

Trenches and pits

Investigation trenches (or pits) must be dug with a hydraulic shovel straight away when there are few outcrops. They often make it possible to position the surface cover/substratum contact and rapidly get a good idea of how much needs to be stripped, if the loose cover is not too thick (5 - 6 m at the most).

Geophysical investigations

Seismic refraction gives information about the overall quality of the "rock", which is very difficult to appreciate visually, by showing, through the range of speeds observed, the magnitude of the alteration / decompression of the rock in relation to healthy rock. Seismic refraction shows the degree of fracturing of a rocky mass. It is often used for concrete dams and makes it possible to have a good idea of the foundation level. Speeds of about 3000 m/s generally seem to correspond to rock of an acceptable quality for building a concrete gravity dam. Geophysical investigations are usually carried out before the surveys and sometimes show suspect zones that need to be checked in the surveys ("waste of time" zones for example).

Other methods can be useful in helping to build a geological model, particularly electrical methods which are not discussed in this document.

Core drilling

Core drilling (with a preference for core samples, supplemented by destructive drilling with recording of the drilling parameters), oriented according to the geometry of the layers or the breaks, that gives information on the quality of the material at depth, is essential for

calibrating the geophysics and reveals the detailed structure of the rock. Traces of oxidation are one of the best signs of the decompression of isotropic rocks and, in favourable cases, can be correlated with the seismic speeds. The RQD analysis (definition in § 2.2.2.2) should also be taken into account, particularly for isotropic rocks.

A practice that is used more and more frequently consists of making an image of the borehole wall and processing the statistics of the discontinuities found there.

Of course drilling is useful for hydraulic tests (Lugeon in a rocky environment) which help to define the different zones of permeability and then the geometry of a sealing component adapted to the project. There have to be enough of them for the results to have a statistical value. In a permeable rocky formation, the pumping test remains the most precise test for quantifying the permeability of a dubious zone in isotropic rock (it is still very difficult to interpret in discontinuous terrain because the standard hypotheses– perfect pit etc – are not usually checked). On the other hand, a few systematic tests are not enough to give a real understanding of the permeability and plan the future sealing of a heterogeneous anisotropic environment (molasse, for example, where the cementing of the grains varies considerably from one point to another, going from sand to cemented sandstone) and different types of tests may have to be combined on the same formation.

Drilling is specifically used to measure and monitor the level of the water table.

As regards testing materials and on-site tests, we come back to pure geotechnical and mechanical studies.

2.2.1.3. Creating a geological model of the foundation

Based on what has been seen above, the geologist has the elements he needs to prepare the geological model of the site. It is made up of interpretative geological sections showing the nature and structure of the formations next to the structure in raised form, as well as their permeability.

Essentially, three main types of representations are found:

- Lithological and structural sections (geological model);
- Sections showing the terrain's permeabilities and hydraulic behaviour (hydrogeological model)
- diagram blocks (3D) and structural analysis canvas.

In the case of existing structures, the dam must be shown so that the foundation level and any treatment of the built foundation can be visualised.

Lithological and structural sections

These must be made without any distortion of the vertical and horizontal scales, so that they can be used correctly. They can be transversal and longitudinal relative to the axis of the valley.

They must show:

- the thickness of the superficial formations (alluvia, scree, colluvia);
- the thickness of the altered and /or cracked rock (quite visible on the core samples);
- the thickness of the decompressed rock. The marks of oxidation, already mentioned above, are still the best indication of mechanical decompression of rocks at depth, information that is frequently ignored. In the most favourable cases, they mesh perfectly with a range of seismic speed, giving very good mechanical correlations for well marked sections of terrain. It is actually very rare to be able to create a seismic horizon in this way. It will be very important at the start of the excavations;

- the exact position of the healthy, compact substratum for building a structure without risk of compaction;
- the variations in the nature of the rocks, paying particular attention to the compressible and resistant levels or the soluble levels (karst or gypse);
- the extent of the fracturing (structural analysis and analysis of the spacing and the filling of the breaks);
- the structure of the site based on the correlations of the different drillings and the deformation elements from simple to very complex (folds, elongations, thrust, variation in sedimentation on different levels or lenses of mediocre quality in the case of sedimentary rocks, zones of crushed rocks or that contain enclaves of different rocks in the case of magmatic rocks).

For designs for new structures, they must make it possible to define:

- the choice of the best axis and the most appropriate type of gravity structure considering the support's mechanical quality;
- how much topsoil needs to be stripped; the level of stripping will be adapted to the reality of the terrain when the excavation work is started, but the studies must identify the special zones where reinforcement might be needed (problem of stability in stratified sedimentary rock, for example);
- the type, orientation and depth of the reinforcements needed for overall structure stability;
- the zones that must be purged to make the foundation acceptable (differential settlement);
- the choice of where to build the annex or complementary structures that are closely linked to the geometry, but particularly to the geological conditions that may be highly prejudicial in unfavourable cases (abutment block, for example).

For existing structures, they must make it possible to define:

- the position of the main planes of discontinuities relative to the structure;
- the level of alteration of the rock foundation just beneath the contact;
- the piezometric levels and the locations of the permeable zones (any leaks in the foundation noted in the monitoring history over the structure's lifetime).

Sections showing the terrain's permeabilities and hydraulic behaviour

These are carried out just above the structure's sealing device and without any distortion of scale (otherwise they do not give a realistic view of the site).

Remember that permeability in a rocky environment must be expressed in I/m/min in the chosen representative pressure (if possible that used by the future reservoir).

With that, a (or several) summary cross-section(s) of the permeabilities can be produced that link all the drillings (specifying the level of the water table and any seasonal fluctuations, as the drillings have used piezometers).

This section must show:

- the permeability of the rocks under the planned stripping of the topsoil;
- the depth / TN of the terrain that is sealed or considered to be;
- the zones with permeability anomalies;
- the rock's oxidation limit showing water circulation and therefore decompression (partial opening of the cracks).

This summary is completed by analysis elements, such as:

- the behaviour of each test between the rise and fall of pressure on the same pressure bearing (blowout / clogging / equivalent behaviour), based on the analysis of the water absorption curves;
- the total loss of drilling water, explaining the reason for it;
- plug bypasses and their probable causes.
 - The schematic diagrams and structural analysis canvas

The schematic diagrams offer a 3D view of the structure and make it possible to approach problems of blocks and unstable areas (mechanical approach using the rocky corner method), as well as foundation treatment problems (orientation of the grout and drainage curtains). They are advantageously combined with the fracturing analysis canvasses which also facilitate a 3D representation of the structure of the rock.

For new structure projects, this makes it possible to define the following, according to the nature of the terrain:

- the limit from which the permeability is acceptable in a cracked environment (a criterion that must be refined with the designer, usually 1 Lugeon unit (1 l/min/m under 1MPa) for dams > 50 m, or absorption under or equal to 2 l/min/m under 0.5 MPa for dams < 50 m;
- the geometry of the very permeable zones in the foundation compared to the low permeability or watertight zones);
- the geometry of the curtain or the chosen sealing device, to be decided with the designer (it is generally embedded 3 to 5 m into the watertight terrain during the injections but that also depends on the structure's height and the permeability of the so-called watertight level. It is not true in karstic environments, for example) and the width of the curtain (depends directly on the piezometry measured in the banks);
- the zones that have to be particularly watertight (several injection lines, bore holes closer together, inclined boreholes);
- the orientation and incline of the bore holes relative to the overall structure so that they transect a maximum of fracture planes whose orientation does not favour the general watertightness (open upstream downstream planes that drain naturally);
- the geometry and size of the drainage curtain which must take into account the dimensions of the grout curtain. Remember that drainage control (and therefore control of water circulation) is one of the most important elements for the stability of concrete gravity dams which are extremely sensitive to uplift pressure.

It also makes it possible to get an idea of the future monitoring network (piezometers implanted in the critical zones).

For old dams, all the monitoring devices previously placed in the foundation must be adjusted in relation to the geological data supplied, in order to check their efficiency and real role.

2.2.1.4. Geological mapping of the excavation

The dam excavation work take-over procedure includes a geological map of the rock mass within the boundary of the dam on a very precise scale, the special geological elements being shown topographically when the works acceptance plans are drawn up. The mapping, sometimes on the scale of a meter, makes it possible to confirm certain assumptions that are used to establish the geological model or, if they are not confirmed, to adapt the works to the unplanned elements.

2.2.1.5. Geological summary

The geological study applied to gravity dams must make it possible to find a foundation level in an appropriate rock for this type of structure [Couturier, 1987], i.e. rock that does not deform with a structure that ensures its stability. It must also help the designer to plan the treatments that will be needed for the dam abutments (mechanical reinforcement and waterproofing treatment). This work is an essential part of the studies, prior to any other intervention.

The geologist must work on all the phases of the design, paying special attention to the quality, monitoring and interpretation of the investigation work that he has defined, in order to give the designer a geological model (or image) of the site that gets more and more precise and closer to reality as the studies progress. In this way, there is little risk of bad surprises when the excavations start, with consequences that generally add considerably to the final cost of the scheme (incorrect estimate of the cost of stripping the topsoil, in particular). It also limits extra costs caused by oversizing the design because investigations of a bad quality have led to overly pessimistic characteristic values being used.

The geological and hydrogeological site models (mostly 2D cross-sections and the 3D visualisations that are now possible) are a summary of the dissimilar **qualitative and quantitative data**, consisting of correlations that are visual (the changing nature of the terrain), hydraulic (permeability that varies considerably from one point to another) and mechanical (elements grouped under the most homogeneous characteristics possible, although these groups will include all the uncertainties that there will inevitably be). The natural environment remains difficult to quantify, even more so if the nature and arrangement of the geological elements, which is often complex and may have undergone several phases of overlapping deformations over a very long period of time, have not been understood.

These models may develop as the design progresses from the preliminary model made by using the easily accessible data (bibliography, maps of outcrops, archives) to the final model made using data from several years of monitoring the filled structure.

Finally, particular attention is paid to the key points vis-à-vis the geological stability of the gravity structure's foundation:

- the flow, transport and control of the water in the foundation in relation to the whole geological structure. If that has not been perfectly controlled in a timely manner, it may cause serious problems later on (internal erosion of the joints with increased uplift, internal erosion of certain foundations);
- examining the conditions of natural initial stability in the structure's construction zone, as well as the influence of modifying them when the excavation work for the dam starts. This point can be extremely critical during the construction;
- examining the conditions of stability within the foundation via the discontinuities or the layers of low shearing resistance that extend a fairly long way and are unfavourably oriented and come out downstream;
- the existence of terrain that can be compressed and deformed within the structure's boundary with a view to either stripping the topsoil if one can be perfectly sure of hwo far it extends, or keeping it if the appropriate construction provisions are taken;
- the choice and positioning of the annex structures for the dams taking the site's geological reality into account and avoiding cutting through structures which would encourage instability later on or compromise the stability of the whole structure;
- when renovating old structures, what is already built must be recalibrated as far as possible in relation to the site's geological context, particularly if there are no earlier as-built drawings.

Finally, the overall analysis of the site makes it possible to identify zones that each correspond to a similar mechanical model. These "large" units can be shown on a geometric model of the site.

2.2.2. Mechanical model of the foundation

2.2.2.1. Principles

The aim of the mechanical model of the foundation is to define a framework that represents the foundation's strength and deformation properties, in order to assess its behaviour and safety as accurately as possible vis-à-vis the different limit states to be considered.

Making a mechanical model of the foundation requires:

- identifying the materials that make up the foundations;
- identifying the mechanisms involved in order to model the laws of behaviour and the associated limits;
- translating the foundation's mechanical behaviour into characteristic values that will need to be taken into account to calculate the justification.

The mechanical model is established in connection with the geological model that also encompasses the hydrogeological conditions.

The mechanisms involved in stability calculations for a gravity dam concern:

- the rock itself, which may show weaknesses linked to a homogeneous alteration of the rock or cracking and/or intense fracturing in several spatial directions. In practice, the rock examined in the justifications is that situated close to the contact point with the dam body. Generally speaking, altered rock with the lowest mechanical strength is at the surface and the foundation's mechanical quality improves further down. The geological model must make it possible to identify if the case under study is a special case (hydrothermal alteration, sedimentary layers that are weaker lower down, etc);
- **any discontinuities** with low shearing strength present in the rock. Stability justifications may concern discontinuities at the surface just as much as those located in the deeper parts of the foundation.

The rock's strength is rarely the decisive justification parameter, since a foundation's weakness is often characterised by the discontinuities' low shearing strength.

2.2.2.2. Procedure for determining the mechanical model

It is the owner's responsibility to give the designer the means he needs to carry out the tasks described below. To draft a design for a new dam or diagnose and design reinforcement for an existing dam, the designer must work on the foundation with a team that is skilled in geology and rock geotechnics and mechanics.

Determining the characteristic values to justify a structure's stability is the designer's responsibility. To do this, he uses:

- geological and hydrogeological models;
- the geotechnical summary report. This report must present at least a proposal for a mechanical model that is coherent with the geological model and the characteristic values.

This procedure leads the designer to take part in the investigation work and coordinate the participants' actions in the following stages:

- ① defining the dimensions to determine with respect to the particularities of his design;
- ② specifying the best-adapted methods of investigation and measurement;
- ③ interpreting the investigations and measurements.

Finally, the designer approves or modifies the proposed characteristic values, since:

- when the characteristic values are obtained through different methods, one or other of the methods can be more representative,
- the caution required for estimating the characteristic value depends on the design.

New project: investigation of the foundation rock

The methodology for determining the mechanical model of the foundation can be broken down into the following main stages:

Initial data: collecting initial information

- site visit;
- gathering previous data: surveys carried out, expert analysis of the tests available;
- earlier designs;
- geological model of the foundation.

Investigation programme:

- a. Establishing an investigation programme with regard to the unknown or uncertain elements of the geological and design models:
 - extent of the zone to be investigated;
 - characterising the rock massif's specificities with regard to its very nature: singularities in the limestone (karst, etc.);
 - characterising the rock mass: unless otherwise indicated in the geological model, the rock mass examined in the justifications is located close to the contact point with the dam body. The nature of the surveys and tests should be specified (identification, mechanical or hydraulic tests). The mechanical laboratory tests can be carried out on intact samples taken from core samples. On-site mechanical tests can also be used to characterise the materials' mechanical behaviour: load plate jack, dilatometer, rock pressure meter;
 - characterising the discontinuities: taking samples of rock joints through core drilling will make it possible to test shearing on these joints if necessary.

The programme must specify the location of the surveys and samples, the number of tests (terrain cover) and the depth of the investigations (critical zone of the rock mass close to the contact point with the dam body / the critical discontinuities of the rock can lead to deep probings if necessary).

- b. Carrying out tests, drilling and sampling, and presenting the unprocessed results. It is fundamental for the project to start monitoring the survey in order to ensure the quality of the work and adapt the contents in light of the first unprocessed results obtained.
- c. Assessing the representativity of the unprocessed results and their aptitude for being used to determine the characteristic values and selecting the results of validated tests.

The mechanical model:

a. Updating the geological model with particular attention to the discontinuities and their orientation relative to the structure and any filling of the joints;

b. Checking: in the validation process, a critical analysis of the characteristic values is carried out on the basis of:

- comparable experiences,
- an examination of the correlations between tests,
- comparison with the "usual" values (table of target values);

c. Determining the characteristic values selected for the different elements of the model and assessing their variability.

The following special cases are distinguished:

 altered or highly fractured rock materials which can be classed with the unconsolidated formations;

- > the cases of evolving and/or singular rock foundations:
 - soluble rocks: gypse, etc,
 - rocks with a singular geological structure,
 - a geological contact that has an impact on flows and favours resurgent springs, for example,
 - lithological structures with weak planes,
 - concentrations of water circulation (karst,...) leading to singular situations that can harm the structure's performance.

Ultimately, the aim is to appreciate the stress state that will result from the designated structure's presence and to check if these new loads, which can have an impact on the rock's behaviour, remain acceptable.

Summary: proposal of a mechanical model summarizing the values of the different parameters serving to justify (characteristic values) through homogeneous zones. It is recommended that the level of uncertainty of the parameters used should be noted.

Existing structure

In the case of the largest and most technical dams, the methodology for determining the mechanical model of the existing foundation is different from that of a structure under design because it uses all the data acquired during the studies, the construction and the monitoring of the dam, particularly the results of the monitoring measurements.

The principles exposed above are still valid. The characteristic values of an existing structure's strength properties are based on any investigations that were carried out in the design stage and the tests carried out during the works, completed if necessary by new investigations carried out specifically.

For smaller structures, with little or no mechanical data or monitoring measurements available, the situation is similar to that of a design situation. In this case, the survey must be relatively complete and oriented by the condition encountered, the design or the questions that have led to the structure's stability needing to be checked.

2.2.2.3. Description of the rocky massif

The rocks' identification is based on the geological model, the laboratory and on-site tests and the objective visual criteria that are the subject of standard protocols.

The rocky massif is identified by:

- its nature and its intrinsic physical properties (mineralogy and density);
- the fissuration / fracturing density measurement, for which there are several global quantitative indexes, including:
 - the RQD index (Rock Quality Designation), frequently used in rock mechanics but which actually offers very little information on the fracturing density⁶,
 - DI index (discontinuity interval) which, like the RQD, is very sensitive to the direction of the measurement line (or the drilling orientation);
- the combination of parameters that describe the strength of the fractured rock: characterisation of the orientation and spacing of the fracturing, the state of the joints (rugosity, alteration, nature of the filling, etc). The following methods can be quoted as examples:

⁶ A core sample of rock with of fissures regularly spaced at 11 cm (i.e. 9 fractures/m) gives an RQD of 100 %. A core sample with 9 cm spacing, which will be very similar to this (11 fractures/m) gives an RQD of 0 %, without the rock's mechanical properties being significantly different.

- Tunnelling Quality Index [Barton, 1977];
- Rock Mass Rating [Bienawski, 1984];
- Geological Strength Index [Hoek, 2002];
- Description of rock masses [Aftes, 2003].

Their classification in a category recognized by the whole profession and the identification of the associated parameters will make it possible to validate information collected from:

- the known fluctuation ranges of a property for a type of rock;
- general correlations linking mechanical parameters;
- discussions with the geologist who has created the geological model.

2.2.2.4. Mechanical properties of the foundation

There are different types of mechanical properties that need quantifying:

- mechanical strength of a rock mass;
- discontinuities' shearing strength;
- foundation's bearing capacity;
- rock's deformability.

The mechanical and hydraulic aspects must be jointly tackled to justify the sizing of a design.

Mechanical strength of a rock mass

For a given material, on a Mohr diagram (σ, τ) , the intrinsic curve separates the field of admissible stresses from those that cause a failure.

The mechanical strength of a homogeneous rock mass can be calculated using Hoek and Brown's criterion⁷, whose general equation is (in effective stresses):

$$\sigma_I = \sigma_3 + \sigma_{ci} (m_b \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s)^a \tag{1}$$

Where $\sigma_1 =$ major main stress

 $\sigma_3 =$ minor main stress

 σ_{ci} = uniaxial compressive strength of the rock matrix (intact rock)

The coefficients a, m_b and s are characteristic constants of the rock mass; they can, for example, be determined on the basis of the following parameters according to [Hoek, 2002]:

- the *GSI* (Geological Strength Index), which characterises the strength of the rock and its joints;
- coefficient D which reflects the decompression linked to carryover from rock excavation (D=0: intact rock; D=1: rock that has been very disturbed by blasting);
- coefficient *m_i*, which characterises the intact rock matrix's triaxial strength and is deduced

from the relationship: $\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} (m_i \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + 1)^{0.5}$. Simple and triaxial compression

tests carried out in the laboratory make it possible to get back to the value of m_i by setting Hoek-and-Brown's equation as accurately as possible on the envelope curve of Mohr's failure circles.

$$m_b = m_i \, \exp\!\left(\frac{GSI - 100}{28 - 14D}\right)$$

⁷This law must be applied with caution. It can be applied for a rock that has several groups of discontinuities and can be assimilated to an equivalent homogeneous environment.

$$s = exp\left(\frac{GSI - 100}{9 - 3D}\right)$$
$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6}\left(e^{-GSI/15} - e^{-20/3}\right)$$

Using this criterion:

- the rock mass's *unconfined compression strength* is calculated using the relationship:

$$\sigma_c = \sigma_{ci} \cdot (s)^a$$

Note that other relationships were proposed by [Hoek, 2002] to characterise the compression strength of a volume of rock close to the surface more globally (this volume being the one that intervenes in any failure process because of lack of bearing capacity): this "global" rock strength value will integrate the increase in strength with the established confinement into the considered volume of rock;

- uniaxial tensile strength can be estimated using the relationship:

$$\sigma_t = -\frac{s \cdot \sigma_{ci}}{m_b}$$

Shear strength of discontinuities

A same joint can be characterised by several criteria of strength. We can differentiate:

- the maximum strength (or peak strength): this is the highest level of shearing that a joint can bear (τ_{pic}); up to τ_{pic}, the joint's initial morphology is mobilised (indentations / bumps / roughness);
- the residual strength (τ_{res}): the shearing that the joint bears when there has been considerable displacement which may have caused the wall rock to become smooth. Only the intrinsic roughness is mobilised.

The law of plastic behaviour of rock joints can be approached using the following relationship, developed by Barton [hoek, 1997] [Aftes, 2003] (in effective stresses):

$$\tau = \sigma_n \tan(\varphi_b + JRC \log_{10}(\frac{JCS}{\sigma_n}))$$
(2)

where *JRC* is the roughness coefficient

JCS compression strength of the joint wall, in MPa

- φ_{b} the basic friction angle
- σ_n normal stress on the joint, in MPa
- τ limit shear stress, in MPa

JRC is determined by comparing the aspect of the joint with the standard profiles published by Barton [Barton, 1987] [Hoek, 1997]. The value found is valid for joints 10 to 20 cm long. Then the scale effect is taken into account using the relationship:

$$JRC_n = JRC_0 \times \left[\frac{L_n}{L_0}\right]^{-0.02JRC_0}$$
 [Barton, 1982]

In this relationship and the following one, index 0 refers to the dimension of the laboratory test samples (10 to 20 cm) and index n refers to the in situ rock block sizes considered in the stability calculations.

Methods were suggested in 1978 by the ISRM to assess compression strength of the JCS wall [Lsrm, 1978]. For this parameter, the scale effect must also be taken into account:

$$JCS_n = JCS_0 \times \left[\frac{L_n}{L_0}\right]^{-0.03JRC_0}$$
 [Barton, 1982]

The maximum limit of the JCS₀ parameter is the unconfined compression strength of the source rock (noted σ_{ci} earlier) determined in the laboratory on a sample 60 mm in diameter minimum (with a minimum slenderness ratio of 2).

The mechanical test associated with measuring a joint's shear strength is a shearing test directly on the joint, using an intact core sample. Since the shearing strength is not linear with σ_n , the set of stresses applied on site should be carefully identified so as to reproduce these conditions as well as possible in the laboratory.

While the constant normal strength test is usually used, there are other types of test (constant normal stress, constant normal rigidity, etc) that give quite different results (τ/σ_n relationship, dilatancy angle). The test conditions should therefore be specified.

In the case of a dry joint (healthy wall rock and no filling in the crack), the friction angle φ_b is theoretically measured by cutting the rock in the healthy part and carrying out a shear test along the cut plane. Nevertheless, the joint is usually altered, either sprinkled with material that has seeped through the discontinuities of the rock. If this filling material is thick enough to be mobilised, it will then be the properties of this material that sets φ_b . The structural analysis must make it possible to identify what is really mobilised.

When calculating the stability of a gravity dam situated on a joint of variable thickness, the normal stresses and the shear stresses are initially concentrated in the most resistant zones, i.e. the zones where the two edges of the joint are in contact. If the surface of these zones is large enough for the strength of the rock to remain considerably higher than the stresses concentrated in it, then the equation (2) can be used. If not, it will be the friction angle of the filling material that must be used.

The justification of the structure's sliding stability on a rock joint considers implicitly that the joint is continuous on the scale of the structure (very persistent) and corresponds to unfavourable kinetics (downstream outlet particularly). This configuration must be coherent with the geological model.

Bearing capacity

The non-plastification of the ground at the downstream toe of the structure must be checked. This check is only necessary if the foundation rock is of mediocre mechanical quality.

There are two cases according to the fracturing of the foundation rock mass:

- Either the foundation rock mass can be considered to be homogeneous and continuous with the structure's scale. That means in particular that no single discontinuity or group of discontinuities has an influence on the failure mechanism. In this case, the check is carried out by applying a homogenised model in reference to the justification methods that apply to soils (comparison of a reference stress and the bearing capacity).
 - For a soft rock, in which rock pressure-meter tests are recommended, Eurocode 7 can be used to determine the bearing capacity using limit pressures, in accordance with information annex E.

- For "hard" rocks where pressure-meter tests are not appropriate, using a Hoek&Bown type failure criterion is possible for very high structures. Using information annex G of Eurocode 7 is also possible for smaller structures.
- 2. Or the rock mass cannot be assimilated to a homogeneous and continuous environment and remains assimilated to a discontinuous environment on one or several planes of discontinuity. In this case, a detailed analysis of the failure kinematics by exceeding the shear resistance on the discontinuities must be carried out. The tridimensional nature of the checks can make them complex and they may require using a numerical simulation.

Deformability of the rock mass

These parameters come from the theory of elasticity, applicable to rock mass. The parameters of deformability are mainly used in finite element calculations. Unless there is a marked heterogeneous situation in the dam foundation, its deformability is not essential for characterising the gravity structure's behaviour.

The two parameters characterising the elastic behaviour are the modulus of elasticity E (also called Young's modulus) and Poisson's ratio v.

<u>Static modulus</u> E_s . This corresponds to the soil's deformability under slow stresses (such as those produced by the reservoir, the dam's weight or the ones applied in a triaxial test, a plate jack test or a drilled dilatometer test).

<u>Dynamic modulus E_d </u>. This corresponds to the soil's deformability under very fast stresses (such as those produced by vibrating machines, earthquakes or those applied during seismic tests).

<u>Shearing modulus G</u>. This translates the material's shearing deformability (relationship between tangential stresses τ and distortion γ). It is linked to E, via the drained Poisson's ratio, through the relationship:

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

<u>The 1st load modulus</u>. The first filling usually corresponds to an irreversible phase of closing the cracks (closing of the natural decompression or after effects of the earthworks). There is therefore a first load deformation modulus, usually much lower than the reversible elastic moduli. This 1st load modulus can be the cause of considerable irreversible deformations. The specific effect of the 1st load is relatively low in the case of gravity dams (in comparison to what is observed in arch dams).

Loading speed influences the response of the material: dynamic stresses (fast), like vibrations, produce different effects from static (or slow) stress. Young's "dynamic" modulus (E_d) is higher than Young's "static" modulus (E_s). By considering the intensity of the deformations in a seismic-type dynamic test (10⁻⁶) and in a plate jack-type static test (10⁻³ to 10⁻⁴), a ratio of E_d/E_s =1.25 can be used initially. This modulus relationship increases with the difference between the deformations created in the dynamic and static conditions. Globally, the bracket of [1; 10] can be used for the ratio [E_d/E_s].

The classic tests used to measure rock deformability are the following:

- in situ seismic tests (cross-hole, down-hole and up-hole boring tests, small earthquake test on the gallery wall) make it possible to measure a dynamic modulus of the rock mass on large volumes of material (therefore particularly advisable);
- in situ mechanical tests make it possible to assess the deformation modulus of the rock mass⁸. In these tests, the mobilised volume is small in relation to the structure's scale;
- laboratory tests make it possible to obtain the static deformation modulus of the rock matrix (E_i) which can be broken down to take the presence of the discontinuities in the rock into account (via the GSI, for example). It should be noted that the reworking of the samples caused by the core drill has a significant effect on the modulus E_i values measured (the impact is greater on the modulus measurement than on the strength measurement).

The empirical relation established by [Hoek, 2002] to link the matrix modulus (E_i) to the modulus of the rock (E_{mr}) which integrates the decompression linked to the after effects of the rock excavation with parameter D is as follows:

$$E_{mr} = E_i(0.02 + \frac{1 - D/2}{1 + e^{((60 + 15D - GSI)/11)}}$$

Moreover, empirical relations make it possible to access deformation moduli without directly measuring them. We can cite, for example, the relationship proposed by [Hoek, 2002] which takes into account the unconfined compression strength of the matrix (σ_{ci}), the state of cracking of the rock (GSI) and the decompression linked to after effects of rock excavation with the parameter D (D=0: intact rock mass; D=1: rock mass very disturbed by blasting):

For
$$\sigma_{ci} \le 100$$
MPa $E_{mr} = (1 - \frac{D}{2}) \sqrt{\frac{\sigma_{ci}}{100} \cdot 10^{((GSI - 10)/40)}}$
For $\sigma_{ci} > 100$ MPa $E_{mr} = (1 - \frac{D}{2}) \cdot 10^{((GSI - 10)/40)}$

These relationships are only valid for a homogenised rock environment. In geological reality (anisotropic rock or stratified rock mass), the modulus may be highly anisotropic.

2.2.2.5. Recommendations and warnings regarding tests and surveys

Generally speaking, it must be ensured that the test conditions are chosen so that the samples' failure stresses cover the range of the characteristic values of the stresses which the designated structures are expected to be subjected to (stresses leading to ELUs or even ELSs) in the rock in place and at the depth corresponding to that of the sample.

What is more, the tests must be carried out down to the depth after which the design's influence becomes negligible.

The samples and their conditioning, the geotechnical tests on site and the laboratory tests require good technical control. Most of the laboratory or on site tests are ruled by a standard.

Identification of the fracturing of the rock

Uncertainty will always exist regarding the fracturing indexes used for the rock (GSI for example).

Indeed, the classical survey techniques (wall imagery and core sampling) are sometimes misleading and always simplistic:

⁸ Load plate jack test in a gallery or drilled dilatometer test,

- misleading, because there is always a mechanical effect from the core drill, without considering the alterations linked to possible transport of the samples: using core samples at the drilling outlet is generally advised;
- misleading, because there is always a subjective effect in imagery analysis [Gasc-Barbier, 2010];
- simplistic, because you have to adapt to the possibilities of the dam's geometry, drilling carried out in a limited space from the perimeter gallery, for example, which severely limits the drilling direction and the power of the boring machines.

Innovative image treatment techniques tend to favour detailed use of the imagery more and more rather than determining the RQD directly (using core samples).

Identification of the discontinuities' morphology

For joints that cannot be seen, the only possible use of drilling is potentially misleading because it only offers a few views of the joint.

Measuring a rock joint's shear strength

The results are different according to the conditions imposed: normal constant stress (representative of the conditions in situ for a joint close to the surface and /or unconfined), normal constant rigidity (representative of the conditions in situ for a deep and/or confined joint).

2.2.2.6. Characteristic values of the *foundation's mechanical* properties

Assessing the characteristic value of a mechanical property of the foundation

The choice of the characteristic values of the mechanical properties adopted in the calculation notes must be justified in a detailed and reasoned way. This choice must be based on three categories of information:

- a series of geological and geotechnical investigations, including a representative number of identification and mechanical tests carried out in accordance with current standards or specific operating methods. We can differentiate:
 - values that come directly from tests,
 - values resulting from calculations made using other measured values. These calculations are either based on appropriate theoretical relationships, or on empirical relationships/correlations established for situations that are special to one degree or another. These values present a higher degree of uncertainty and the assessment conditions of these relationships should be referred to;
- feedback from the rock engineer using similar materials or neighbouring sites. This feedback must be detailed and referenced in the calculation notes;
- knowledge of the documented values of the mechanical parameters for the type of materials. The bibliographical references used in the calculation notes must be listed.

The heterogeneity of the geological and geotechnical formations is appreciated on two scales of observation:

- the heterogeneity "on the formation scale" is modelled by the definition of a succession of layers considered to be homogeneous, inside which the values of the different properties could be used with the possibility of combining them with a law of variation according to the depth;
- the heterogeneity "on the sample scale" where the variations of the properties are taken into account in the assessment of the properties themselves (anisotropic, etc.).

If there is a lot of data available on a homogeneous foundation zone governing the studied limit state, it is possible, if need be, to implement statistical methods to determine the characteristic values.

The use of sensitivity calculations focusing on the key parameters is recommended. This is particularly true for the parameters that are hard to access, like the foundation's shear strength. This procedure highlights the dominant parameters and takes threshold effects into account. The sensitivity studies carried out must be listed in the stability calculations notes.

If several successive investigation surveys are carried out, the proposals of characteristic values of the parameters may develop as knowledge becomes more detailed.

Data variability

We can distinguish several sources of uncertainty that affect the foundation's mechanical data and can lead to a certain dispersion of the values:

- uncertainties linked to the actual nature of the natural materials:
 - spatial variability: heterogeneous formations,
 - temporal variability: mechanical characteristic that vary over time;
- uncertainties linked to the parameter determination procedure itself:
 - representativity of the sample with respect to the formation to be modelled since the number of tests is always limited,
 - incidence of the number of samples on the decision of the values to use for a single formation;
- uncertainties linked to information collection and interpretation:
 - linked to the actual carrying out of the tests all through the acquisition process, which includes the sample quality and the quality of the test execution (equipment and human impact), although some of these tasks are ruled by standards,
 - linked to the pertinence of the choice of tests with respect to the parameter to comprehend and how well the experimental stress state matches reality,
 - linked to test interpretation.

This observation must ensure a critical view of the values obtained in order to:

- appreciate their representativity;
- avoid taking a geological anomaly for a dispersion of the sampling and indicating absurd values.

This variability means that the characteristic values must be chosen by an engineer.

A few examples

Example 1: characteristic values $c_{fond,k}$ and $tan(\varphi_{fond})_k$ – Approximation using a Mohr-Coulomb model set according to the most realistic models of the foundation's behaviour

Whether it be in the rock mass or along the rock joints, the relationships given by the Hoek&Brown (1) and Barton (2) equations result in parabolic intrinsic curves between the shear stress τ and the effective normal stress σ ' that go through the origin.

It may be possible to use a failure criterion point by point. However, in an initial approximation, and/or if these laws cannot be used directly, it is considered that this curve can be assimilated, for a given interval of stress variation, to a straight line known as Coulomb's straight line. From this approximation follows Mohr-Coulomb's failure criterion in the form: $\tau = c' + \sigma$ 'tan ϕ '.

In the context of this approximation and to obtain the cohesion and the internal friction angle of the rock mass and/or the rock joint, one must find, in the <u>range of normal expected</u> <u>stresses</u> in the foundation (taking the initial stress state and the influence of the dam and the reservoir into account), the secant to the characteristic curve, obtained using the method of least squares as shown, for example, in the figure below for H&B's law. The gradient $tan(\phi_{fond})$ and the intercept C_{fond} vary in reverse along the considered range of stresses. To be safe, the parameters $C_{fond,k}$ and $tan(\phi_{fond})_k$ can be estimated by the secant passing through the two points that correspond to the considered range of stresses. In this case, the cohesion is an apparent cohesion that translates the variation of the friction angle with the normal stress: for a given foundation, the higher the dam, the smaller the considered friction angle will be, but the higher the apparent cohesion.



Figure 2.1 – Coulomb's line approaching Hoek & Brown's relationship to determine Cfond and φ_{fond}

In the case of rock masses, [Hoek, 2002] proposed analytical solutions on the values of c' and ϕ ' to consider.

Example 2: characteristic values of the shear strengths of a rock joint

Considering the heterogeneity of the natural environment and the limited number of samples, the available results should be interpreted with the greatest caution.

The rock joint shear tests are the most reliable laboratory tests for determining a discontinuity's failure criterion, as long as the following biases are avoided:

- sample dimensions that are too small relative to the scale of the joint's morphology;
- not taking normal rigidity into account;
• rotation of the wall rock during shearing.

If these biases are avoided, any correctly sheared sample provides a failure criterion point. Assuming the samples' origin is homogeneous, the points can then all be plotted on a same graph in Mohr's plane to find a set of parameters JRC, JCS and ϕ_b , compare them to the expected values and deduce cautious characteristic values.

Example 3: Tensile strength *f*_{t-fond,k}

All rock masses have at least one or several systems of discontinuities. It is therefore recommended that $f_{t-fond} = 0$ (= $f_{t-fond,k}$) be used by default for the foundation's tensile strength characteristic value, unless it is explicitly shown that the geological model allows a low tensile strength to be considered.

2.3. Data relative to the strength of the foundation-dam interface

2.3.1. Definition and nature of the interface

The mechanical resistance of the interface between the upper fringe of the rock mass and the base of the dam does not only depend on the weakest characteristics of these two materials. It also depends on the quality of treatment of the rocky foundation, the quality of the preparation and the geometry of the excavation floor (usually complex stepped geometry to ensure the best possible anchoring).

The foundation / dam interface is therefore rarely a single plane but is more a zone several metres thick (depending on the geometry of the contact and the thickness of the bonding treatments). The interface is therefore not limited to just the dam / foundation contact.

The surface on which the stability calculations are made will therefore be chosen according to these elements.

2.3.2. Assessing the characteristics of the foundation / dam interface

Generally speaking, very special care is taken with the interface of a gravity dam, with building procedures (including at the very least high pressure cleaning of the joints and the foundation rock contact surface, but also specific treatments like superficial contact grouting) and monitoring ("quality" réception procedure of the excavation bottom) that ensure a reasonably reliable fixing of the quality and geometry of the interface. In this case, the dam - foundation contact does not constitute a specific weak point.

However, for certain structures, there can be a doubt about the interface geometry or quality. In this case, it is recommended that investigations be carried out (several drillings with wall imagery, geophysics, etc.) to find out more about this interface. These investigations must answer the following questions:

- what was the criterion for stopping the topsoil stripping (in terms of alteration or fracturing of the rock mass)?
- what is the geometry of the contact surface (estimate of the amplitude of the steps and the irregularities in the different scales)?
- how rigorous was the cleaning of the excavation bottom (a film of dirt will stop the concrete/rock adhesion) ?
- what were the kinematics of evolution and the duration the excavations were open (case of lithologies that are partly clayey, marls for example) ?
- what importance should be given to the after effects of blasting (cause of fracturing)?

If these investigations were not carried out, determining the strength of the interface must take into account any special weaknesses at the dam – foundation contact.

2.3.3. A few special cases: rock foundation with surfaces smoothed by erosion, marly foundation

In most large mountain valleys, the rocks have undergone strong glacial erosion during the cold periods, then torrential erosion during the periods of warming.

The glaciers, with their abrasive strength, have "polished" the rocks that make up the rocky substratum and smoothed away all traces of alteration and most of their intrinsic irregularities. This is particularly true for granite type isotropic rock or for some metamorphic rocks where foliation is sparse and not very marked.

When a dam's excavations are opened and after stripping the topsoil, you can find large smooth surfaces of an excellent mechanical quality but that could potentially constitute a surface that slides easily.

It therefore needs to be worked to create artificial steps and embedded zones to make them irregular so that they no longer favour plane on plane sliding.

For anisotropic sedimentary rocks where contrasts of hardness exist (limestone layers alternating with clay layers, for example), these differences are still marked despite glacial wearing and the excavation bottom is still much more irregular, which is safer since it means a lack of regular planes that favour sliding.

On the other hand, in clay-marl (black soil) or fine schistic terrains which are homogeneous in petrographic terms, after erosion by the glacier the rock may also present large flat surfaces that are regular and polished. If need be, irregularities may have to be created by scarifying the foundation's structure-rock contact surface to one extent or another.

The special case of clay-marl foundations must be examined carefully. These lithologies may be places where rapid change occurs (sometimes over just a few weeks) that can significantly affect the foundation's mechanical properties close to the dam / foundation contact. These phenomena are usually linked to the marl's mineralogy (nature of the clay minerals, presence of pyrite) or microcracking of the marl. Special care must therefore be taken with the treatment of the excavation bottom (limiting the time it is open, rapid protection using blinding concrete or another protection against the atmospheric factors).

In any case, the more these natural planes slope downstream, the more attentive one must be to the unfavourable role that they can play in a rigid dam base.

2.3.4. Estimate of characteristic values

Wherever possible, taking a representative number of samples of this contact is advised, using core samples taken with equipment adapted to the required quality requirements (triple barrel core sampler, for example), then carrying out laboratory tests to measure the strength on the scale of the sample's (direct shearing under a range of stresses corresponding to those exercised by the structure and direct traction), using adequate test protocols. These strength values measured in the laboratory on the structure's scale are then extrapolated using data from the investigations and archive documents:

- the number of contacts stuck together ("linked"), interlinked, altered, or broken up by the sampling method, using a detailed analysis of the core samples or the wall imagery;
- geometry of the excavation bottom, using the archive documents, contact elevations in each drilling or possibly geophysical measurements;

• estimation of the after effect of blasting or the superficial alteration (marl foundation that has been left open too long, for example) through detailed observation of the cracking of the core samples or the wall imagery.

O characteristic value of the interface shear strength ($C_{interface,k}$, tan($\phi_{interface}$)_k):

Using data from the investigations (considered representative), the following key principles can be considered:

- the friction angle on a large scale is higher than the friction angle measured in shear tests (under the range of stress corresponding to the estimated normal stress at the contact). This is linked to the fact that the contact is never a plane and that its roughness is always considerable on a large scale (steps and irregularities of the rock excavation);
- the cohesion is generally lower than that measured in the laboratory. The main reason is that only the cohesion of the "linked" samples could be measured. These values measured in the laboratory should therefore be weighted with the proportion of "linked" or "interlinked" contact as estimated after the investigations. If the population is not representative, a very reasonable, or zero, value should be used for the large scale cohesion.

In any case, the strength of the interface cannot exceed the strength of its weakest component material (concrete or rock). In the Mohr plan, the field limited by the characteristic curve of the interface (represented by the value pair $C_{interface,k,} tan(\phi_{interface})_k$) must be included in the field of the characteristic curve of the foundation (represented by the value pair $C_{fond,k}$, $tan(\phi_{fond})_k$) and in the field of the characteristic curve of the concrete (represented by the value pair $C_{fond,k}$, $tan(\phi_{fond})_k$) and in the field of the characteristic curve of the concrete (represented by the value pair $C_{b,k}$, $tan(\phi_{b})_k$).

For new dams, the contact is treated in strict application of the rules. Except for special cases like a marly foundation or a smooth surface, we suggest that the strength of the weakest material should be used (concrete or rock).

For badly-documented old dams and where there is no investigation data, if the foundation is a healthy rock with good mechanical qualities (healthy concrete / rock contact), we suggest the following guide characteristic values for pre-sizing:

- $tan(\phi_{interface})_k = 1$, going up to values of $tan(\phi_{interface})_k = 1.2$ to 1.4
- C_{interface,k} < 100 kPa. The guarantee of taking special care with the quality of the excavation bottom can allow values of around 300 kPa to be considered.

O Characteristic value of the tensile strength of the interface ft-interface,k:

Initially and if no investigation has been carried out, a zero value (or nearly zero) is used for $f_{t-interface,k}$ as it is considered that the underlying rock cannot transmit traction to the foundation, because of the existing discontinuities.

This assumption may sometimes seem too pessimistic for structures situated on good foundations, where the contact has been carefully treated. In this case, a non zero value can be used for $f_{t\text{-interface},k}$. This value must then be justified using data from the investigations (considered representative) and, if possible, laboratory tests.

2.3.5. Passive anchors

2.3.5.1. Generalities

During construction or reinforcement work, passive anchor lines can be placed on sections that need strengthening, close to faces, for example. Compared to pre-stressed anchors,

these anchors have the advantage of not adding to the stresses on the structure (like the high stresses under the anchor heads).

Only the effect of passive anchors on strength is considered in this paragraph; pre-stressed anchors are discussed in §1.2.1.5 and are considered as an exterior action.

Passive anchors present two fundamental differences compared to pre-stressed anchors:

1- Active anchors create a directly quantifiable action. Passive anchors offer resistance when they are tightened, which pre-supposes certain displacements or deformations of the structure; this strength, which must be assessed in the context of the design situation under consideration – the accidental case of an earthquake, for example – is much harder to quantify.

2- Modern pre-stressed anchors are designed and installed in such a way that their tension can be measured on commissioning then monitored over the structure's lifetime; that is not possible with passive anchors where ageing is harder to monitor.

According to the technology used, passive anchors have a longer or shorter life and are capable of either taking up pure tensile effort or combined stresses (tensile, shear force and flexion). In this last case, the anchors increase shear strength, according to displacements, near the existing discontinuities or potential failure surfaces (concrete /rock interface, construction joints, etc).

These considerations lead to a certain caution in taking the effect that passive anchors have on strength into account.

2.3.5.2. Durability of steel anchors

We recommend ductile, stiff steels for passive anchors (steels that are not exposed to the risk of corrosion through cracking under stress or becoming fragile when hydrogenated). In reference to pre-standard ENV 10080 in which steels are classified into two categories of ductility^[1], the steels used are of "high ductility".

For a foundation anchor, in the case of a cement-based coating, an efficient anti-corrosion protection technology is constituted as follows:

- a ribbed or wavy plastic sheath around the anchor, closed at the bottom of the hole;
- at least 5 mm of mortar or cement slurry for industrial manufacture and at least 20 mm for on site manufacture between the reinforcement and the sheath;
- at least 40 mm of mortar or cement slurry between the sheath and the bore hole wall;

i.e. an annular space of at least 4.5 cm between the steel bar and the bore hole wall for modern industrial products.

2.3.5.3. Consideration conditions

Taking the effect of passive anchors into account can be envisaged when the different conditions below are combined.

1- The durability is a given. Passive anchors are placed in an environment that protects them from corrosion, meaning in practice a concrete with a coating and a formulation

^[1] The ductility of steels is defined in standard NF EN 1992-1-1:2005, §3.2.4.

adapted to the surrounding conditions, sometimes completed with cladding or a protection that is specific to steel.

- 2- Mobilising the passive anchors' strength does not require a displacement that is incompatible with the limit state examined. This condition is generally checked for sealing in the concrete, masonry or rock.
- 3- The steel bars' ductility is on the scale of the relative movements and displacements expected when there are no anchors, without which the anchors' profile bars could be over stressed (the bars' strength would be worn out before the dam's or the foundation's shear strength was fully mobilised). Note the possibility of making constructive provisions to optimise the mobilisation of this ductility: cladding the profile bars where they cross over the "crack" to be stitched.
- 4- During implementation, the usual precautions as listed, for example, in TA95 are respected, particularly pull or shear testing.

2.3.5.4. Anchor strength

• Case of an anchor used for pure tensile strength

The normal component of strength, i.e. pull strength is considered. Pull strength is the lowest of the following four values:

- strength of the profile bar,
- strength of the coating (sliding at the mortar (resin) / bar interface),
- strength of the coating (sliding at the mortar (resin) / bore hole wall interface),
- pull strength of the rocky corners of the foundation terrain.

This strength is assessed conservativelyl. References TA95 and Eurocode 7 can be used.

• Case of combined stresses

The anchor bar (with steel reinforcement) stressed by a tensile force, a shear force and a bending moment presents a strength that can be calculated based on Swiss standard SIA 191/1. The interaction with the surrounding environment (concrete or rock) is more complex to calculate and is still being researched.

2.3.5.5. Consideration in limit state conditions

Except in special cases, the density of anchors is not usually enough to prevent cracks opening. The presence of anchors does not therefore prevent the propagation of uplift in the stressed section. The limit states are therefore calculated taking into consideration the full pressure penetration in the stressed section

The anchors' resistance cannot be monitored under operation (no monitoring system) and the anchors' durability is less well established than that of the other parts of the structure, in particular compared to the anchors in the foundation. For this reason, the risk of anchor failure (total or partial loss of anchor capacity) must be taken into account. The rate of anchor capacity loss must be demonstrated by the designer.

There is currently no consensus in the profession on how to introduce passive anchor strength into the calculation tools. More generally, feedback on the stabilisation of gravity dams through passive anchors is very limited. The designer must therefore clearly justify the assumptions and the procedure he is adopting and remember that these recommendations are not yet based on a well-established practice. Ongoing research & development work should soon result in a framework for these practices.

2.4. Data concerning the strength of materials in the gravity dam body

The characteristic value (noted \mathbf{R}_k) of a material constituting a dam body (RCC, CVC, masonry) is a conservative estimate of the value of the strength of the material that controls the phenomenon concerned.

The area of the dam body that governs the behaviour of the structure in respect of a limit state considered is, except in a few cases, much larger than that which is used in a laboratory test or on site. Consequently, the value of the property that controls the behaviour of the structure is not the isolated value measured locally, but an average value over a certain surface or a certain volume. The characteristic value corresponds to a conservative estimate of this average value. It cannot be the result of a single statistical calculation and must be judged by an expert.

Example: strength of RCC or conventional concrete dam body.

The strength is governed by the mechanical parameters along the joints. It is neither a local value nor the average value obtained on all the joints that is important, but the average value of the property along the least well-made joint. The characteristic value therefore corresponds to a conservative estimate of the average value of the property along this joint. If measurements are available, the statistical calculation must be done judiciously in order to identify and then qualify the weakest construction joint.

2.4.1. Characteristic values of concrete

2.4.1.1. Modelling and tests for characteristic values of concrete

Tests:

The tests in the laboratory or on test sections most generally performed and used to assess the mechanical characteristics of the concrete are as follows:

- splitting tensile strength test (Brazilian test);
- simple compression test. These tests are used to determine a section of the intrinsic curve of the concrete in the mass: tensile strength f_{t-concrete} and shear strength properties, C_{concrete} and tan(φ_{concrete}), for low ranges of stresses.

The shear test is performed on the joints (construction joints for CVC or between two layers for RCC) and is used to obtain shear strength parameters over a broader range of stresses. This test is less generally used than simple compression tests or indirect tensile strength tests.

Special cases of cyclopean concretes

Standards recommend a minimum test sample diameter depending on the maximum size of aggregates. These recommendations are difficult to apply literally when the maximum size of aggregates exceeds 40 mm, since they call for non-standard large diameter core samples, for which the appropriate machines are not necessarily either available or economic. Particular attention must be paid to the appropriate number of tests to be performed and the characteristics of specimens tested in terms of binder/block composition.

Characteristic values for new dams

For new dams, characteristic values are laid down in the technical specifications defined by the designer. These specifications concern the concrete unit weight, tensile and compressive strength, internal friction angle and cohesion.

Traditionally, these specifications are fixed by engineering studies prior to construction. Firstly, the aim of the feasibility/preliminary design phase is to determine the source of aggregates and the nature of binders. This phase defines the strengths likely to be achieved.

Then, the laboratory engineering tests, possibly completed by in-situ engineering samples on major projects, are used to validate or modify the strength parameters to be met on the project. These parameters become specifications which must be complied with by the contractor responsible for construction.

During the construction phase, checks must be carried out that the works are being executed in accordance with the specifications provided. For this, the following tests are performed:

- suitability tests designed to check that the means of execution used have the capacity to meet the specifications;
- inspection tests throughout the construction phase.

The use of statistical methods is well suited here, since parameter variability is relatively insignificant due to the homogeneous nature of the material. They may be used during engineering studies for determination of the characteristic values to be included in the technical specifications. They may also be used in the construction phase for verification or adjustment of the characteristic values.

Characteristic values for new dams

For existing dams, reference is made to the available tests conducted during the design phase and above all in the construction phase. In the absence of historical documentation available on the structure, an initial approach may involve examining the guideline values available in literature, some of which are covered in the rest of this document.

2.4.1.2. Guideline characteristic values for Conventional Vibrated Concrete (CVC)

Notations:

C_{cvc,k}: characteristic value of CVC cohesion

C_{joint,k}: characteristic value of CVC cohesion on a construction joint

 $tan(\phi_{cvc})_k$: characteristic value of internal friction angle tangent of CVC

 $tan(\phi_{joint})_k$: characteristic value of the tangent of the angle of internal friction of CVC on a construction joint

 $f_{t-cvc,k:}$ characteristic value of CVC tensile strength

 $f_{t\text{-joint,k:}}$ characteristic value of CVC tensile strength on a construction joint

fc-cvc,k: characteristic value of CVC compressive strength

Since gravity dams in CVC are built with horizontal construction joints, particular attention is paid to the properties of these joints, which will constitute potential failure surfaces.

On this subject, the international experience derived from the most significant test programs highlights the following main results [euroWG, 2004]:

• when the construction joints have been subjected to a treatment process, the tensile strength and cohesion of the construction joints are only slightly lower than those of the concrete in the mass: $f_{t-joint} \approx \{0.55 \text{ to } 1.0\}$. f_{t-cvc} depending on the treatment quality and

 $C_{joint} \approx 0.90. \ C_{cvc};$

• when the construction joints have not been subjected to any treatment, the tensile strength and cohesion of the construction joints are lower than those of the concrete in the mass $(f_{t-joint} \approx \{0.40 \text{ to } 0.80\}. f_{t-cvc})$ and cohesion at joint less than cohesion in the mass

 $(T_{t-joint} \approx \{0.40 \text{ to } 0.80\}$. T_{t-cvc}) and conesion at joint less than conesion in the mass $(C_{joint} \approx 0.40 \text{ . } C_{cvc};$

If specific shear tests on the joints are not available, as an initial approach (for instance for preliminary design calculation or for quick checks) the characteristic strength values given below are used, depending on the characteristic values in the mass of the concrete.

Characteristic value of the tensile strength of construction joints:

- construction joints treated: ft-joint,k = 1/2 ft-cvc,k
- construction joints not treated: $f_{t-joint,k} = (0 \text{ to } 1/3) f_{t-cvc,k}$
- after cracking: $f_{t-joint,k} = 0$

Characteristic value of joint cohesion:

- construction joints treated: C_{joint,k} = 1/2. C_{cvc,k}
- construction joints not treated: $C_{joint,k} = (0 \text{ to } 1/3) \cdot C_{cvc,k}$
- after cracking: C_{joint,k} = 0

Characteristic value of the tangent of the angle of internal friction of joints:

- construction joints treated: $tan(\phi_{joint})_k = tan(\phi_{cvc})_k$
- construction joints not treated: $tan(\varphi_{joint})_k = min \{ tan(\varphi_{cvc})_k; 1 \}$
- after cracking: $tan(\phi_{joint})_k = min \{ tan(\phi_{cvc})_{k;} 1 \}$

table 2.1 shows some guideline values for average values of strength in the mass of concrete for recent dams in CVC:

Parameter	f _{c-cvc} and f _{t-cvc}	C _{cvc}	tan(φ _{cvc})
Average value in the	$f_{c90day-cvc} = 20$ to 30 MPa	2 to 3 MPa	1.4
CVC mass	$f_{t-cvc} = 0.10. f_{c-cvc}$		

Table 2.1 - guideline values for concrete strength parameters for recent dams

On old dams, lower average values may be encountered. Characteristic strength values are determined on a case by case basis.

2.4.1.3. Guideline characteristic values for Roller Compacted Concrete (RCC)

Notations:

C_{joint,k}: characteristic value of RCC cohesion on a joint

 $tan(\phi_{joint})_k$: characteristic value of the tangent of the angle of internal friction of RCC on a joint $f_{t-joint,k}$: characteristic value of RCC tensile strength on a joint

f_{c-rcc,k:} characteristic value of RCC compressive strength

At present large gravity dams are usually built in RCC. For this material, these are the joints that require strength parameters to be included in the calculations. In fact, strength properties that are valid in the mass of the material are no longer applicable at the interface between RCC layers.

Therefore, the quality of joint treatment (works specifications, construction inspection methods, etc.) is critical for the determination of strength properties.

As an initial approach and in the absence of specific tests on the structure (for instance for preliminary design calculation or for quick checks), we use the following characteristic values taken from the recommendations of the French research project BaCaRa [BaCaRa, 1996]:

Shear strength

The tan(ϕ) parameter of RCC varies only slightly whatever the type of RCC (it is in fact between that of a good rock fill and that of a conventional concrete) and its characteristic value tan (ϕ_{joint})_k can be taken as equal to 1.

The characteristic value of cohesion $C_{\text{joint},k}$ can vary between 0 and approximately 2 MPa depending on treatment of the construction joints.

If we take a project including cold joints without any particular treatment of the joints, the value $C_{\text{joint},k} = 0$ MPa must be used

For usual RCCs, with treatment of cold joints, we can at least count on apparent cohesion, due to meshing at the joint, and adopt a characteristic value $C_{joint,k}$ in the order of 0.3 MPa. Characteristic values in the order of 1 MPa are also likely to be achieved with usual RCCs, but it is essential that the provisions made to guarantee them are defined at the detailed design stage.

For sophisticated RCCs, with strict inspection and control during construction, it is possible to adopt higher characteristic values ($C_{joint,k} = 1$ to 2 MPa) on condition that they can be justified by laboratory or test section tests.

Tensile strength

The characteristic value of tensile strength can vary between 0 and 0.5 MPa.

If a project is accepted including cold joints without any particular treatment of the joints, the value $f_{t-joint,k} = 0$ MPa must be applied.

For usual RCCs, with treatment of cold joints, we can apply: $f_{t\text{-joint},k} = 0.25 \text{ MPa}.$

For sophisticated RCCs, with careful treatment of joints and strict inspection during construction, it is possible to apply a characteristic value of $f_{t-joint,k}$ between 0.25 and 0.5 MPa.

table 2.2 summarises guideline characteristic values of RCC for an initial approach.

Strength parameter	Guideline characteristic value
tan(φ _{joint}) _k	1
C _{joint,k} with cold joints and without	0 MPa
any particular treatment of layers	
Cjoint,k for standard RCCs with	0.3 MPa,
treatment of cold construction	may be up to 1 MPa if special provisions
joints	are made for construction
C _{joint,k} for sophisticated RCCs with	1 to 2 MPa
measurements on test sections	
and stringent inspection and	
control procedures during	
construction	
ft-joint,k with cold joints and without	0 MPa
any particular treatment of layers	
ft-joint,k for standard RCCs with	0.25 MPa,
treatment of cold construction	
joints	
ft-joint,k for sophisticated RCCs with	0.25 to 0.50 MPa
measurements on test sections	
and stringent inspection and	
control procedures during	
construction	

Table 2.2 - guideline values for RCC strength parameters

2.4.2. Characteristic values of masonry

Notations:

C_{mac,k}: characteristic value of masonry cohesion

 $tan(\phi_{mac})_k$: characteristic value of the tangent of the angle of internal friction of the masonry $f_{t-mac,k}$: characteristic value of tensile strength of masonry

fc-mac,k: characteristic value of compressive strength of masonry

For the masonry, taking into account the construction mode of structures, there are not generally any failure planes predefined by the construction joints.

This section covers old dams, built until the start of the 20th century, usually in masonry bound with lime mortar. In general terms, wide variations can be observed in the masonry quality between one structure and another, and also within the same structure. As a result, masonry strengths are intrinsically highly variable and a conservative approach must be taken when selecting characteristic values.

[Royet, 2003] includes a summary of material properties of French masonry dams, drawn from the data available from test programs conducted during overhaul of these structures. Laboratory tests were performed on bored samples and do not necessarily concern the lowest quality masonry areas, which are not easily extractible. The following value ranges are noted:

- internal angle of friction: 30 to 46°, with a distinction rarely made between peak value and residual value;
- cohesion: zero for residual value, very variable for peak value (from 0 to over 1 MPa);
- compressive strength 5 to 10 MPa, or even more;
- tensile strength: zero for residual value, very variable for peak value (from 0 to over 1 MPa) mainly depending on mortar quality. When favourable construction conditions

are combined, the tensile strength of the masonry can reach 5% to 12% of compressive strength [Sims, 1993].

These guideline values can be used as a reference for estimating the characteristic strength values of the structure to be justified. In any event, these values are obtained by expert judgement, from the test results available on the materials and research into the construction history of the structure concerned (materials used in the masonry, construction method, etc.). The characteristic strength value therefore corresponds to a conservative expert estimate of the masonry strength value.

2.4.3. Characteristic values of mass concretes with large aggregates and cyclopean concretes

It is not unusual to find old dams, particularly large ones, built using concrete containing large aggregates, up to 254 mm in diameter or even more. Direct assessment of the characteristic values of this type of concrete poses the problems already mentioned in section 2.4.1.1.

Nevertheless, wide-ranging engineering studies conducted in particular in the United States (for example those summarised in the ACI 207.1R recommendations "Mass Concrete for Dams and other Massive Structures", including strength measurements on cylindrical test specimens of large dimensions, up to 61 cm in diameter), make it possible to give estimates, resulting from an extensive database.

Although the simple compressive strengths found are spread over a wide range of values (typically between 16 and 60 MPa) depending on the concrete mix, maximum dimension of aggregates, etc., a close correlation appears between concrete cohesion and its simple

compressive strength: $C_{b,k} = 0.21 \sigma_{c,k}$ with an average value of 0.95 for $tan\phi$ (variation range from 0.85 to 1.04).

Some of these engineering studies conducted recently on these mass concretes of dams have focused on the ageing of characteristics, and in particular those of construction joints [Dolen, 2010].

They indicate that the effective continuity rate of the joints measured (% of joints that can be considered as effectively bonded into the structure) appears to depend on the type of procedure applied and the care taken with construction of these joints, and in particular the method of preparation and cleaning, which has varied over the construction history of these structures. This effective continuity rate measured may prove to be in the order of only 50% for old structures - (*start of the 20th century, preparation of joints by simple brushing and low pressure washing, no vibration of concrete in the mass*), but around 80% to 90% for structures built after 1970 (*preparation of joints by high pressure jet stripping on young concrete*). Structures affected by an alkali-aggregate reaction show an effective continuity rate of joints that can be as low as 30%.

In addition, the cohesion of construction joint interfaces (when these can be considered as bonded) was measured here in the order of 80% of the cohesion in the surrounding mass concrete.

Some sills in rivers or small dams have been constructed using cyclopean concrete. Cyclopean concrete consists of rock fill of variable size (D_{50} from 200 mm to over 1m) submerged in a conventional vibrated concrete.

Cyclopean concrete is not covered by any standard. Due to the size of the rock fill, it is difficult and costly to carry out tests to characterise the strength of these materials, which are heterogeneous by nature. In addition, there are very few bibliographical references on the behaviour of cyclopean concrete.

However some countries have developed this technique, inspired by conventional masonry, which reduces the cost of small gravity or arch dams on sites with low labour costs. The South African recommendations guide [CIDB, 2005] gives characteristic values of elastic properties of some cyclopean concretes:

- Elasticity modulus varying from 5 to 71 GPa for rock fill with a modulus varying from 24 to 120 GPa and a mortar of 18 GPa.

There are no characteristic shear values for this type of rustic material. They must be estimated very conservatively based on the characteristic values of concrete and rock fill and also the placement method, form and arrangement of blocks in the concrete matrix.

3. Gravity dam stability justification

3.1. Limit states

3.1.1. Definition of a limit state

Limit states are states beyond which the structure no longer meets the design calculation criteria. There are two categories of limit state:

- service limit states (SLS), corresponding to the conditions beyond which the serviceability requirements of the structure are no longer met: SLS are limit states associated with operation of the structure or the structural components in normal service;
- ultimate limit states (ULS), associated with losses of static equilibrium or failure modes; these correspond to limit states concerning the safety of persons and/or safety of the structure.

The limit states examined for the justification of gravity dams are as follows:

- crack extension service limit state;
- shear strength ultimate limit state;
- compressive strength ultimate limit state;

Some special gravity dams require additional limit state justification:

- ultimate limit state for bearing capacity of the foundation;
- ultimate limit state for uplift strength;

Certain mechanisms call for particular examination without a limit state condition existing explicitly, in particular the limit state for erosion of the foundation due to overflow.

3.1.2. Service limit states (SLS)

Serviceability and functions

The serviceability of a gravity dam is related to its availability during its lifetime. The main structural elements of the dam, which guarantee this availability, are defined by functions: watertightness, drainage, stability, protection, flood discharge, monitoring of safety, protection of the environment, etc. Some examples of functions accomplished by dams whose failure concerns SLS are shown below:

- cracking of the dam body, especially upstream cracking likely to introduce full uplift inside the crack and reduce safety in relation to shear strength;
- watertightness is the capacity to contain the water and to avoid infiltrations into the dam body and the foundation, which could have an adverse effect on safety and on project economics;
- drainage is the capacity to drain off leaks, without loading the drains;
- protection is the capacity to protect the surface of the dam from environmental effects: atmospheric and human agents;
- flood discharge is the capacity to discharge water in rare to extreme flood situations;
- emptying is the capacity to wholly or partly lower the reservoir level;
- monitoring of safety is the capacity to detect firstly the effects of ageing before they seriously damage the structure, and secondly the consequences of accidents. For

gravity dams, this concerns monitoring the ageing of dam body materials (concrete or masonry), the possible presence of deterioration mechanisms such as alkali-reaction, sulphation, carbonation, freezing-thawing and all the physico-chemical processes of material deterioration, monitoring uplift in the dam body, at the interface and in the foundation, and monitoring percolation in the foundation and at the interface.

Among these different SLS, the crack extension limit state is subject to justification of a limit state condition, since its occurrence is likely to reduce the safety of the dam in relation to the shear strength ultimate limit state.

Loss of serviceability

The serviceability requirements specific to each function take the form of one or more conditions to be met. table 3.1 shows some examples of loss of these conditions (SLS) and of verification criteria, to be examined and defined precisely on a case by case basis for each particular structure. This is not intended to be a complete list.

Function	Capacity condition	Loss of condition	SLS to be checked
Non-cracking F1	Absence of cracking or limitation of cracking under certain loads of an exceptional nature	Opening of horizontal cracks from the upstream face	Limitation of traction stresses along the upstream face
Watertightness Et1	Absence of cracking and continuity of watertightness under static load	Due to ageing or accident, leaks are greater than the design calculation flow, whether inadmissible for safety (stability) or for the economics of the project	Evaluation of minimum watertightness conditions ensuring reliability. For example, estimate of two leak flow thresholds: 1. design calculation flow, 2. flow possibly justifying intervention for economic or safety reasons
Drainage D1	Discharge of leaks without loading the drains	Insufficient flow or clogging	Verification of maximum discharge capacity of the drain Verification of uplift reduction
Protection P2	Absence of toe scour	Erosion caused by flow rates	Verification that the protective material is not carried away by flood waters
Discharge Ev1	Discharge of the design flood	Overflow during design flood	Design calculation of the spillway and the freeboard to discharge the design flood with flood routing
Emptying Ev3	Emptying the reservoir in the case of grave danger	Loss of discharge or insufficient discharge	Design calculation of the bottom outlet depending on the downstream risk
Surveillance S1	Detection of the effects of ageing on watertightness and other functions	Loss of means of detection of initiation of shear failure modes	Design calculation of visual surveillance and monitoring plan depending on the risk.

Table 3.1 - Service Limit States (not exhaustive)

3.1.3. The ultimate limit states (ULS) of gravity dams

Gravity dams have two ultimate limit states: shear strength ULS and compressive strength ULS. In terms of the compressive strength ULS, protection can be provided by the quality of the source and use of materials, resulting in a somewhat theoretical ULS in most cases. The accidentology of gravity dams shows that it is exceeding the shear strength ULS that leads to failure due to structural causes (other failures being mainly due to erosion of the foundation).

The occurrence of the shear strength ULS is basically related to a weakness in a material strength property (ageing of the material, poor surveying and characterisation, etc.) and/or excessive stresses (uplift not controlled, excessive hydrostatic pressure).

The losses of function related to SLS of cracking, deterioration of watertightness or drainage or again ageing of materials, have an impact on strength properties and stresses, and are directly covered in shearing strength limit state conditions.

Therefore, assessment of the safety of gravity dams generally amounts to assessment of structural safety in relation to the shear strength ultimate limit state, to be considered in the dam body, at the interface and in the foundation, depending on the limit state model concerned. Justification of this ULS is produced in the design calculation notes by taking into account the characteristic values of strength properties reflecting the condition of the structure and the foundation (taking particular account of weaknesses related to ageing processes or deterioration) and by taking into account the stresses acting in the dam and the foundation (taking particular account of uplift or exceptional hydrostatic stresses).

However for certain more complex operational structures, the safety assessment cannot be reduced to a simple assessment of structural safety, since this may be the cause of successive losses of function. This mainly concerns dams equipped with gated spillways or surface ungated spillways likely to be obstructed by ice jams. In these cases, the notion of a failure scenario must be introduced and the design engineer must examine the entire chain of functional failures leading to the structural failure of the dam.

To process these situations, there are specific methods for analysis of civil engineering structure failure scenarios which can be applied to dams. These methods concern functional reliability. An analysis of structure failure scenarios comprises the following three main stages:

- *functional analysis*: the aim is to precisely define the system examined, its components (structural analysis) and its environment, and to detail the different functions that the structure is required to perform. There are several methods of functional analysis, some of which are well suited to civil engineering structures [Zwingelstein, 1996];
- failure analysis: based on the functional analysis, the aim is to identify the failure modes of the structure and its components, in specified operating conditions (design situations). There are numerous functional reliability methods for failure analysis: Preliminary Analysis of Risks ("APD"), HAZOP method, Failure Modes and Effects Analysis (FMEA) are all techniques well suited to mechanical systems [Villemeur, 1988];
- *failure scenarios*: this stage consists of modelling operating modes (and malfunctions) of the system and is used to represent its behaviour by failure mode chaining scenarios. There are three main scenario modelling methods: the tree of events method, the tree of causes method and the bow tie method.

On completion of the failure scenario analysis, the quantitative study of risks can be started: this consists of assessment of the structural safety of the structure, for example by a semiprobabilistic analysis as proposed in these recommendations, and also by an analysis of the occurrence of failures linked to losses of function. In the final analysis, the different measurements of occurrence of limit states (SLS and ULS) are aggregated, leading to an evaluation of the overall safety of the structure. The study of dam failure scenarios, incorporating the approach briefly described in this section, is now covered by the provisions of French legislation regarding the safety of hydraulic structures (decree of 11 December 2007 and order of 12 June 2008) by means of the risk analyses that are compulsory for Class A and B dams.

3.2. Modelling principles

3.2.1. Stress state modelling approaches

There are two possible modelling approaches:

- simplified 2D modelling, considering the dam as a solid whose internal stresses verify Navier's hypotheses. This type of modelling is used to calculate the extension of a crack and to examine ultimate limit state conditions along predefined surfaces;
- finite element modelling with 2D or 3D geometry (depending on the case) of the dam and the foundation. This type of modelling allows calculation of the stresses and deformations at any point of the mesh. The field of stresses along a failure surface can then be used as input data to a calculation at ultimate limit states along this surface. Crack extension calculation is also possible if the calculation code incorporates an appropriate module.

Note: in this document and in accordance with the practices of the profession, compression stresses are positive and traction stresses are negative.

3.2.2. Simplified model

The simplified model principle represents the dam as one or more upstream-downstream sections. Modelling is therefore two-dimensional. The limit states are verified for each section modelled, considering the dam as an undeformable solid and predefining the failure planes.

The calculation stages are as follows:

- define the dam geometry and potential failure surfaces;
- calculate the resultant of actions and project it onto the failure surface;
- calculate the distribution of stresses effective along the failure surface, linear distribution compatible with the stresses applied. This calculation takes into account a possible initial cracking condition, whatever its cause;
- in the case where the upstream toe stress exceeds the tensile strength, the upstream toe crack extension is calculated by successive iterations.

The simplified calculation is based on the following simplifying assumptions:

- the 3D effects can be ignored;
- the failure surfaces are the planes, most frequently horizontal, or inclined when this corresponds to characterised weaknesses (in particular any weakness planes in the foundation);
- the effective stress is calculated by including in the tension coefficient of forces the uplift, which is therefore treated as an outside force;
- Navier's hypothesis is verified: the plane sections remain plane, which implies that the effective distribution of stresses is linear;
- the dam body, the dam-foundation interface and the rock are sufficiently homogenous that it is possible to ignore the effects of variations of stiffness of materials on the distribution of stresses;
- the only movements possible are upstream-downstream, perpendicular to the dam axis and parallel to the section modelled for the calculation;

- the stress calculation ignores the field of self-induced stressing within the dam or at the interface with the foundation.

The consequences of these simplifications are as follows, with the first two being safetyrelated and the others being on the contrary optimistic:

- the 3D effects are ignored, which is safety-related in particular for curved gravity dams and for dam in narrow valleys;
- due to the coefficient applied on cohesion (coefficient 3), the conversion of Hoek and Brown to Mohr-Coulomb underestimates the contribution of the rock's strength, particularly in the case of very large dams;
- the geometry of the failure surface is not necessarily plane;
- the crack lengths are estimated very approximately;
- we ignore phenomena which concern the mass of concrete and rock, and which may change the stress field or alter the mechanical properties: dimensional variations of the concrete (thermal, shrinkage), creep, weathering of materials by water circulation;
- the distribution of stresses in the foundation is simplified, without taking variations in rock stiffness into account;
- the linearity of effective stresses is a simplifying assumption which minimises traction stresses.

The last two considerations lead us to believe that the calculated stress distribution is somewhat theoretical. Interpretation of the results therefore requires analysis by an expert, especially in the case where the calculations reveal possible opening of the upstream crack, and even more when the calculations involve tensile strength.

3.2.3. Finite element modelling

The finite element method is used to take the deformability of the dam and the foundation into account. It can be used in 2D and appears to be well suited to mixed structures, such as a gravity dam with a downstream shoulder. 3D modelling is used to examine aspects related to the 3D geometry of the structure, which is particularly useful for arched gravity dams or gravity dams in narrow valleys. For use of the finite element method for modelling earthquake situations, reference is made to the report [MEDDTL, 2010]. The finite element model is used to simulate stages in the structure's life (construction by lifts, thermal effects of concrete, impounding), taking into account any resulting cracking.

There are various models, of increasing complexity:

- linear elastic model;
- non-linear model with addition of interface elements;
- non-linear model with hydromechanical coupling (propagation of uplift in cracking, etc.);
- non-linear solid model including specific laws of behaviour (creep, damage law, concrete swelling law).

The calculations must be made using effective stresses (or using other more complex models) and the laws of behaviour at joints and at the interface must allow simulation of crack extension (if the effective stress of the upstream toe or at the upstream face could become a tensile stress). Calculations are made using characteristic values of strength parameters, without partial coefficients.

In the case where sediments or a downstream shoulder are modelled, the model must take dam-sediment mass and dam-downstream shoulder interface conditions into account, as well as the possibilities of failure within these materials, in such a way as to avoid underestimating sediment thrust or overestimating the contribution of the downstream shoulder. Finite element modelling allows determination of shear stress distribution and therefore definition of a limit state model; in addition, knowledge of the field of deformation obtained by the finite element model allows determination of the yield lines and corroboration of the limit state model.

On completion of the finite element modelling, the field of stresses is extracted along a potential failure surface (surface that finite element modelling helped to identify) and this field of stresses is used as input data for justification of the ultimate limit state condition of shear strength along this surface. In this stage, the set of partial coefficients defined in section 3.4 is used (the same as with the simplified model).

Crack extension calculation is also possible if the calculation code incorporates an appropriate modulus. The fact of knowing the extension of a crack in the two dimensions may make it possible to allow a localised opening in a quasi-permanent situation, if the crack remains limited in size.

3.2.4. Definition of potential failure surfaces

Figure 3.1 below illustrates the definition of the failure surface in the "standard" case of a concrete or RCC dam with a foundation level that is almost horizontal.



Figure 3.1 - failure surface in a standard case of a concrete dam with a foundation level that is almost horizontal.

There are numerous special cases:

<u>Example 1:</u>

Sometimes, unfavourable topography means that inclined failure surfaces (in particular edge blocks) have to be considered.



Figure 3.2 - failure surface in the case of an inclined foundation level

In the case of a weakness zone in the foundation (for example a discontinuous surface, with lesser mechanical properties), a calculation is performed along this surface. The slope considered is the intersection of the joint plane with the calculated section. The slope is then estimated conservatively.

Example 2:

Figure 3.3 illustrates the approach in the case of an upstream dip. To simplify, a vertical upstream failure surface is often considered, along which the tensile strength is zero and along which full uplift applies.



Figure 3.3 - failure surface in the case of a foundation level with an upstream dip

Example 3:

When a weakness plane is identified in a foundation with a dip towards downstream, it is sometimes necessary to check the stability of the rock abutment at the downstream toe of the dam or the stability of a rock groove. This abutment must not be taken into account in the case of an erosion risk at the downstream toe (See § 3.8).

3.2.5. Modelling of the crack extension limit state

The crack extension limit state corresponds to functionality criteria: protection is required to prevent extension of cracks that are likely, once initiated along the upstream face, to spread towards the inside of the dam body. Beyond a certain crack opening limit, the shear strength limit state will come into play for justification of dam non-shearing. In fact, this limit state is only justified with the quasi-permanent combination and the rare combination in lasting and transient situations.

This limit state is examined along predefined failure surfaces:

- in the dam body, starting from the upstream face;
- in the dam-foundation interface.

The non-cracking condition is expressed by introducing the material's tensile strength:

$$\sigma'_{N}(\mathbf{x}) > - \mathbf{f}_{t}$$
 where:

- x is the position in the section of length L where we examine whether or not the crack is open (x = 0 corresponds to verification at the level of the upstream face);
- σ'_N(x) the normal effective stress calculated at position x of the section examined, obtained by linearization of the effective stress;
- ft the value of the tensile strength of the material examined (in practice, the critical design value is that at the construction joints or at the interface).

Calculation of the cracked length is required when: $\sigma'_{N}(0) < -f_{t}$.

For this, we seek the shortest crack length x that verifies the non-cracking condition ($\sigma'_N(x) > -f_t$), allowing that, along the crack (between 0 and x), the full pressure of the reservoir is introduced (§ 1.2.2.4) and the mechanical strength is reduced.

In practice this is an iterative calculation, by which the condition is tested with values of x increasing from 0. The crack extension increases the uplift value and reduces the mechanical strength (it therefore adversely modifies the shear stress balance). Stabilization of the cracked length can be achieved due to distribution of the stresses caused by the hydrostatic load (increase in compression towards the downstream). But it is possible for the calculation not to converge and the cracking then concerns the whole section of the dam.

3.2.6. Modelling the shear strength limit state

The shear strength limit state corresponds to a dam failure mode. It is closely related to the crack opening mechanism.

This limit state is justified for all action combinations (quasi-permanent, rare and extreme), reflecting the different design situations.

The shear strength limit state is examined along predefined failure surfaces:

- in the dam body along the joints (construction joints between two layers of RCC) and/or in the horizontal sections of the material (RCC, CVC, masonry)
- at the dam-foundation interface;
- along the discontinuities in the foundation, as the rocky matrix is generally justified at interface level.

The shear strength condition consists of verifying that the resistant forces remain higher than the stresses:

 C and tanφ the values of cohesion and of the tangent of the angle of internal friction of the material (in practice, the critical design value is the value in the area of the construction joints);

- The length of the non-cracked section considered;
- N and T the normal and tangential components of the actions acting on the section considered (N' = N – U);
- U the resultant of pore pressures applicable at the level of the section examined.

3.2.7. Compression strength modelling

The compression strength limit state corresponds to a structural failure of the structure. It is justified for large structures, likely to produce considerable compression stresses in the body of the structure at its base and at the dam-foundation interface.

This limit state is justified for all action combinations (quasi-permanent, rare and extreme), reflecting the different design situations.

The limit state for uplift strength is examined:

- in the dam body at its base;
- at the dam-foundation interface, the properties of the interface generally being imposed by the properties of the surface rock matrix

The compression strength condition consists of verifying that the resistant forces remain higher than the stresses:

$$\sigma'_{N} < f_{c}$$
 with:

- σ'_N the normal effective stress calculated at the point of the dam body or the interface to be justified, obtained by linearization of the effective stress;
- fc the compression strength value of the material examined.

3.3. The crack extension limit state

3.3.1. Crack extension limit state condition

With the simplified 2D model based on Navier's hypotheses, the normal effective stress σ'_N on the upstream face of the non-cracked dam is expressed as follows:

$$\sigma'_n = \frac{N}{L} - 6\frac{M}{L^2}$$
 where:

- N is the normal component of the resultant of the actions applied on the section concerned;
- M is the moment of this resultant in relation to the centre of the section;
- L is the section width.

The non-cracking condition is expressed as follows:

$$\sigma'_{N}(x) > - f_{tk} / \gamma_{mft}$$
 where:

- f_{tk} is the characteristic value of the tensile strength of the material examined (in practice, the design critical value is that at the construction joints).
- γ_{mft} is the partial coefficient affecting the characteristic value of the tensile strength of the material and depending on the combination of actions examined.

The limit state conditions to be examined for the crack extension limit state are expressed on the basis of the length of opening of the crack, obtained by an iterative calculation in which we consider that the full uplift is introduced into the cracked part of the section. They are summarised in table *3.2* (applicable at the interface and in the dam body, whatever the material).

Combinations of actions	Limit state condition
quasi-permanent	- Non-cracking condition verified
	 crack opening at most as far as the drainage curtain
rare	 or maximum 25% of the cracked section if there is no drainage curtain

Table 3.2 - crack opening limit state conditions

<u>Note 1</u>: Since the non-cracking condition in a quasi-permanent combination can prove design-critical for certain structures, it cannot be waived without in-depth justification.

<u>Note 2</u>: no crack opening limit state is imposed for extreme action combinations. Nevertheless, even for these combinations, crack extension calculations are necessary:

- for input to the shear strength calculation;
- to assess the maximum cracked length (to be taken into account in assessing postextreme-situation stability).

It may be necessary to examine whether or not the Hoffman condition is met. This consists of verifying that the upstream toe crack is intrinsically stable and is expressed as follows:

 $\partial \sigma / \partial l > 0$ where:

- σ is the normal stress calculated at the downstream end of the crack (or at the upstream of the dam in the case of a non-cracked dam);
- I is the length of the crack.

This condition allows implicit inclusion of the mechanisms not taken into account by the calculations that can contribute to extension of the crack.

In order to better quantify the safety margin in respect of these limit states, it is highly recommended to carry out a parametric study on the characteristic values of resistances, in particular taking into account a zero value for f_{tk} .

Moreover, in certain special cases (for instance a low dam whose stability is highly dependent on the existence of tensile strength), it is important to evaluate the margin available in respect of overturning of the structure, especially in cases where, for one reason or another, this tensile strength were to disappear (cracking unrelated to a load case is always possible). This evaluation is made by calculating the ratio of the moment of stabilising actions, known as the resistant moment (mainly self weight), to the moment of destabilising actions, known as the motor moment (mainly hydrostatic pressure upstream and uplift). It is customary for this ratio to remain significantly higher than 1 for combinations of quasipermanent and rare actions, and strictly higher than 1 for combinations of extreme actions.

3.3.2. Partial coefficients

The partial coefficients that impact the tensile strength of materials are shown in the table below.

Partial coefficient	quasi-permanent combination	rare combinations	
γmft	γmft-qp	γmft-rare	
dam body	3	3	
dam-foundation interface	3	3	

Table 3.3 - tensile strength partial coefficient values for the crack opening limit state

3.4. Shear strength limit state;

3.4.1. Shear strength limit state condition;

The shear strength limit state condition is expressed as follows:

 $[C_k / \gamma_{mc} . L' + N'. (tan \varphi)_k / \gamma_{mtan \varphi}] > \gamma_{d1} . T \qquad \text{where:}$

- C_k et (tanφ)_k the characteristic values of cohesion and of the tangent of the angle of internal friction of the material (in practice, the critical design value is the value in the area of the construction joints);
- L' the length of the non-cracked section examined, as calculated under the combination of actions considered;
- N and T the normal and tangential components of the actions acting on the section examined, resulting from the combination of actions considered;
- U the resultant of pore pressures applicable at the level of the section examined, depending on the combination of actions considered;
- γ_{mC} and γ_{mtanφ} the partial coefficients affecting the characteristic values of the shear strengths of the material and depending on the combination of actions considered;
- γ_{d1} the model coefficient of the shear strength limit state, depending on the combination of actions considered.

3.4.2. Partial coefficients

The values to be used for the partial coefficients on the shear strengths of the material and for the model coefficients are shown in the following tables.

Cohesion:

Partial coefficient	Combination quasi-permanent	Rare combinations	Extreme combinations
γmC	γmC-qp	γmC-rare	γmC-ext.
dam body	3	2	1
dam-	3	2	1
foundation			
interface			
foundation	3	2	1

Tangent of the angle of internal friction:

Partial coefficient	Quasi-permanent combination γ _{mtanφ} -	Rare combinations	Extreme combinations
γmtanφ	qp	γ mtan φ -rare	γmtanφ-ext.
dam body	1.5	1.2	1
dam –	1.5	1.2	1
foundation			
interface			
foundation	1.5	1.2	1

Tensile strength:

Partial coefficient γ _{mft}	quasi-permanent combination	rare combinations ۲۳۳۴-rare	extreme combinations ^{γmft-ext.}
dam body	3	3	1
dam-foundation interface	3	3	1

Model coefficient yd1:

Combinations of actions	Model coefficient γ _{d1}
quasi-permanent	1
rare	1
extreme	1

Tables 3.4: set of partial coefficients for the shear strength limit state

3.5. The compression strength limit state

3.5.1. Compression strength limit state condition

This entails verifying non-yielding of the material in the structure's downstream section. The compression strength limit state condition is expressed as follows:

$$\gamma_{d2} \cdot \sigma'_{N} < f_{ck} / \gamma_{mfc}$$
 where:

- f_{ck} is the characteristic value of the compression strength of the material examined;
- γ_{mfc} is the partial coefficient affecting the characteristic value of the compression strength of the material and depending on the combination of actions examined.
- γ_{d2} is the model coefficient of the compression strength limit state, depending on the combination of actions considered.

With the simplified 2D model based on Navier's hypotheses, the normal effective stress σ'_N on the downstream toe of the dam is expressed as follows:

$$\sigma'_n = \frac{N}{L} + 6\frac{M}{L^2}$$
 where:

- N is the normal component of the resultant of the actions applied on the section concerned;
- M is the moment of this resultant in relation to the centre of the section;
- L is the section width (replace L by L' non cracked width in the case of partial cracking of the section).

3.5.2. Partial coefficients

The values to be used for the partial coefficients on the compression strengths of the material and for the model coefficients are shown in the following tables.

Partial coefficient	Quasi-permanent combination	Rare combinations γmfc-rare	Extreme combinations
γmfc	γmfc-qp		γmfc-ext.
Dam body	3	2	1
Dam-	3	2	1
foundation			
interface			

Compression strength of the material:

Model coefficient:

Combinations of actions	Model coefficient γ _{d2}
quasi-permanent	1
rare	1
extreme	1

Tables 3.5. set of	nartial coefficients	for the compres	ssion strenath	limit state
Tables 5.5. Set 01	parliai coenicients	ior the complet	solon suengun	iiiiiii siale

3.6. The ultimate limit state of the bearing capacity of the foundation

Checks are made on the bearing capacity of the foundation considered as a whole. This verification is only necessary in the case of soft foundation rock and to the extent that it is not covered by the compression strength limit state.

For this the gravity dam is considered as a spread foundation subject to a resultant of stresses corresponding to an excentric inclined load, resting on a foundation that is comparable with a homogeneous environment.

In a similar way to Eurocode 7, the limit state condition is expressed as follows:

 $N_d \leq q_{u,k} / \gamma_{mqu}$. A'

with:

- N_d the calculation value of the normal component of the action of the dam on the foundation;
- q_{u,k} the characteristic bearing capacity of the foundation (per surface unit);
- γ_{mqu} the partial coefficient applicable to the characteristic bearing capacity of the foundation;
- A' the section at the compressed dam base.

For determination of the bearing capacity of the foundation q_u , an approach based on the use of a pressure meter is preferred.

In accordance with Eurocode 7 and its national appendix (calculation approach 2), the partial coefficient applied to the characteristic value of the bearing capacity of the foundation is: $\gamma_{mqu} = 1.4$

Generally, justification is produced for the transient design situation corresponding to the end of construction or the empty reservoir, whichever is the most prejudicial to the ultimate limit state of the bearing capacity of the foundation.

3.7. Uplift limit state

This limit state applies to movable dams on rivers. Uplift (or buoyancy) strength is the ratio of effective stabilising forces (directed downwards) to destabilising forces (directed upwards). The stabilising forces are the self weight of the structure or the lateral friction (not generally taken into account in an initial approach). The destabilising forces are mainly uplift pressures, to which other external stresses may be added (earthquake, etc.).

The non-uplift condition is expressed by introducing the notion of "uplift margin", which is a ratio expressed in the form:

 $F_{f} = N' / U = (N-U) / U$

with:

N: normal component of forces acting on the section studied

U: resultant of pore pressures applicable at the level of the section examined.

The uplift limit state conditions are summarised in the following table:

Combinations of actions	Limit state condition	
quasi-permanent	Uplift margin $F_f > 15\%$	
rare	Uplift margin $F_f > 5\%$	
extreme	Uplift margin $F_f > 0\%$	

Table 3.6- ı	il tfilau	imit state	conditions

The uplift limit state applies particularly to gated dams of low to medium height for which:

- the gate height becomes significant in relation to the dam height;
- the downstream level may, in certain circumstances, be important in relation to the upstream level.

Particular attention is paid to transient situations involving works or stoplogging (maintenance). These are generally considered transient situations unless the situation is likely to last for a significant time (longer than several months), in which case the situation is considered as a combination of quasi-permanent actions.

These transient situations may be combined with an OBE operating basis earthquake (for dams in zones 3 and 4, vertical upward seismic component) or an exceptional flood situation. The resulting combination of actions can then be considered as accidental.

Due to the low level of uncertainty concerning the values of mechanical characteristics coming into play in the uplift mechanism, no partial coefficients are applied to stabilising and destabilising forces.

3.8. Limit state for erosion of the foundation due to overflow.

If an exceptional or extreme hydrostatic situation were to lead to a significant overflow over the crest of the structure in areas not originally designed for the purpose, particular attention must be paid to the risk of erosion at the foot of the dam caused by such an overflow, and likely to destabilise the structure. The erosion of a rock mass subject to hydraulic stress (nappe or free falling jet) is a complex phenomenon involving flow power, exposure time, dynamic stresses and hydraulic and pneumatic pulsations in the cracks of a discontinuous rock mass.

The limit state for erosion of the foundation due to overflow is traditionally calculated by comparing the power contributed by the overspill with the strength of the fractured rock mass. The state of equilibrium traditionally corresponds to stabilisation of a downstream pit, by increase of the depth which reduces the dynamic pressure at the water/rock mass interface.

3.8.1. Conventional empirical formulae

The simplest approach for determination of the depth of an erosion pit downstream of a spillway consists of using the following conventional experimental formulae, for which:

- \blacktriangleright d = depth of erosion below the downstream level,
- \rightarrow q = flow per linear meter of jet extension in contact with the downstream level

[Veronese,1937] $d = 1.9 \times q^{0.54} \times h^{0.225}$

This formula was established on the basis of tests on reduced models, and it has been noted that it overestimates the scour depths observed on structures. Some authors therefore propose to correct the result by a multiplication coefficient of 0.63.

[Demle, 1966] or [Martins, 1973]

$$d = 1.5 \times q^{0.6} \times z^{0.1}$$

This formula is more particularly applicable to ski jump type spillways comprising a spillway (channel) terminating in a flip bucket dispersing the jet. z is the residual load on the flip bucket.

[Mason and Arumugam, 1985]

$$d = (6.42 - 3.1 \times h^{0.1}) \times \frac{h^{(0.15 - \frac{h}{200})} q^{(0.6 - \frac{h}{300})} P^{0.15}}{g^{0.3} D^{0.1}}$$

With: P = depth of erosion of the bottom of the pit below the level of the downstream bed or of the crest of the border formed downstream of the pit.

 $D = D_{50}$ of the material forming the bed

[Mason, 1989]
$$d = 3.27 \times \frac{q^{0.6} h^{0.05} P^{0.15}}{g^{0.3} D^{0.06}}$$

Observation of the formulae shows that they consider that the ultimate depth of the erosion pit depends not at all (Veronèse, Martins) or only slightly (Schkotlish, Mason) on the characteristics of the environment in which the pit develops. Feedback shows that the methods may underestimate or overestimate the ultimate depth of the erosion pit. They must only be used for a preliminary diagnosis or for outline design engineering studies.

3.8.2. More recent approaches

In the design engineering phase, two main approaches can be used:

- A semi-empirical approach "Erodability Index Method" developed and described in [Annandale, 2006];
- A theoretical approach, based on physical phenomena and supported by an experimental protocol in the laboratory, developed in [Bollaert, 2004].

However, these last methods do not constitute genuine limit state conditions, but should be considered rather as a practice of the profession. A summary of these methods is included for information in appendix 3.

In addition, certain precautions must be taken during their application. In particular, they are not suited to all downstream geometries and do not take account of erosion by wear related to the presence of trapped blocks (potholes).

3.9. Special precautions for edge blocks

The accidentology of gravity dams reveals a certain prevalence of edge failures.

These failures occurred in the following circumstances:

- location of the failure on an inclined edge, often with a slide plane in the foundation parallel to the surface, at a shallow depth;
- dam initially divided into independent blocks by cracking (or suspected to have been so);
- first filling situation or very high flood level situation.

The stability conditions of an edge block on its own, on an inclined foundation, are very different from those of a block on a horizontal foundation. All other things being equal, and for a rectilinear gravity dam, the slide safety factor is reduced by 20% for a foundation inclined at 20° and 50% for a foundation inclined at 30° (cf. Lombardi ??).

By contrast, an edge block that is fully supported by the rest of the dam has stability conditions similar to those of a block on a horizontal foundation. "Fully supported" here means that at the interface between the block and the rest of the dam the shear strength mobilised is at least equal to that mobilised at the interface with the foundation. The dam must be sufficiently monolithic to ensure this transfer of shear forces.

It is recommended that edge block stability be examined as follows:

- 1- verify that there is no slide plane in the foundation, approximately parallel to the natural terrain, at low depth; if such a slide plane does exist, proceed with full justification of the stability according to this plane;
- 2- make provisions to ensure that the dam is sufficiently monolithic in the bank to bank sense. Failing this, proceed with independent verification of the edge blocks, taking edge inclination into account.

Bibliography:

[Annandale, 2006] ANNANDALE G. W., D.Ing., P.E., D.WRE (2006). Scour Technology – Mechanics and Engineering Practice, McGraw-Hill Civil Engineering series

[Antoine, 1980] ANTOINE P., FABRE D. (1980). Géologie appliquée au génie civil, Masson, 292 p.

[Aftes, 2003] Tunnels et ouvrages souterrains (AFTES) - *Recommandations relatives à la caractérisation des massifs rocheux utile à l'étude et à la réalisation des ouvrages souterrains* - N°177 – May/June 2003.

[BaCaRa, 1996] Projet National BaCaRa 1988-1995, Le béton compacté au rouleau; Les barrages en BCR. Presses de Ponts et Chaussées, Paris, December 1996. 200 p.

[Barton, 1977] BARTON N.R., CHOUBEY V. The shear strength of rock joints in theory and in practice. In Rock Mec. 10 (1-2), 1977. p.1-54.

[Barton, 1982] BARTON N.R., Bandis S.C. – *Effects of block size on the shear behaviour of jointed rock* – 23rd U.S. symp. on rock mechanics, Berkeley, 1982. pp. 739-760.

[Barton, 1987] BARTON N.R. – *Predicting the behaviour of underground openings in rock* – Manuel Rocha Memorial Lecture, Lisbon. Oslo: Norwegian Geotech. Inst, 1987.

[Bienwaski, 1984] Bieniawski Z. T. (1984). Rock Mechanics Design in Mining and Tunneling, p. 272. Balkema, Rotterdam.

[Bollaert, 2004] Bollaert, E., A new and comprehensive model to evaluate scour formation in plunge pools, Journal of Hydropower and Dams, Vol. 11, Issue 1 (2004).

[Calgaro, 1996] Calgaro, J-A, Introduction aux Eurocodes, Presses de l'ENPC, 1996.

[CIDB, 2005] CIDB, *Rubble masonry concrete dam construction technology* ISBN: 0-621-35565-8, March 2005, 44p., http://www.civils.org.za

[Cfgb, 2006] CFGB, groupe de travail « Calcul des barrages-poids », *Recommandations pour la justification des barrages-poids - Recommandations provisoires,* January 2006. 62 p.

[Cetmef, 2001] CETMEF, CD ROM ROSA 2000, Recommandations pour le calcul aux états-limites des ouvrages en site aquatique, Compiègne, 2001.

[Couturier, 1987] COUTURIER B. (1987). *Les études géologiques dans les projets de barrage*. State PhD thesis, Grenoble 1 University, 350 p.

[Demle, 1966] (p89)

[Dolen, 2010] DOLEN, 2010. "Selecting strength input parameters for structural analysis of aging concrete dams" in Proc. Dam Maintenance and Rehabilitation II, Zaragoza Nov 2010.

[Eurocode, 2005] Eurocode 7: Calcul géotechnique Partie 1: Règles générales. NF EN 1997-1, June 2005, 145p.

[euroWG, **2004**] Ruggeri, G., 2004. *Uplift Pressures under Concrete Dams - Final Report.* European Working Group on Uplift Pressures under Concrete Dams, 27p.

[Falvey, 1990] Falvey, H.-T., *Cavitation in chutes and spillways.* Engineering Monograph no. 42 – Bureau of Reclamation, April 1990. <u>http://www.usbr.gov/pmts/hydraulics_lab/software/index.html</u>

[Gasc-Barbier, 2010] GASC-BARBIER M., FOUCHE O., GAILLARD C., 2010. Etude comparée de la fracturation observable sur carotte de forage et obtenue par diagraphie. Application au marbre de Saint-Béat (31). Revue Française de Géotechnique n°133,4th quarter 2010, pp37-50.

[Gignoux, 1955] GIGNOUX M. et BARBIER R. (1955). Géologie des barrages et des aménagements hydrauliques. Paris, Masson, 344 p.

[Hartford, 2004] HARTFORD D.N.D., BAECHER G.B. *Risk and uncertainty in dam safety*, Thomas Telford editor, 2004.

[Hoek, 1994] HOEK E. Strength of rock and rock masses, ISRM News Journal, 1994, vol.2.

[Hoek, 1997] HOEK, KAISER, BAWDEN, Support of underground excavations in hard rock,

BALKEMA, Rotterdam, 1997.

[Hoek, 2002] Hoek E., Carrozatores C.T. & Corkum B. - Hoek&Brown Failure Criterion, 2002 Ed. In:

Proceedings of the 5th North American Rock Mechanics symp., Toronto, Canada 2002: 1:267-73

[ICOLD, 2005] ICOLD (2005). Fondations de barrages - Bull. nº 129

[Indi, 1985] Indian Standard - criteria for design of solid gravity dams, Indian standard institution.

[Isrm, 1978] International Society for Rock Mechanics – Commission on Standardisation of Laboratory and Field Tests, *Suggested methods for the quantitative description of discontinuities in rock masses.* In Int. Journal Rock Mech. Min. Sci & Geomech. Abstr., 15, 1978. pp. 319-368.

[Kovarik, 1998] KOVARIK, J-B., *De l'application des Eurocodes aux ouvrages maritimes et fluviaux.* In Revue Française de Génie Civil, vol2 – n°5, 1998.

[Leger, 2003] LEGER, P. & al., 2003, *Transient damping and uplift pressure responses of cracked concrete gravity dams subjected to earthquakes* 21st CIGB Congress, Montreal Q83 R50, Vol 3. p 903-924.

[Mason, 1989] MASON, P.J., 1989, Effects of Air Entrainment on Plunge Pool Scour, J. Hydr. Engrg., ASCE, 115(3), 385-399.

[Mason & Arumugam, 1985] MASON, P.J., ARUMUGAM, K., 1985. Free jet scour below dams and flip buckets, J. Hydr. Engrg., 111(2), 220-235.

[Martins, 1973] MARTINS, R., 1973. Contribution to the knowledge on the scour action of free jets on rocky river beds, 11th Congress on large Dams, Madrid, pp. 799-814.

[MEDDTL, 2010] Risque sismique et sécurité des ouvrages hydrauliques, MEDDTL, Nov. 2110, 279 p.

[Pbar, 1997] *Petits barrages: recommandations pour la conception, la réalisation et le suivi,* Cemagref/ENGREF/CFGB, Paris, 1997.

[Rosa, 2000] ROSA 2000, *Recommandations pour le Calcul aux Etats Limites des Ouvrages en Site Aquatique*, Presse ENPC. Paris, 2000.

[Royet, 2003] ROYET & al. Synthèse sur le vieillissement et la réhabilitation des barrages français en maçonnerie 21st CIGB Congress, Montreal, Q82 R41, Vol 2, 2003. p 705-743.

[SIA, 2007] Directive suisse Tirants d'ancrage. Office fédéral des routes OFROU, ASTRA 12005, 38p.

[Sims, 1993] SIMS G.P., *Le vieillissement des barrages en maçonnerie*. CFGB Technical Symposium « Maintenance des barrages anciens », Chambéry, 1993, Vol 1. p 123-140.

[SOGREAH, 1967] SOGREAH, 1967. *Etude Systématique de déversoirs en béton et digues déversantes revêtues d'un perré au mastic bitumineux* – Ministère de la coopération française - 1967.

[TA, 1995] CFMS Tirants d'ancrage - Recommandations concernant la conception, le calcul, l'exécution et le contrôle - Recommandations T.A. 95. Eyrolles, 1995.

[Usbr, 1987] *Design of small dams*, United States Department of Interior – Bureau of Reclamation, 3rd reprint, 1987.

[Usace, 1995] US Army Corps of Engineers, Gravity Dam Design, Washington, 30 June 1995. 88 p.

[Usace, 2001] US Army Corps of Engineers (2001). Geotechnical investigations, EM-1110-1-1804

[Ven Te Chow, 1959] Ven Te Chow, 1959. "Open Channel Hydraulics" §14-8 Pressure on Overflow Spillways - editons McGraw Hill-1959.

[Veronese, 1937] Veronese, A., 1937. Erosion of a bed downstream from an outlet, Colorado A & M College, Fort Collins, United States.

[Villemeur, 1988]] Vibreur, A., 1988. Sûreté de Fonctionnement des systèmes industriels – fiabilité – facteurs humains – informatisation. Paris: Eyrolles.

[Wahlstrom, 1974] Wahlstrom, E. 1974. *Dams, dam foundations and reservoir sites. Developments in geotechnical engineering,* Elsevier scientific publishing company, 278 p.

[Zwingelstein, 1996] Zwingelstein, G.1996, La maintenance basée sur la fiabilité. Paris: Hermès.

Appendix 1: Areas for research and development

The work done on this project has highlighted areas of research and development that could improve the practices of the profession, and for which engineering needs have been expressed during the project development stage.

The research areas identified are as follows:

1/ Design calculations for gravity dam reinforcement by downstream shoulder embankment, especially under seismic stress:

- development of numerical models using the finite element method, adapted to complex interface conditions and concerning multi-physical models.

2/Limit state for foundation erosion due to overflow:

- design calculation of a limit state condition for foundation erosion due to overflow.

3/ Taking strength provided by passive anchors into account

- in-depth bibliographical studies, tests on structures and how to take account of the strength of anchoring systems in the formulation of limit state conditions

4/ Characterisation of the variability of strength properties in the foundation and recommendations in terms of geological/geotechnical investigations for better characterisation of strength properties

- Development of methods for construction of a 3D model of spatial variability of shear strength properties in the foundation rock of gravity dams
- development of geological and geotechnical investigation protocols designed to increase knowledge of the variability of strength properties in the foundation

5/ Towards a reliability-based and probabilistic approach for justification of the stability of gravity dams and their foundation

- development of methodologies designed to assess the reliability of gravity dams and their foundation in respect of the shear strength limit state

Appendix 2: analysis of gravity dam failures

Appendix 3: Summary of approaches developed by G. W. Annandale and E. Bollaert for design calculation of the limit state for foundation erosion due to overflow

Approach developed by G. W. Annandale

This approach consists of characterising the strength of the rock mass in the zone of impact using parameters commonly used in geology engineering: RQD, Jn, Jr, Ja. These parameters are easily accessible from a geological surface survey, which may however entail emptying the downstream basin. The strength is translated by an erodability index K, basically a function of fracturing and encompassing in particular the shape and orientation of blocks in relation to the direction of flow.

This strength is compared with the specific power (in KW/m²) of the flood episode considered, established by hydraulic calculation.

A nomogram showing the specific power on the ordinate and the erodability index K on the abscissa positions the case examined in the domain of erosion or in the domain of stability, separated by a threshold curve established on the basis of 137 actual cases (encompassing soils).

This is therefore a simplified approach, but well supported and well documented in the public domain. The limit of the method is that it does not consider air pressure phenomena and does not introduce any notion of erosion speed. It is not applicable (due to lack of calibration) to extreme flows or to certain special cases: soft rock (where matrix strength takes precedence over fracturing), particular valley configurations, etc.

Approach developed by E. Bollaert

This approach consists of determining the dynamic pressures at the water-rock interface (at the base of the pit), then their propagation into the joints of the rock mass. It involves fracture mechanics (propagation of cracks - pre-existing or not - by traction) and the ejection of rocky boulders dislodged in this way.

The input data used in the method are the jet characteristics (speed, diameter, angle of incidence), the pit characteristics (geometry and depth) and the characteristics of the rock mass.

The characteristics of the rock mass are expressed via four non-intrinsic hydrodynamic parameters. The first of these parameters is used to determine the maximum pressure in the rock discontinuity (this parameter is a function of the dynamic pressure at the water/rock interface and an amplification factor, itself a function of the geometry and filling of rock discontinuities). The other two parameters characterise the temporal effects of brittle crack propagation; they depend on the concentration of air in the joint (speed and depth) and the length of rock discontinuities. Lastly the fourth parameter determines the ejection resistance of blocks, depending on their size and density.

The resistance of the rock mass to erosion is obtained by comparing the action (of the jet in the cracks of the rock mass) with the strength (of the rock mass). The action of the jet is estimated based on calculation of the maximum pressure in the rock discontinuities and the geometric characteristics of these discontinuities (nature, characteristic length, number of families, degree of alteration and inter-distance). The strength of the rock mass is obtained by weighting the tensile strength or simple compression strength values of the rock matrix.

When the action is greater than the strength, instantaneous propagation of cracks in the rock mass occurs. Otherwise, there may still be deferred propagation of cracks. In this case the number of cycles and the nature of the rock must be included in the calculations, via an empirical chart.

The key interest of this approach is therefore that it takes into account all the physical phenomena brought into play. However its practical application remains complex.
comité français des barrages et réservoirs

Le comité français des **barrages** et **réservoirs** (CFBR)est une association scientifique et technique créée en 1926. Il constitue la branche française de la commission internationale des grands barrages (CIGB).

L'association a pour objet de provoquer des progrès dans la **conception**, la **construction**, l'**entretien** et les **méthodes d'exploitation** des barrages, des réservoirs et des digues, en rassemblant la documentation, en étudiant les questions qui s'y rapportent, notamment d'ordre technique, économique, sociétal et écologique, et en contribuant à la diffusion des connaissances.

Le CFBR comprend des représentants des **administrations**, *des* **maîtres d'ouvrages**, *des* **ingénieurs-conseils**, *des* **entrepreneurs**, *des* **experts individuels**, *des* **chercheurs** *et des* **enseignants**, *tous désignés en raison de leur compétence*.

Au niveau national, le CFBR organise principalement des colloques techniques réguliers, anime plusieurs groupes de travail nationaux et propose une journée de visite annuelle pour les étudiants d'écoles d'ingénieurs.

Au niveau international, le CFBR participe activement aux travaux de la CIGB, et notamment à la rédaction des **bulletins des comités techniques** qui constituent la référence internationale dans la profession. Le CFBR présente également des **rapports et communications** lors des Assemblées Générales et des Congrès.



comité français des **barrages** et **réservoirs** Savoie Technolac 73373 Le Bourget du Lac Cedex Tél. : 04.79.60.64.45 - <u>http://www.barrages-cfbr.eu</u>

> comité français des **barrages** et **réservoirs**