



**HAL**  
open science

## Recommandations pour la justification du comportement des barrages-voûtes : version provisoire

F. Andrian, E. Bourdarot, C. Carvajal, Audrey Carrere, G. Castanier, B.  
Couturier, F. Emeriault, J.P. Fabre, Y. Fournie, M. Hoonakker, et al.

### ► To cite this version:

F. Andrian, E. Bourdarot, C. Carvajal, Audrey Carrere, G. Castanier, et al.. Recommandations pour la justification du comportement des barrages-voûtes : version provisoire. Comité Français des Barrages et des Réservoirs, CFBR, pp.191, 2018. hal-02608725

**HAL Id: hal-02608725**

**<https://hal.inrae.fr/hal-02608725>**

Submitted on 16 May 2020

**HAL** is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.

# Recommandations provisoires pour la justification du comportement des barrages-voûtes

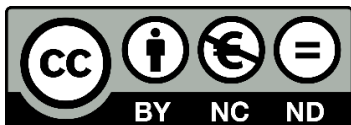


Octobre 2018

Edition CFBR – 2018  
www.barrages-cfbr.eu

Recommandations pour la justification du comportement des barrages-voûtes

ISBN : 979-10-96371-07-5 – dépôt légal 4<sup>ème</sup> trimestre 2018



Ce document est mis à disposition selon les termes de la licence [Creative Commons Attribution - Pas d'Utilisation Commerciale - Partage dans les Mêmes Conditions 3.0 France](https://creativecommons.org/licenses/by-nc-nd/3.0/fr). 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>.

Photo page de couverture : barrage de Vouglans (photothèque CFBR)

## PREFACE

Les barrages-voûtes sont limpides dans leur expression visuelle. Ils suggèrent plus que n'importe quel type de barrage l'arc-boutement de l'ouvrage sur ses rives rocheuses pour résister à la pression de l'eau. Cet arc-boutement assure de manière complexe la résistance fondamentale du barrage à toutes les sollicitations. On conçoit volontiers qu'il faut de l'expérience et de la pratique pour inscrire un ouvrage relativement mince en béton dans une vallée sans faire prendre de risques non-maitrisés aux populations et aux biens situés en aval.

Il faut de l'expérience pour déterminer comment la voûte va s'ancrer dans les rives rocheuses, comment orienter les facettes des excavations, comment dessiner la forme, comment « claver » la voûte pour qu'après l'ouverture des joints par le retrait thermique, la voûte trouve son monolithisme et son comportement hyperstatique.

L'objectif de ce document n'est pas de faire des recommandations pour construire de nouvelles voûtes, mais d'établir des recommandations pour assurer que les barrages-voûtes existants sont bien suivis, que leur comportement est bien compris et que les mesures nécessaires sont prises si des comportements imprévus sont détectés. Les recommandations concernent donc en priorité les méthodes et les pratiques d'une bonne surveillance des barrages-voûtes.

L'enseignement des barrages-voûtes sera probablement de plus en plus succinct. Comme pour tous les ouvrages anciens de notre patrimoine, il faut conserver le savoir-faire qui permet d'en assurer la pérennité. Certaines périodes sont plus audacieuses que d'autres. Dans la période d'après-guerre 39-45, la difficulté de se procurer du ciment et des aciers a conduit les ingénieurs à des trésors d'imagination pour utiliser le moins possible de matière et le faire de la manière la plus judicieuse possible. Le souci économique était peut-être plus prégnant qu'aujourd'hui, et l'aversion au risque moins impérative.

On ne conforte pas aisément un ouvrage au comportement complexe comme celui d'une voûte. Certains confortements peuvent avoir des effets contraires à l'effet attendu. Le manque d'information peut laisser penser aux élus et à la population placée à l'aval que l'épaisseur du barrage est faible alors même que le béton travaille bien en-dessous des valeurs de sollicitations des structures modernes. Parfois le public s'inquiète de la taille du lac, comme si le lac poussait d'autant plus qu'il est plus grand. La force de l'eau ne dépend bien sûr que de la profondeur de l'eau et la hauteur de la vague en cas de rupture ne dépend que de cette hauteur d'eau. Seule la durée du déversement en cas de rupture dépendrait du volume du lac.

Pour évaluer la sécurité d'un barrage-voûte, il faut supposer un mécanisme de rupture et déterminer la marge de sécurité par rapport à ce schéma de rupture. Le mécanisme de la rupture du barrage de Malpasset est celui qui, maintenant, vient le premier à l'esprit. C'est la seule rupture de ce type dans l'expérience mondiale. La tenue d'un barrage-voûte dépend essentiellement de la tenue de ses appuis. « Pour autant que ses appuis résistent... » disait André Coyne. Le drainage des appuis aurait évité cet accident. L'efficacité de ce drainage est à contrôler en permanence, et pour assurer ce contrôle, il faut connaître la piézométrie dans les rives, en correspondance avec l'analyse des plans géologiques de faiblesse des rives. Ne jamais oublier que la piézométrie dans les rives ne dépend pas seulement de la cote de la retenue, mais aussi de la piézométrie des nappes de versants qui peut évoluer notamment avec l'intensité des pluies et des embruns provoqués par le fonctionnement de l'évacuateur de crue ou de la vidange de fond. C'est le seul mécanisme qui a conduit à l'effacement catastrophique d'un barrage-voûte.

Il est donc primordial d'ausculter, analyser, éventuellement renforcer les appuis, mais avec diligence. La qualité des appuis n'évolue pas dans le temps. Les culées dont la présence était presque systématique sont devenues plus rares. Cette pratique a été abandonnée. Il faut éviter de les renforcer en démontrant qu'elles sont insuffisantes alors qu'elles sont peut-être inutiles. Leur renforcement peut ne pas avoir d'effet sur la sécurité du barrage. Les expériences doivent être analysées en évitant de généraliser les plus lourdes.

Les fissures horizontales ou inclinées n'ont pas de conséquences si le dessin de la voûte est conforme aux règles de l'art. Le déclavage des joints de clavage est systématique en saison froide si la retenue n'est pas pleine. Il est sans conséquence sur la sûreté.

Les barrages-voûtes en vallée large présentent fréquemment des niveaux piézométriques élevés dans la fondation en partie centrale. C'est une source de préoccupation justifiée. Le mécanisme de rupture, jamais constaté, serait alors l'expulsion d'un ou plusieurs blocs de rocher provoquant une fuite massive au pied du barrage, sans rupture du barrage. Ce mécanisme a déjà été analysé et le facteur local de sécurité a été amélioré de différentes manières. Ce sont les barrages-voûtes en vallée large qui demandent le plus d'attention, non qu'elles soient moins sûres, mais leur analyse exige les meilleures connaissances et les meilleurs modèles mathématiques.

La réglementation a conduit à des analyses plus approfondies avec des méthodes modernes accompagnées d'une réévaluation des niveaux des séismes à prendre en compte ou/et des débits de crues à évacuer.

L'expérience mondiale montre que, de tous les barrages, les barrages-voûtes sont ceux qui se comportent le mieux lors des séismes. Pour le démontrer, il faut avoir recours à des modèles mathématiques relativement sophistiqués et à des équipes spécialisées. Le mouvement des joints verticaux pendant un séisme seraient susceptibles d'absorber beaucoup d'énergie et de constituer de bons amortisseurs. Des études sont nécessaires pour démontrer cette hypothèse.

Les barrages-voûtes résistent à des hauteurs d'eau élevées. Le barrage de Vajont a été submergé sans dommage pour lui par une vague égale à sa hauteur. Le risque principal associé à la surverse sur un barrage-voûte est l'érosion des appuis par l'écoulement concentré au pied aval du barrage, le long des rives. C'est pour cette raison qu'il est possible, dans certaines configurations, de prévoir un garde-corps à l'aval du couronnement qui soit ouvert dans la partie centrale (à claire-voie) et fermé au-dessus des appuis (en béton robuste). Cela ne remplace pas le redimensionnement de l'évacuateur de crue, mais permet de réduire les conséquences d'un cas extrême imprévu.

Les barrages-voûtes sont sensibles aux maladies du béton et notamment aux conséquences du gonflement du béton, quelle que soit son origine chimique. Ces processus sont lents et progressifs et laissent le temps de réaliser des essais et des modélisations qui permettent à des équipes spécialisées de recommander les bonnes décisions.

B. Tardieu

## Table des matières

<b>1</b>	<b>CONCEPTS GENERAUX.....</b>	<b>11</b>
1.1	ELEMENTS HISTORIQUES .....	11
1.2	LE COMPORTEMENT DES BARRAGES-VOUTES. LES ENSEIGNEMENTS TIRES DU RETOUR D'EXPERIENCE .....	12
1.3	LES DIFFERENTS ETATS A CONSIDERER .....	14
<b>2</b>	<b>LES FONDATIONS .....</b>	<b>16</b>
2.1	MODELE GEOLOGIQUE DE LA FONDATION .....	16
2.1.1	<i>Principes</i> .....	16
2.1.2	<i>Démarche pour obtenir un modèle géologique</i> .....	17
2.1.3	<i>Etablissement du modèle géologique de la fondation</i> .....	21
2.1.4	<i>Synthèse géologique</i> .....	22
2.2	MODELE MECANIQUE DE LA FONDATION .....	26
2.2.1	<i>Principes</i> .....	26
2.2.2	<i>Démarche pour déterminer le modèle mécanique</i> .....	27
2.2.3	<i>Etablissement du modèle mécanique de la fondation</i> .....	28
2.2.4	<i>Données relatives à la résistance de la zone de contact fondation/barrage-voûte</i> .....	32
2.3	RECOMMANDATIONS ET MISES EN GARDE SUR LES ESSAIS ET RECONNAISSANCES GEOTECHNIQUES.....	33
2.3.1	<i>Réalisation</i> .....	33
2.3.2	<i>Interprétation</i> .....	33
2.3.3	<i>Variabilité/incertitude des données et valeurs caractéristiques des propriétés mécaniques de la fondation</i> .....	34
2.4	HOMOGENEISATION GEOMECHANIQUE DES FONDATIONS ET LIEN AVEC LES CALCULS .....	35
<b>3</b>	<b>BETON DU CORPS DU BARRAGE .....</b>	<b>36</b>
3.1	CADRE / OBJECTIF .....	36
3.2	IDENTIFICATION / DESCRIPTION DU BETON.....	36
3.3	DONNEES / SOURCES D'INFORMATION.....	36
3.3.1	<i>Données généralement disponibles</i> .....	36
3.3.2	<i>Essais / reconnaissances complémentaires</i> .....	37
3.4	COMPORTEMENT DU BETON .....	39
3.4.1	<i>Comportement général</i> .....	39
3.4.2	<i>Processus irréversibles</i> .....	39
3.5	PROPRIETES DE DENSITE ET DE DEFORMABILITE ELASTIQUE ET THERMIQUE DU BETON .....	41
3.5.1	<i>Poids volumique</i> .....	41
3.5.2	<i>Module d'élasticité</i> .....	41
3.5.3	<i>Coefficient de Poisson</i> .....	42
3.5.4	<i>Coefficient de dilatation thermique</i> .....	43
3.6	PROPRIETES DE RESISTANCE STATIQUE MECANIQUE DU BETON .....	43
3.6.1	<i>Résistance à la compression</i> .....	43
3.6.2	<i>Résistance à la traction</i> .....	43
3.6.3	<i>Résistance au cisaillement</i> .....	43
3.6.4	<i>Propriétés de résistance mécanique des joints de béton</i> .....	44
3.7	PROPRIETES DYNAMIQUES DU BETON .....	44
3.7.1	<i>Elasticité dynamique</i> .....	44
3.7.2	<i>Amortissement</i> .....	45
3.7.3	<i>Résistance à la compression et à la traction en dynamique</i> .....	45
<b>4</b>	<b>AUSCULTATION ET SURVEILLANCE .....</b>	<b>46</b>
4.1	L'AUSCULTATION ET LA SURVEILLANCE CLASSIQUE DES VOUTES .....	46
4.1.1	<i>Les spécificités du comportement des voûtes et donc de leur surveillance</i> .....	46
4.1.2	<i>Les dispositifs d'auscultation classiques (type, localisation)</i> .....	50
4.1.3	<i>Mesure des sollicitations (cotes, températures)</i> .....	53
4.2	CARACTERISTIQUES ET COMPORTEMENTS PARTICULIERS DES VOUTES ET LEUR SURVEILLANCE .....	54
4.2.1	<i>Instabilité de volumes rocheux</i> .....	54
4.2.2	<i>Sensibilité à la fissuration, glissement le long des appuis</i> .....	54
4.2.3	<i>Ouverture en pied amont</i> .....	55

4.2.4	Gonflement du béton.....	56
4.3	DISPOSITIFS TEMPORAIRES A BUT SPECIFIQUE.....	57
4.4	ANALYSE STATISTIQUE DES DONNEES D'AUSCULTATION.....	57
4.4.1	Généralités.....	57
4.4.2	Reconstitution d'historique.....	58
4.5	CONCLUSION.....	58
<b>5</b>	<b>SOLLICITATIONS.....</b>	<b>59</b>
5.1	ACTIONS.....	59
5.1.1	Poids propre du barrage.....	59
5.1.2	Actions de l'eau sur l'ouvrage.....	59
5.1.3	Pressions d'eau en fondation.....	60
5.1.4	Actions thermiques.....	60
5.1.5	Gonflement du matériau béton.....	62
5.1.6	Poussée des sédiments en fond de retenue.....	62
5.1.7	Action des tirants d'ancrage.....	63
5.1.8	Action sismique.....	63
5.2	DEFINITION DES SITUATIONS DE VERIFICATION.....	63
5.2.1	Généralités.....	63
5.2.2	Prise en compte des actions thermiques.....	64
5.2.3	Situations durables / normales d'exploitation.....	65
5.2.4	Situations rares / transitoires d'exploitation.....	66
5.2.5	Situations extrêmes ou accidentelles.....	67
5.2.6	Autres situations de vérification.....	67
5.2.7	Cas particulier des barrages écrêteurs de crue :.....	68
5.3	RECAPITULATIF DES PRINCIPALES SITUATIONS DE VERIFICATION.....	68
<b>6</b>	<b>MECANISMES DE RUPTURE ET CRITERES D'EVALUATION.....</b>	<b>70</b>
6.1	ANALYSE DES CINEMATQUES ISSUES DE L'ACCIDENTOLOGIE/INCIDENTOLOGIE.....	70
6.1.1	Instabilité d'un volume rocheux.....	70
6.1.2	Glissement le long d'un appui.....	71
6.1.3	Non-reprise des efforts en pied des plots centraux.....	71
6.1.4	Dépassement de la résistance du béton / contraintes admissibles dans le béton.....	71
6.1.5	Erosion du rocher par surverse.....	72
6.1.6	Erosion interne pour des configurations géologiques particulières.....	72
6.1.7	Mécanismes de rupture engendrés par des scénarios complexes.....	73
6.2	MECANISMES DE RUPTURE ET CRITERES ASSOCIES.....	73
6.2.1	Critères associés à l'instabilité de volume rocheux.....	74
6.2.2	Critères pour le glissement le long des appuis.....	75
6.2.3	Critères pour la reprise des efforts en pied des plots centraux.....	79
6.2.4	Critères pour le dépassement de la résistance du béton / contraintes admissibles dans le béton.....	80
6.2.5	Eléments d'appréciation pour la tenue du rocher aval en cas de surverse.....	80
6.2.6	Critères relatifs à l'érosion interne dans le rocher et au débouillage de conduits karstiques ou de crevasses.....	82
6.3	SYNTHESE DES CRITERES PROPOSES.....	82
<b>7</b>	<b>MODELISATION DES BARRAGES-VOUTES.....</b>	<b>84</b>
7.1	OBJECTIF.....	84
7.2	DEMARCHE DE MODELISATION.....	84
7.2.1	Points d'attention dans la formulation du modèle.....	85
7.2.2	Méthodes de résolution numérique.....	86
7.3	GEOMETRIE, MAILLAGE ET CHARGEMENTS USUELS.....	87
7.3.1	Définition du modèle géométrique et du maillage associé.....	87
7.3.2	Etat de contrainte initial sous poids-propre.....	88
7.3.3	Pression hydrostatique et couplage hydro-mécanique.....	89
7.3.4	Chargement thermique.....	89
7.4	CHOIX ET AJUSTEMENT DES PARAMETRES DU MODELE.....	90
7.5	LOIS DE COMPORTEMENT.....	90
7.5.1	Modélisation et analyse du corps du barrage.....	90

7.5.2	Modélisation et analyse de la fondation .....	91
7.5.3	Modélisation et analyse de l'interface barrage / fondation .....	94
7.6	PHENOMENES A L'ORIGINE DE COMPORTEMENTS IRREVERSIBLES.....	96
7.6.1	Retrait .....	97
7.6.2	Fluage.....	97
7.6.3	Gonflement des bétons .....	97
7.6.4	Effets des chargements cycliques.....	97
7.7	MODELISATION DU COMPORTEMENT SISMIQUE .....	98
7.7.1	Modélisation du chargement sismique.....	99
7.7.2	Modélisation de l'interaction fluide-structure .....	101
7.7.3	Modélisation de l'interaction sol-structure .....	102
7.7.4	Caractéristiques mécaniques dynamiques - amortissement .....	104
7.7.5	Non-basculement d'un plot dans la retenue – kinetic blocks.....	104
7.8	QUELQUES EXEMPLES DE PRE ET POST-TRAITEMENT .....	106
7.8.1	Maillage.....	106
7.8.2	Post-traitements .....	107
<b>8</b>	<b>REFERENCES .....</b>	<b>114</b>
8.1	CONCEPT GENERAUX.....	114
8.2	LES FONDATIONS .....	114
8.3	MATERIAU BETON.....	114
8.4	AUSCULTATION .....	115
8.5	SOLLICITATIONS.....	115
8.6	CRITERES.....	116
8.7	MODELISATION.....	116
<b>ANNEXE A : EVOLUTION DES METHODES DE JUSTIFICATION DES BARRAGES-VOUTES .....</b>		<b>119</b>
A.1	LES PRECURSEURS .....	119
A.2	LES METHODES 2D.....	119
A.3	LES METHODES 3D DE LA RDM .....	122
A.4	LES ELEMENTS FINIS .....	124
A.5	LES CALCULS DYNAMIQUES .....	126
<b>ANNEXE B : FONDATIONS.....</b>		<b>127</b>
B.1	CARACTERISATION DES MASSIFS ROCHEUX – APPROCHES EMPIRIQUES .....	127
B.2	PRECISIONS SUR LE CRITERE DE RUPTURE .....	129
<b>ANNEXE C : CARACTERISTIQUES MECANIQUES DES DISCONTINUITES DE BETON.....</b>		<b>133</b>
<b>ANNEXE D : AUSCULTATION ET SURVEILLANCE.....</b>		<b>134</b>
D.1	LES PRINCIPAUX TYPES DE FISSURATION .....	134
D.2	LES PRINCIPES DES METHODES D'ANALYSE STATISTIQUE DES GRANDEURS MEASUREES .....	137
D.3	PASSAGE DES DEPLACEMENTS MESURES AUX DEFORMATIONS INTERNES .....	139
D.4	UN REX SUR LES CHAMPS DE PRESSION OBSERVES EN FONDATION DANS LA PARTIE CENTRALE DES VOUTES .....	141
D.5	UTILISATION DE L'AUSCULTATION POUR LE CALAGE DES MODELES (MODULES D'ELASTICITE...) .....	143
<b>ANNEXE E : INCIDENTOLOGIE – ACCIDENTOLOGIE .....</b>		<b>145</b>
E.1	DEFAILLANCE DES FONDATIONS .....	145
E.2	LE CAS PARTICULIER DU BARRAGE DE MEIHUA (CHINE, 1981) [E-2] .....	150
E.3	EROSIONS DES APPUIS .....	151
E.4	COMPORTEMENT DU PIED AMONT DES BARRAGES-VOUTES .....	152
E.5	DIMENSIONNEMENT. HARDIESSE DES VOUTES .....	157
E.6	LES SOLLECITATIONS THERMIQUES.....	159
E.7	LE GONFLEMENT DES BETONS .....	160
<b>ANNEXE F : ERODABILITE DU ROCHER AU DEVERSEMENT .....</b>		<b>163</b>
F.1	POTENTIEL D'EROSION AUX EXTREMITES EN CRETE .....	163
F.2	POTENTIEL D'EROSION LE LONG DES RIVES EN PENTE .....	163



F.3	POTENTIEL D'EROSION EN FOND DE VALLEE.....	163
<b>ANNEXE G : REGLEMENTATIONS ET PRATIQUES ETRANGERES .....</b>		<b>171</b>
G.1	USA.....	171
G.2	AUSTRALIE.....	174
G.3	SUISSE.....	176
G.4	TABLEAU DE COMPARAISON DES COMBINAISONS DE CHARGEMENT .....	180
G.5	TABLEAU DE COMPARAISON DES CRITERES.....	182
<b>ANNEXE H : AXES DE DEVELOPPEMENT ET DE RECHERCHE .....</b>		<b>184</b>

## AVANT-PROPOS

### Contexte

Depuis 2006, la profession, notamment le Comité Français des Barrages et Réservoirs (CFBR), a produit un corpus de recommandations techniques permettant de dimensionner ou de vérifier les structures des barrages vis-à-vis des sollicitations auxquelles elles sont soumises, et en particulier les crues et les séismes. Un certain formalisme s'inspirant des Eurocodes est introduit dans ces textes, qui conservent néanmoins beaucoup de spécificités propres aux pratiques de la profession.

Ces recommandations sont rappelées ci-après :

- *justification de la stabilité des barrages-poids* (CFBR - version provisoire 2006, version définitive 2012) ;
- *justification de la stabilité des barrages et des digues en remblai* (CFBR - version provisoire 2010, version définitive 2015) ;
- *dimensionnement des évacuateurs de crues de barrages* (CFBR - 2013) ;
- *risque sismique et sécurité des ouvrages hydrauliques* (version provisoire 2010, version définitive 2014) – ce document a été élaboré sous le timbre MEDDE/DGPR, avec la participation active de membres du CFBR.

Si les deux derniers documents sont utilisables pour tout type de barrage, en particulier pour la définition des sollicitations, les aspects liés à la vérification des structures n'ont concerné que les barrages-poids et les barrages en remblai.

Il restait donc à couvrir le domaine des barrages-voûtes. Le parc français en est richement doté, avec une centaine de voûtes construites essentiellement entre 1935 et 1980.

Ce parc vieillit. Des diagnostics de sûreté menés ces dernières années, en particulier dans le cadre d'analyses réglementaires, ont mis en évidence des pathologies ou des particularités de comportement. Certaines problématiques ont conduit à un approfondissement des principes d'analyse jusque-là mis en œuvre : stabilité au pied des voûtes larges, poussées thermiques ou de gonflement sur les plots de rive ou les culées, interactions voûte / fondation, fluage, gonflement, etc. L'accidentologie et l'incidentologie mondiale ont également mis en évidence des mécanismes de défaillance avérés ou envisageables.

### Mandat du groupe de travail (Commission Exécutive du CFBR du 17/10/2014)

L'objectif principal des recommandations est de constituer une synthèse de l'état de l'art en matière de vérification des voûtes, à vocation didactique, et proposer des approches méthodologiques et des principes d'évaluation de la sûreté de ces ouvrages.

Le champ d'application concerne uniquement les barrages existants.

### La démarche conceptuelle

Son fil conducteur a consisté, à partir d'une analyse de l'accidentologie et l'incidentologie mondiale et des comportements observés depuis plus de 50 ans, à en déduire les principaux mécanismes de défaillance propres à ces ouvrages et les critères de performance associés. Cette démarche originale résulte du fonctionnement spécifique de chaque voûte, liée à sa fondation, qui n'autorise guère une standardisation des méthodes de vérification. Il s'agit en particulier de distinguer ce qui relève d'une

adaptation normale de l'ouvrage, de processus de rupture localisée liés à l'hyperstaticité des structures, ou de mécanismes plus globaux. Le développement actuel des analyses de risques, et l'évolution des réglementations visant à prendre en compte des événements d'occurrence très faibles, imposent la recherche de méthodes d'analyse et le cas échéant de solutions (surveillance, confortements) adaptées aux cinématiques de ruptures possibles.

La sûreté d'une voûte reposant sur la résistance de ses appuis, une large part des recommandations est consacrée à la manière d'établir un modèle géologique et géotechnique cohérent de la fondation du barrage-voûte. Il est tout aussi important de bien caractériser la structure « en grand » et sa rhéologie, que d'estimer les paramètres géomécaniques qui gouvernent la résistance des discontinuités et joints de la fondation.

Auscultier et surveiller un ouvrage sur la durée sont également des fondamentaux de la sûreté. Un chapitre est dédié aux bonnes pratiques dans ce domaine.

Alors que les premiers concepteurs ont dû développer des modèles numériques simplifiés du comportement de ces structures afin d'en faciliter le calcul, l'ingénieur dispose aujourd'hui de moyens numériques puissants ; mais il a besoin de disposer d'une méthodologie pour la mise en œuvre de ces outils et l'exploitation de leurs résultats. Un chapitre décrit les principales approches de modélisation, linéaires ou non-linéaires, associées aux mécanismes de rupture étudiés et aux critères de performance proposés.

Les justifications s'appuient d'une part sur l'évaluation des sollicitations, d'autre part sur la quantification des critères de performance. S'agissant des sollicitations, le rapport fait référence aux autres documents produits par la profession (notamment pour les aléas crues et séismes), mais détaille les actions thermiques, spécifiques à certaines catégories de voûtes, et la manière de les combiner avec les autres chargements.

Quant aux critères de performance, ils ne peuvent se résumer à un facteur de sécurité unique compte tenu des phénomènes d'adaptation liés à l'hyperstaticité de la structure. Des critères en termes de déplacements, de contraintes acceptables, et de comportement global, sont proposés.

L'enseignement principal de ces recommandations est que la vérification de l'évaluation de la sûreté de tels ouvrages nécessite une démarche rigoureuse dans l'analyse des mécanismes de défaillances possibles et du comportement de l'ouvrage au travers de l'auscultation et la surveillance, et dans le choix des situations de projets à étudier. Au-delà de critères de performances chiffrés, l'expérience et la compétence de l'ingénieur restent au centre de cette réflexion.

Compte tenu de l'ampleur de la tâche sur les voûtes proprement dites, le cas des voûtes multiples a été reporté à une échéance ultérieure.

Le cas des barrages poids-voûtes n'a pas été spécifiquement traité. Il s'agit de voûtes épaisses, qui mobilisent un effet d'arc mais dont le poids propre contribue aussi largement à la stabilité. L'idée de base est de considérer que la justification en 3D (effet d'arc) doit être entreprise dès lors que la stabilité ne peut être démontrée par la seule approche en 2D.

#### Utilisation des recommandations

Plusieurs approches méthodologiques et critères de performance sont novateurs. Plusieurs chiffres sont donc placés entre crochets. Conformément aux dispositions prévues pour la publication des guides et recommandations du CFBR, les présentes recommandations sont formulées à titre provisoire pendant quelques années. Son utilisation par la profession fera l'objet d'un large retour d'expérience de la part des utilisateurs, avant sa publication sous un statut de recommandations définitives.

### Le groupe de travail

Les recommandations ont été préparées par un groupe de travail technique du CFBR sur une période de 3,5 années (fin 2014 à mi 2018, 16 réunions dont un séminaire de 2 jours, de multiples rencontres en sous-groupes thématiques et 6 réunions de relecture). Le groupe est composé d'une vingtaine de personnes regroupant des maîtres d'ouvrages, des bureaux d'études, des experts et des représentants de l'administration. Parmi ces membres on compte plusieurs experts internationaux qui ont participé à la conception de barrages-voûtes en France et dans le monde ; leurs contributions précieuses à ce document s'inscrivent dans un processus de transfert de connaissances essentiel pour l'ingénierie des barrages-voûtes.

Tous les membres du groupe de travail ont contribué activement aux échanges (parfois pointus et passionnés sur des sujets difficiles et peu traités dans la littérature), à la rédaction et à la mise au point du document final. Qu'ils en soient vivement remerciés.

La composition du groupe est la suivante :

ANDRIAN Frédéric	ARTELIA
BOURDAROT Eric	EDF/CIH
CARVAJAL Claudio	Irstea
CARRERE Alain	TRACTEBEL/Coyne et Bellier - Consultant
CASTANIER Gilbert	EDF/TEGG
COUTURIER Bernard	CTPBOH
EMERIAULT Fabrice	ENSE3 – 3SR
FABRE Jean-Paul	EDF/DTG
FOURNIE Yann	SHEM
HOONAKKER Marc	MTES/BETCGB
JELLOULI Moez	ISL
KOLMAYER Philippe	EDF/CIH
MOLIN Xavier	TRACTEBEL/Coyne et Bellier
NORET Christine	TRACTEBEL/Coyne et Bellier
OUSSET Isabelle	Irstea
PREVOT Guirec	MTES/BETCGB
ROBBE Emmanuel	EDF/CIH
TARDIEU Bernard	Consultant
YZIQUEL Alain	ARTELIA

Benoît BLANCHER (EDF/CIH) et Thibault ULRICH (Artelia) ont apporté ponctuellement leurs connaissances sur les aspects hydrauliques du déversement et de l'érosion à l'aval des barrages-voûtes.

Marc Hoonakker a assuré l'animation du groupe de travail, et Guirec Prévot le secrétariat technique.

### Terminologie

Le mode de prise en compte de l'action de l'eau est essentiel. Traditionnellement, dans le cas des barrages en béton, le béton est supposé imperméable. L'action de l'eau est supposée s'appliquer à la surface amont en contact avec la retenue et à la surface inférieure en contact avec la fondation rocheuse en prenant en compte les hypothèses de drainage. On parle dans ce cas de pression sur la face amont et de sous-pression sur la face en contact avec la fondation. L'approche actuelle considère le béton et le rocher de la fondation comme des milieux perméables dans lesquels l'eau s'écoule en fonction de la perméabilité du milieu. Les méthodes de calcul déterminent les variations de pressions (le terme mathématique est le gradient de pression). La force appliquée au milieu, en intensité et en direction, est proportionnelle au gradient de pression. Cette approche conduit à des champs de forces

différents des méthodes traditionnelles, en particulier dans la fondation. En ce qui concerne le béton, si la perméabilité est très faible, le gradient au contact avec le réservoir est très élevé et la pression s'applique sensiblement sur la face amont. Cependant, la rupture locale des pieds de voûte peut généralement s'expliquer par ces gradients de pression d'eau qui provoquent des forces qui n'étaient pas anticipées et qui provoquent des ruptures dans le béton. Pour ces raisons, les présentes recommandations parlent généralement de la pression de l'eau (considérée comme une variable d'état). Cependant, pour l'application de certaines méthodes traditionnelles et notamment les méthodes de stabilité (y compris les coins rocheux), on continue souvent d'utiliser le terme de sous-pression et ce terme est alors conservé dans les recommandations. Notons que la notion de pression interstitielle est associée à la mécanique des sols qui considère le milieu comme un milieu granulaire dont les vides sont plus ou moins pleins d'eau. La pression interstitielle de l'eau dépend des cas étudiés. Dans ce cas, la force appliquée par l'eau est proportionnelle au gradient de pression de l'eau interstitielle.

Le terme « vérificateur », utilisé plusieurs fois dans le texte, couvre à la fois le métier de « vérification » (cas d'une réévaluation de sûreté) et celui de « conception » dans le travail de justification à réaliser (cas de travaux).

## 1 Concepts généraux

### 1.1 Eléments historiques

Si l'on excepte les traces de barrages courbes antérieurs à l'ère chrétienne, les premiers barrages arqués ont été recensés à partir du XIV<sup>ème</sup> siècle en Iran (barrage de Kébar de 26 m de hauteur) et en Espagne (Almansa au XV<sup>ème</sup> et Elche au XVII<sup>ème</sup> siècle), puis en Italie (Pontalto au XVII<sup>ème</sup> siècle, ouvrage surélevé plusieurs fois).

C'est cependant le barrage Zola situé à proximité d'Aix en Provence et encore en service aujourd'hui qui marque véritablement l'avènement de ce type d'ouvrage. D'une hauteur de 43 m, mis en eau en 1852, il est construit en maçonnerie. Même si la formule du tube était déjà établie à l'époque (expérimentalement par Mariotte en 1673 et démontrée par Navier en 1826), il semble que l'ouvrage n'ait été dimensionné qu'en considération de la stabilité au renversement des consoles et prise en compte forfaitaire des effets d'arcs ([cf. Annexe A](#)).

La technique des barrages-voûtes s'est ensuite progressivement développée dans d'autres pays, comme en Australie avec le barrage de Paramatta (1856) de 16 m de hauteur, et un rapport largeur sur hauteur déjà élevé ( $L/H=4,3$ ). Aux Etats Unis, le barrage de Stone dam est réalisé en Californie en 1871 ( $h=9$  m) suivi de Bear Valley ( $h=18$  m) en 1883-1884. Ces voûtes sont jusque-là construites en maçonnerie. Le premier barrage en béton, Abbeystead dam ( $H=20$  m) est réalisé en Angleterre (1878-1881).

Le barrage-voûte mince en maçonnerie de Sweetwater ( $h=27$ m) construit en Californie (1887-1888) comprend un parement amont incliné décrit par cercles à centre fixe mais à rayon variable. Construit en deux phases ( $h=18$  m en 1887/  $h=27$  m en 1888), il subit en 1888 deux jours de déversement sans dégât. Surélevé en 1910-1911, il connaît en 1916 un nouveau déversement qui emporte une partie de l'appui RD de l'ouvrage. L'ouvrage est alors réparé et les capacités d'évacuation renforcées en RD et RG.

En 1903 est réalisé aux Etats-Unis le premier projet de barrage à double courbure (Six Mile Creeks ou Ithaca). D'une hauteur initiale de 27 m, sa réalisation est arrêtée à 9 m, en raison vraisemblablement des inquiétudes suscitées par la finesse et l'audace de la forme.

A l'occasion des projets des barrages de Pathfinder et Buffalo Bill dam (1905 et 1910) qui atteignent les hauteurs records de 65 et 99 mètres, le premier calcul d'ajustement entre arcs et console de clef est réalisé (Visher et Wagoner 1889).

Le barrage de Salmon-Creek (sud Alaska,  $h=51$  m, 1914) voit la véritable mise en œuvre de la double courbure par Jorgensen suivant le principe du barrage à angle constant. A cette occasion est également introduite la technique de construction par plots : l'ouvrage comprend deux joints de construction.

En Suisse, la double courbure est adoptée par Heinrich E.Grüner sur le barrage de Monsalvens ( $h=55$  m, 1920) avec un épaissement des arcs vers les rives. L'ouvrage est calculé par la méthode de Ritter (1913), méthode raffinée par Henri Gigot et Alfred Stucky collaborateurs de Grüner. Cette méthode développée et perfectionnée par l'USBR aboutit à la Trial Load Method en 1938.

En France, c'est le barrage de la Bromme (42 m) mis en service en 1932 qui marque véritablement le début de la phase de construction des barrages-voûtes. Le barrage de Marèges ( $h= 90$  m) mis en eau en 1935 suit de peu. Sur cet ouvrage à double courbure, André Coyne a notamment développé la méthode de calcul par arcs plongeants. L'ouvrage se distingue également par la forme en surplomb en zone amont afin de limiter la zone tendue. A vide, l'équilibre est assuré par un système de béquilles.

Sur les ouvrages suivants de la Dordogne (Bort/Chastang/l'Aigle), André Coyne préfère conserver la simple courbure, tant en raison d'une plus grande facilité d'intégration des évacuateurs de crue, d'une construction plus aisée, ainsi que d'une meilleure adaptation aux hétérogénéités éventuelles de la fondation. La simple courbure est également conservée à Tignes (180 m), plus haut barrage d'Europe au moment de sa construction.

Dans la conception des voûtes françaises de cette époque est souvent utilisée, à côté des méthodes de calcul par arcs plongeurs et d'ajustement arcs-console, la méthode des voûtes actives proposée par Résal en 1919 et développée par Malterre en 1922, qui néglige les zones en traction des arcs et ne prend en compte que la partie de voûte en compression.

En Italie le barrage d'Ossiglietta (1939) voit la première conception avec joint périmétral de pied (pulvino), avec l'objectif de localiser les zones en extension en pied d'ouvrage.

Sur le barrage à double courbure de Vieux Emosson (1955), les premiers arcs à courbure variable en plan sont adoptés par Gicot (arcs paraboliques). Mauvoisin (1957) barrage à double courbure conçu par Stucky, dépasse le premier la hauteur de 200 m (237 m). Sur les Toules (86 m, 1963), Gicot utilise les premiers arcs elliptiques. En France la définition des arcs selon des spirales logarithmiques est introduite par Maurice Leroy (Coyne et Bellier) sur le barrage de Vouglans (1968).

Vajont en 1960 atteint la hauteur de 262 m, Inguri en 1980, 272 m. En Chine la hauteur de 300 m est frôlée en 2005 par le barrage de Xiaowan (294 m, 2012) et dépassée par Jinping I (305 m, 2014).

Il faut noter qu'à partir des années 1970 apparaît la méthode de calcul aux éléments finis qui rend beaucoup plus aisé et précis le calcul des déplacements, des contraintes et des déformations dans une voûte et sa fondation. Dans les années 1980 commencent à apparaître les premiers calculs non-linéaires.

Progressivement le rôle des pressions interstitielles dans les roches et dans le béton est mis en évidence. L'analyse des causes de la rupture du barrage de Malpasset (66 m, décembre 1959) révèle ainsi le rôle déstabilisateur des forces de sous-pression dans des configurations défavorables de réseaux de discontinuités en fondation. La prise en compte du béton comme un milieu poreux amène un développement des modèles poro-mécaniques. Dans ce cadre peuvent être expliqués les phénomènes de retrait-fluage ou les évolutions de perméabilité en présence d'une fissuration (modèles poroplastiques ou poro-endommageables).

## 1.2 Le comportement des barrages-voûtes. Les enseignements tirés du retour d'expérience

La transmission des efforts d'un barrage-voûte à sa fondation repose principalement sur une mobilisation des effets d'arcs. Dans ce fonctionnement, les efforts appliqués aux arcs sont transférés aux appuis par leur mise en compression. Les composantes rive-à-rive des poussées à chaque extrémité des arcs s'équilibrent et la résultante de ces poussées est égale à la composante amont-aval appliquée sur l'ouvrage (cf. [Annexe A](#)).

Ce mode de fonctionnement, qui conduit à une transmission latérale des poussées, est cependant celui d'un empilement d'arcs indépendants, non encastrés sur les rives.

Dans la réalité, l'encastrement des arcs au niveau des rives est générateur de moments fléchissants et d'efforts tranchants et amène :

- une réorientation vers l'aval des poussées ;
- aux naissances des arcs, une majoration des contraintes de compression à l'aval, et une diminution à l'amont pouvant aller jusqu'à des tractions ;

- a contrario près de la clé, une majoration des contraintes de compression à l'amont et une diminution à l'aval pouvant aller jusqu'à des tractions.

Par ailleurs le liaisonnement des arcs conduit au développement d'effets verticaux « console » qui ajoute au transfert latéral des poussées un mode de transfert par cisaillement vers le bas (à l'instar de celui qui se développe dans les barrages-poids). Cet effet se traduit également au pied des consoles par le développement de moments fléchissants et d'efforts tranchants et amène :

- en pied amont, une diminution des contraintes de compression pouvant aller jusqu'à des tractions ;
- en pied aval, une majoration des contraintes de compression ;

Ces effets « console » peuvent sous certaines combinaisons d'actions (solicitations thermiques, phénomènes irréversibles comme le retrait et le fluage, couplages mécaniques-hydrauliques) se trouver progressivement annihilés par la libération des tractions aux encastremets qui constitue une forme d'adaptation de l'ouvrage aux chargements auxquels il est soumis.

Ce processus conduit à retrouver une mobilisation accrue des effets d'arcs sur lesquels repose, en situation d'état-limite ultime, la tenue des voûtes.

Dans cette situation, deux critères principaux doivent être respectés :

- la résistance à la compression des arcs ;
- la résistance des appuis (y compris les interfaces béton-fondation) aux poussées transmises.

L'analyse de l'accidentologie (cf. [Annexe E](#)) montre que les deux ruptures totales observées dans le parc mondial de barrages-voûtes, celles des barrages de Malpasset (France) et de Meihua (Chine), sont imputables aux conditions de transfert des efforts des arcs vers les appuis.

Si la rupture de Meihua peut être principalement imputée à la conjugaison défavorable de la présence d'un joint périmétral et d'effets thermiques, le cas de Malpasset illustre l'importance de deux facteurs principaux :

- la présence de réseaux de discontinuité et leur résistance au cisaillement dans la fondation ;
- le rôle déstabilisateur potentiel joué par les sous-pressions liées aux écoulements en provenance de la retenue et des versants.

Les effets thermiques peuvent amener une redistribution des efforts et des contraintes, particulièrement sensible dans le cas des voûtes minces, leur faible inertie thermique conduisant à des variations thermiques significatives, y compris à cœur.

Ces effets thermiques entraînent une amplification des effets du chargement hydrostatique, en hiver à retenue haute par risque accru de mise en extension du pied amont, en été aux niveaux bas de retenue par risque accru de mise en extension du parement aval en pied.

L'injection de clavage faite dans les joints d'un barrage froid a pour objet de remplir ceux-ci lorsqu'ils sont ouverts au maximum. Ce remplissage permet d'éviter le mouvement vers l'aval de la voûte par fermeture des joints ouverts lors du chargement, en particulier la tendance à l'ouverture du pied amont de la partie centrale du barrage.

En hiver, la mise en extension du pied amont peut conduire à une propagation des pressions d'eau vers l'aval, qui dans certaines conditions peuvent atteindre des niveaux proches de celui de la retenue à proximité du parement aval, ce que l'étoffement progressif des voûtes en mesures piézométriques a mis en évidence. Sur les barrages-voûtes autrichiens de Kölnbrein, Schlegeis et Zillergründl des dispositions ont dû ainsi être prises [\[1-1\]](#) pour pallier les effets indésirables liés au mécanisme de



propagation des pressions d'eau. En France, les barrages de Laouzas et de Vouglans illustrent également cette problématique et ont fait l'objet de réexamens récents [1-2]. Ces phénomènes constituent l'un des modes d'adaptation des voûtes aux combinaisons de chargement auxquelles elles sont soumises. S'ils peuvent constituer des situations nécessitant une attention voire des dispositions particulières, ils ne peuvent être assimilés à un mécanisme de rupture global de l'ouvrage.

Si des désordres locaux sont envisageables, en particulier dans la partie centrale de l'ouvrage, la stabilité d'ensemble ne peut être considérée comme compromise, tant que ce mécanisme ne se propage pas aux appuis latéraux et que le fonctionnement global n'est ainsi pas mis en cause.

De la même manière en été et particulièrement lorsque se superposent les effets d'un gonflement du béton (réactions alcali-granulats ou réactions sulfatiques internes), une augmentation de la poussée des arcs est observée amenant un report d'efforts dans la partie supérieure des appuis. Le cas le plus sensible est la situation des ouvrages comportant des culées qui sont soumises alors à des compléments d'efforts.

Il apparaît cependant que ces efforts (thermique et gonflement) qui se développent dans une structure hyperstatique soumise à des déformations imposées, sont susceptibles de se dissiper au moins partiellement en cas de léger déplacement des appuis, assimilable là aussi à un phénomène d'adaptation.

Il est intéressant de noter que plusieurs barrages-voûtes à culées ont connu en situation de crue un contournement des culées et leur déstabilisation (Lake Lanier, Moyie River, Sweetwater). Ces défaillances locales n'ont pas entraîné la rupture complète de la voûte proprement dite même si des dégradations importantes ont été observées et une partie non-négligeable de la retenue a été libérée.

En situation de crue extrême et de déversement, la maîtrise des cinématiques d'érosion des appuis est une condition essentielle de leur stabilité, compte tenu du mode de fonctionnement des voûtes impliquant un report de leurs efforts sur les appuis.

En situation de séisme, la mobilisation des effets d'arc conduit à un comportement sûr des barrages-voûtes, des désordres locaux ayant été uniquement observés en partie haute, principalement au droit de joints et au voisinage de culées.

### 1.3 Les différents états à considérer

Les enseignements tirés du retour d'expérience montrent que l'analyse du comportement des barrages-voûtes doit prendre en compte différents processus d'adaptation, associés à leur comportement tridimensionnel hyperstatique qui leur confère des marges de sécurité importantes dès lors qu'ils restent compatibles avec le maintien de l'intégrité des ouvrages.

Cela conduit à envisager la « vie d'une voûte » en prenant en compte les différents états qui peuvent se succéder en fonction des chargements et des irréversibilités s'appliquant à l'ouvrage.

Ces états d'adaptation peuvent être considérés comme des écarts par rapport à une représentation simplifiée de l'ouvrage (en général élastique-linéaire) qui ne traduit qu'imparfaitement la réalité physique de son comportement.

Ils peuvent par exemple se traduire par l'ouverture de certaines zones du contact barrage/fondation, l'ouverture de joints de construction, comme le développement limité d'une fissuration dans le corps de l'ouvrage. Les pressions interstitielles qui se développent dans les milieux poreux que constituent les roches et le béton interagissent avec ces phénomènes.

Les ouvrages ou leur fondation sont par ailleurs le siège de phénomènes différés : au cours des premières années sous les effets du retrait et du fluage du béton, ultérieurement en cas de gonflement des bétons.

Sous l'effet des poussées progressives exercées par le gonflement des bétons une adaptation progressive de la fondation peut se développer, assimilable à un phénomène de fluage.

L'évaluation des limites d'acceptabilité de ces adaptations constitue la problématique principale d'évaluation de la sûreté des ouvrages.

Les analyses précédentes conduisent ainsi à distinguer :

- les états d'adaptation relevant d'un comportement « normal » de l'ouvrage et acceptables pour des situations durables. Ils peuvent être considérés comme stabilisés ou encore évoluer sous l'effet de phénomènes irréversibles (fluage par exemple), voire lorsque l'ouvrage connaît des cas de chargement qu'il est apte à reprendre mais qu'il n'a pas encore éprouvés, notamment en cas de situations rares ou transitoires ;
- les états d'adaptation amenant l'apparition progressive de désordres locaux ne remettant pas en cause la stabilité d'ensemble de l'ouvrage. Ces désordres locaux peuvent être par exemple une ouverture du contact en partie centrale de l'ouvrage amenant à des fuites de plusieurs m<sup>3</sup>/s, ou un mouvement des culées impliquant la reprise totale des efforts des arcs de crête par les consoles adjacentes ;
- au-delà, l'apparition de désordres pouvant entraîner la rupture. L'examen de l'accidentologie, les enseignements tirés de l'analyse du comportement des ouvrages existants, tant à partir des résultats de l'auscultation que de ceux des modélisations numériques, permettent d'envisager en particulier les mécanismes de défaillance suivants :
  - mécanisme de type coin rocheux instable ou « coin de Londe » ;
  - érosion interne ou externe des appuis amenant une perte de l'appui des arcs et des consoles ;
  - glissement de la voûte au contact de ses appuis ;
  - surcharge excessive des arcs, résultant le plus souvent d'une combinaison d'autres mécanismes amenant une modification des conditions de transfert des efforts de la voûte à la fondation.

Les concepts généraux, évoqués ci-dessus, seront repris dans le [chapitre 6](#) pour définir les critères de justification des barrages-voûtes.

## 2 Les fondations

Ces recommandations s'adressant aux barrages existants, les éléments relatifs à la fondation trouvent leur utilité dans deux cas d'application :

- la réévaluation de la sûreté du barrage, où la géologie et la géomécanique de la fondation doivent occuper une place primordiale : éléments explicatifs du comportement historique mécanique ou hydraulique, calage des modules dans les modèles numériques, singularités méritant d'être signalées, etc. On visera tout d'abord à effectuer une synthèse exhaustive de tous les documents et études disponibles depuis la construction, avant de compléter les investigations sur les sujets lacunaires ;
- les travaux de confortement, de réhabilitation, de surélévation, ainsi que les adjonctions d'ouvrages annexes tels que des évacuateurs de crues, des galeries. Selon le projet, les données recherchées, qu'elles concernent l'emprise des nouveaux ouvrages ou l'ensemble du site, pourront être équivalentes à celles requises pour un ouvrage neuf.

L'étude géologique doit être faite par un géologue compétent dans le domaine des barrages.

### 2.1 Modèle géologique de la fondation

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 (instabilité de versant, communication par des réseaux de fractures orientés amont-aval qui indirectement peuvent jouer un rôle néfaste vis-à-vis des pressions d'eau, incidence éventuelle de la nappe de versant, ...).

L'étude géologique appliquée à la conception des barrages-voûtes et aux travaux de confortement ultérieurs doit permettre de trouver un niveau de fondation dans une roche appropriée (ou d'en vérifier l'existence), acceptant ce type d'ouvrage, 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).

Le géologue doit travailler à toutes les phases du projet avec une attention particulière portée à la qualité, au suivi et à l'interprétation des travaux de reconnaissance dont il a assuré la définition, afin de fournir au vérificateur 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 lors de l'ouverture de fouilles. Plus généralement, les reconnaissances optimisent le projet d'une part en évitant les surcoûts liés à un surdimensionnement et d'autre part les risques de sous-dimensionnement.

Le modèle géologique englobe la morphologie et l'hydrogéologie du site. Il intègre le modèle sismotectonique de la région notamment l'état des contraintes au niveau du site.

#### 2.1.1 Principes

Les objectifs du modèle géologique sont de fournir les informations nécessaires pour juger de la qualité de la fondation de l'ouvrage : son étanchéité, sa résistance, ses déformations et les risques d'érosion interne (dans une singularité géologique c'est-à-dire une zone altérée ou faille par exemple). Tout cela suppose que les informations disponibles (plans de récolement et dossier d'auscultation) ont été prises en compte.

### 2.1.1.1 Histoire géologique

Toute analyse géologique doit montrer dans quelles conditions et à quelle époque se sont mises en place les différentes formations qui servent de support à l'ouvrage réalisé. Selon l'âge (récent ou très ancien à l'échelle géologique) et l'environnement (milieu marin, alluvial, volcanique, magmatique, etc.), l'évolution des matériaux est différente (degré d'altération, fissuration, fracturation, déformation). L'analyse géologique intégrera les éventuelles connaissances nouvelles acquises depuis la réalisation de l'ouvrage. Ce travail est le plus souvent bibliographique.

### 2.1.1.2 Description des formations

Le point le plus important est la meilleure connaissance possible 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 et en évitant toute appellation locale pouvant conduire à des confusions.

### 2.1.1.3 Détermination des hétérogénéités

Toutes les variations dans la nature et la structure des matériaux de fondation (altération météorique, altération hydrothermale, enclaves, bancs de nature et comportement différents, fracturation à toutes échelles, plissements, contacts tectoniques, vides, karsts, fissures de décompression, 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 et 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 ou expliquer des comportements mécaniques particuliers parfois détectés par l'auscultation du barrage.

## 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 et cohérent avec la géologie régionale.

### 2.1.2.1 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 barrage). Rappelons que certains sites ont pu faire l'objet d'études antérieures plus ou moins complètes, parfois oubliées. S'agissant d'ouvrages existants, on recherche en priorité les documents de projet et les plans de récolement, et en particulier l'ensemble des études géologiques réalisées à la construction du barrage et ultérieurement (travaux ayant conduit à la réalisation de sondages par exemple). Les principales lacunes doivent être clairement identifiées.

Le levé géologique du fond de fouille sera systématiquement recherché car il est susceptible d'expliquer nombre d'anomalies observées dans la vie du barrage. 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.

#### 2.1.2.2 Travail de terrain

Si aucun dossier géologique n'existe (ce qui devrait être très rare pour un ouvrage déjà construit), il sera nécessaire de l'établir. Dans ce cas, 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 photo-interprétation permet 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 périmètre concerné avec levé d'une carte à une échelle appropriée (du 1/5000 au 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, quelle que soit la modification de l'ouvrage envisagée.

Ensuite, sur les levés de détail existants, on fait figurer le maximum d'éléments géologiques permettant d'adapter les ouvrages au site, de choisir les meilleures dispositions constructives, ou d'expliquer le comportement du barrage : 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-voûte, l'analyse structurale du massif rocheux est indispensable. On relève l'orientation des fractures par rapport à l'axe de l'ouvrage et à l'implantation 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. C'est lors de cette analyse que l'on identifie les plans potentiellement défavorables à la stabilité de l'ouvrage et des nouvelles fouilles (par exemple modification des conditions de stabilité des volumes potentiellement instables dans le cas d'une surélévation de l'ouvrage).

Il est rappelé que les grands désordres apparus sur des voûtes ont souvent été le fait de mégastructures tectoniques qui recoupaient l'ensemble d'un site de manière défavorable et unique.

Il convient de distinguer :

- **les mégastructures** (hectométriques ou kilométriques que sont les failles majeures) ;
- **les mésostructures** (métriques ou décamétriques) qui peuvent découper des volumes rocheux instables conséquents et qu'il faut, dans les cas les plus défavorables, renforcer (ancrages actifs ou passifs, injections de consolidation) ou décapier ;
- **les microstructures**, centimétriques ou millimétriques, qui témoignent de la genèse de la roche et de l'héritage de toutes les déformations. Elles caractérisent la structure intime de la roche, elles sont souvent prises en compte au niveau de la mécanique des roches (cf. § 2.2).

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

C'est aussi à cette phase d'étude 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, suivi piézométrique et évolution des débits de drainage depuis la mise en eau 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 vérificateurs ; c'est un état de la fondation du barrage le plus exhaustif possible après une période d'exploitation.

L'attention est attirée 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 toute modification ou analyse d'un ouvrage, car, par exemple, 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 de modifications éventuelles. En effet, dans le cas des terrains sédimentaires ou métamorphiques en particulier, et en fonction de l'azimut des plans de la roche et de leur plongement, un nouvel évacuateur de crues ou une nouvelle galerie peuvent poser des problèmes de stabilité selon leur position par rapport à l'orientation des couches ou des plans de discontinuité.

### 2.1.2.3 Travaux de reconnaissance

D'une façon générale, ils ont un caractère progressif.

En aucun cas il ne peut y avoir de standards pour la définition de la campagne de reconnaissances (types et nombre d'essais), les conditions géologiques des sites étant beaucoup trop variables selon la nature des terrains. Elle dépend aussi de l'importance du projet à réaliser. En revanche, il est important que les essais soient réalisés selon les normes existantes.

Les travaux de reconnaissance sont définis pour répondre à des questions précises après l'examen de surface et l'examen des résultats des reconnaissances précédentes (fondation ou corps du barrage) afin de lever les inconnues qui subsistent ou documenter une singularité de comportement mise en évidence par l'auscultation. 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

Elles doivent être impérativement réalisées avant les sondages (sismique-réfraction, sismique-réflexion très haute résolution, électrique, etc ...).

Elles peuvent aussi permettre d'interpoler ou d'extrapoler des résultats de sondages anciens ayant fait l'objet d'un lever géologique fiable.

La **sismique réfraction** renseigne sur l'épaisseur des terrains de couverture et d'altération ainsi que sur la qualité globale du "rocher", qu'il est très difficile d'apprécier de visu. La gamme de vitesses observées montre l'importance de l'altération / décompression du massif par rapport à la roche saine. La sismique réfraction 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 des ondes P élevées (supérieures ou égales à 3500 m/s) semblent dans la plupart des cas correspondre à un rocher de qualité acceptable pour fonder un barrage en béton, sachant que pour les voûtes il faut aussi tenir compte de paramètres morphologiques et structuraux. La géophysique permet de détecter 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 panneaux sismiques, électriques, les cross-holes pour les études dynamiques, etc.

Pour être fiable, une reconnaissance géophysique doit être étalonnée par un sondage carotté.

- Sondages

Les sondages vont permettre d'étalonner les reconnaissances géophysiques précédentes. Ces sondages 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 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<sup>1</sup> et de l'indice ID<sup>2</sup> 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. Cette méthode, intéressante, n'est pas exhaustive et complète un levé structural sur site car certaines familles de fractures peuvent ne pas être représentées.

Les sondages servent bien évidemment pour des essais hydrauliques (Lugeon en milieu rocheux) qui contribuent à définir les zones de perméabilités différentes puis à vérifier la perméabilité de l'organe d'étanchéité existant ou l'injectabilité des terrains à traiter. Il en faut un nombre suffisant.

Des sondages sont spécifiquement dédiés à la mesure et au suivi du niveau de nappe. Ils sont dans ce cas équipés en piézomètres. Les essais d'eau des piézomètres sont nécessaires pour leur réception, ils fournissent une évaluation de la perméabilité locale autour de leur chambre de prise d'eau

Pour ce qui concerne les essais sur les matériaux et les essais in-situ, nous renvoyons au [§ 2.2.2.](#)

---

<sup>1</sup> L'indice RQD (Rock Quality Designation), exprimé en %, est la somme, comptée sur une longueur de passe de 1 m, des longueurs de carottes supérieures à 10 cm, rapportée à la longueur de la passe. Il est très utilisé en mécanique des roches et fournit une information essentiellement sur la densité de fracturation.

<sup>2</sup> L'Indice ID (Intervalle entre Discontinuités) est défini comme la moyenne des intervalles découpés par des discontinuités successives le long d'une ligne de mesure. Il est nécessairement associé à la longueur et l'orientation de cette ligne de mesure. L'indice ID est exprimé en m ou cm. il est également, comme le RQD, très sensible à la direction de la ligne de mesure (ou de l'orientation du sondage).

### 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 évaluer ou affiner, voire établir, le modèle géologique du site ou de la zone étudiée. Il est constitué des coupes géologiques interprétatives montrant en élévation la nature et la structure des formations présentes au droit de l'ouvrage ou de la zone étudiée 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) ;
- canevas d'analyse structurale et, quand cela est utile, blocs diagrammes (3D).

S'agissant d'ouvrages existants, celles-ci doivent faire figurer le barrage afin de bien visualiser le niveau de fondation et les traitements de la fondation déjà réalisés.

#### 2.1.3.1 Coupes lithologiques et structurales

Elles doivent être faites sans distorsion des échelles verticales et horizontales, pour être correctement utilisables. Elles peuvent être transversales et/ou 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 vitesses sismiques, 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. Ces observations sont très importantes à l'ouverture d'une fouille ;
- la position exacte du substratum sain et compact, pour y asseoir les nouveaux ouvrages sans risques de tassements ou de déformation au niveau des appuis (cas de travaux) ou pour justifier les éventuelles déformations survenues (cas d'une analyse de sûreté) ;
- les variations de nature des roches, notamment les zones compressibles et les zones raides ainsi que les zones à roches solubles (karst dans les formations calcaires) ;
- l'importance de la fracturation (analyse structurale, analyse de l'espacement et du remplissage des fractures, définition des volumes potentiellement instables) ;
- la structure géologique du site notamment les déformations simples à très complexes (plis, étirements, chevauchements, 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 le cas de roches magmatiques).

#### 2.1.3.2 Coupes des perméabilités et du comportement hydraulique du terrain

Elles sont généralement réalisées au droit du voile 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 1 MPa (essai Lugeon) ou à la pression que l'on aura choisie de représenter.



Avec cela, on dresse une (ou des) coupe(s) synthétique(s) des perméabilités reliant tous les sondages (en précisant le niveau des pressions d'eau en fond de vallée, et de la nappe sur les versants et leurs éventuelles fluctuations saisonnières, les sondages ayant été aussi équipés en piézomètres, avec une chambre de prise de pression).

Il sera intéressant de comparer ces valeurs initiales avant la construction du barrage, si l'on en dispose, avec les valeurs piézométriques actuelles (barrage plein et lors d'un abaissement de la retenue) et le débit de fuite mis en évidence par l'auscultation durant la vie de l'ouvrage.

**Ces coupes doivent 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 de perméabilité entre la montée et la descente en pression pour un même palier de pression (débouillage / colmatage / comportement équivalent), à partir de l'analyse des courbes d'absorption d'eau ;
- les variations des niveaux piézométriques en relation avec le marnage (voire avec la saison) ;
- les pertes totales d'eau de foration, en expliquant leur raison ;
- les contournements d'obturateur et leurs causes probables.

#### *2.1.3.3 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 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.

### 2.1.4 Synthèse géologique

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) et mécaniques (ensembles regroupés sous des caractéristiques les plus homogènes possibles, sachant qu'il faut faire des classements avec toutes les incertitudes qui peuvent subsister).

#### *2.1.4.1 Informations issues du modèle géologique :*

Le modèle géologique attache une attention particulière aux points clés vis-à-vis de la stabilité de la fondation d'un barrage-voûte :

- l'examen des conditions de stabilité des appuis tenant compte des discontinuités ou des 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 conservés sous l'emprise de l'ouvrage ;

- le choix et le positionnement de nouveaux ouvrages annexes éventuels pour les barrages existants 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.

Il est rappelé que pour des réhabilitations d'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 géologique globale du site permet finalement d'identifier des zones correspondant chacune à un comportement mécanique homogène.

Le comportement hyperstatique d'un barrage-voûte peut être complètement remis en question si, sous l'effet de la poussée de la voûte et des pressions d'eau, un volume rocheux significatif à l'échelle de l'appui, peut être déstabilisé et **trouver une cinématique de sortie (rôle des mégastructures et mésostructures par rapport aux microstructures)**.

En particulier toute localisation de faiblesse (faille, fractures étendues, joints de stratification, schistosité, ...) peut conduire au découpage de volumes instables, dièdres, coins (cf. [figure 1](#)), ou volumes quelconques (cf. [figure 2 et 3](#)) dont les déplacements seront pilotés par la résistance au cisaillement.

Sur le plan géologique, ces plans peuvent correspondre :

- en statique, à des failles ou des diaclases de grande extension ;
- ou selon la pétrofabrique (structure intime de la matrice) du rocher et sa déformation, ils peuvent apparaître à partir de lits de phyllites que l'on rencontre dans les schistes et dans les gneiss (comme cela a été le cas pour le plan amont du dièdre du barrage de Malpasset, le plan aval étant une faille relevant d'une mégastructure).

Si une partie d'un plan correspond à une discontinuité recimentée (par de la calcite ou de la silice), il pourra en être tenu compte dans le modèle mécanique (cf. [§ 2.2](#))

Le plan du voile d'injection, qui en réalité n'est pas un plan mais un volume de rocher injecté, ne peut être considéré comme un plan de faiblesse du massif rocheux pour définir les volumes instables (au contraire, cette zone apparaît plus « consolidée » que le rocher environnant). Toutefois, dans la pratique, ce « plan » est parfois utilisé dans les calculs de coins rocheux car il peut délimiter un volume de rocher de poids minimal, sur lequel s'applique la pleine pression due à la retenue (cf. [§ 2.2](#)).



Figure 1 : Dièdre de Malpasset (gneiss- gneiss oeillé massif - micaschistes écrasés),

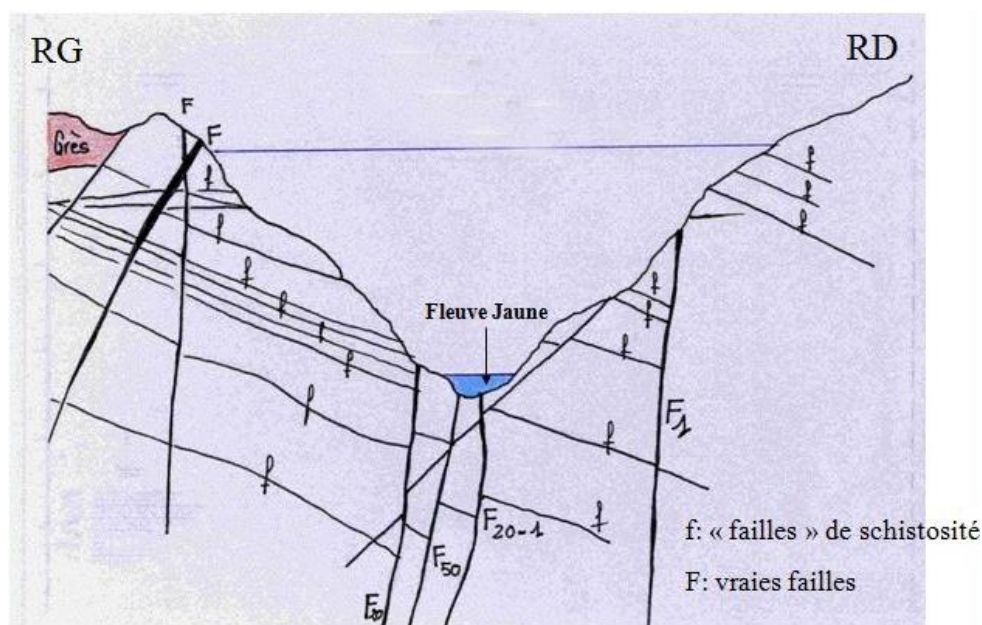


Figure 2 : Volumes quelconques du barrage de Lijaxia en Chine (granite à gros cristaux-schiste-migmatite). Le terme « failles de schistosité » doit être compris comme « discontinuités »

Sur le site de Lijaxia, sur la haute vallée du Fleuve Jaune en Chine, la présence de failles (F) et de minces zones laminées selon certains plans de schistosité (f) délimitent de nombreux volumes potentiellement instables, de forme quelconque. La mission d'expertise EDF- Tractebel Engineering - Coyne et Bellier a recommandé de décaper les volumes délimités par la faille F1, et de vérifier la stabilité de nombreux

autres volumes délimités par les conjugaisons F-f, accompagnés d'un drainage intense des appuis pour assurer leur stabilité.

### CHINE – LIJAXIA - APPUI RIVE GAUCHE

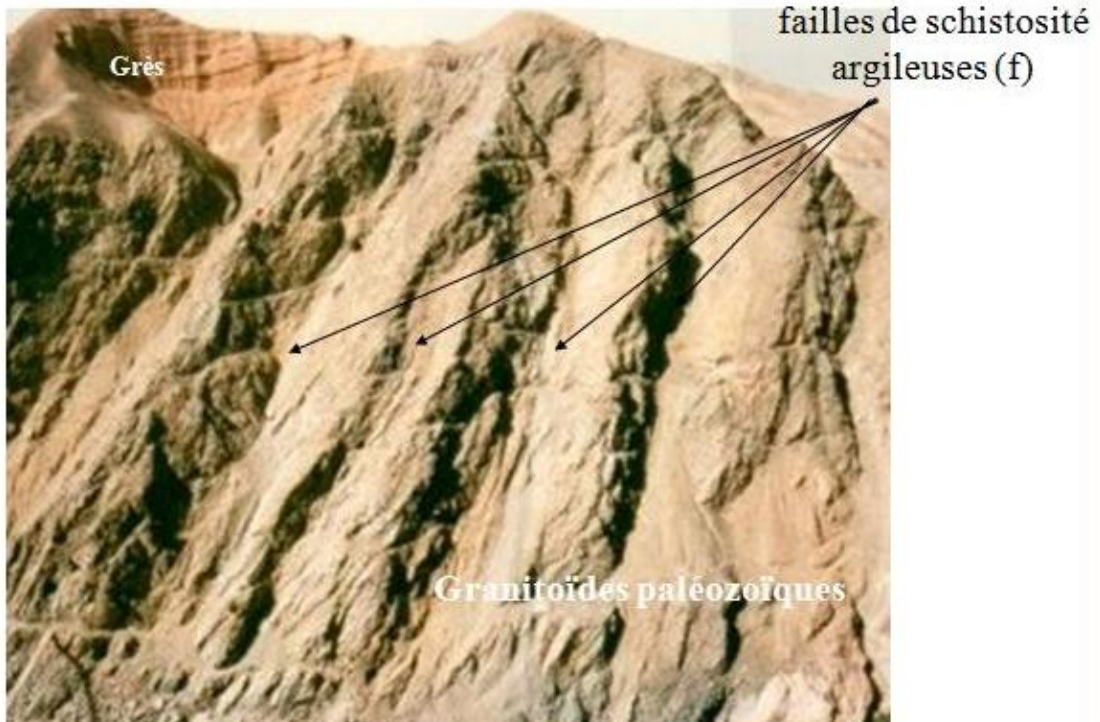


Figure 3 : Appui rive gauche du barrage de Lijaxia en Chine (granite à gros cristaux-schiste-migmatite)

#### 2.1.4.2 Informations issues du modèle hydrogéologique

Le modèle hydrogéologique attache une attention particulière aux conditions d'écoulement et à la maîtrise des circulations d'eau dans la fondation. Le rôle du drainage et son orientation par rapport à la structure géologique doivent être notamment explicités. 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 pressions d'eau, érosion interne de certaines structures, failles ou karsts).

Il doit donc intégrer l'ensemble de l'information sur la piézométrie du site de manière à évaluer les gradients hydrauliques et les forces qui en résultent. Une attention particulière doit être apportée à la piézométrie dans les appuis de la voûte (qui permet de juger de la stabilité des volumes rocheux potentiellement instables recensés) et au pied de la voûte, sur la base de l'information disponible, complétée en cas de besoin par de nouvelles reconnaissances.

L'eau interstitielle dans les rives provient de la retenue mais aussi des nappes de versant dont le niveau peut être modifié par la présence du barrage après construction (avec son voile d'étanchéité en rives), par la fonte des neiges ou une pluie intense.

La poussée des arcs sur les appuis et les effets de console, qui compriment le rocher, tendent à en modifier la perméabilité naturelle en fermant certaines fractures (donc plutôt dans le sens d'une diminution de la perméabilité globale même si un autre réseau de fractures peut s'ouvrir). Il peut en résulter une réduction du drainage naturel d'un ou de plusieurs réseaux de fractures de la fondation. La garantie de la stabilité passe par un drainage efficace du rocher en pied le long de la développée aval de la voûte sous réserve qu'il soit bien adapté à l'orientation des principaux réseaux de fractures.

L'analyse hydrogéologique doit aussi rendre compte de l'efficacité du système de drainage (à travers l'analyse de la piézométrie locale) et du fonctionnement du voile d'étanchéité (à travers l'analyse des débits des drains individuels, de groupes de drains et des débits totaux de drainage). Les débits de familles de drains peuvent témoigner d'un accident géologique local et l'évolution de ces débits donne des indications sur l'évolution de singularités géologiques (érosion, débouillage...).

Dans le cas de fonds de vallée larges, et dans l'éventualité d'une fondation localement médiocre (zone à fissures resserrées tapissées d'argile, ou zone faillée très fracturée) il faut rechercher la possibilité de départ par pressions d'eau de petits volumes rocheux (peu confinés par la voûte) ne compromettant pas la stabilité d'ensemble de la voûte mais conduisant à un volume de fuite important, de l'ordre du m<sup>3</sup>/s ou davantage.

L'ensemble de cette analyse peut conduire à un renforcement du voile d'étanchéité et/ou à un renforcement du système de drainage.

Concernant le système de drainage, l'expérience montre que plus la perméabilité du massif rocheux est faible ( $< 10^{-6}$  m/s) plus la maille des drains doit être resserrée (2,5 à 3 m). Il faut également vérifier que le diamètre des drains est compatible avec les débits drainés (lorsqu'ils sont importants comme par exemple pour un boyau karstique ou en situation post-sismique). Si un drain est en charge, son efficacité est réduite.

La définition de la géométrie et de l'orientation du drainage nécessitent donc l'avis du géologue.

## 2.2 Modèle mécanique de la fondation

### 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.

Le modèle mécanique est établi en lien direct avec le modèle géologique qui englobe également les conditions hydrogéologiques et sismotectoniques (état initial des contraintes dans le massif).

La constitution d'un modèle mécanique de fondation (pour un ouvrage existant s'il n'a pas été établi lors de la conception initiale, ou pour des travaux complémentaires qui requièrent sa mise au point) nécessite :

- de déterminer, par des essais adaptés, les caractéristiques mécaniques, en déformation, des zones homogènes de la fondation définies par le modèle géologique ;
- de déterminer, par des essais adaptés, les caractéristiques mécaniques, en cisaillement, des discontinuités délimitant des volumes potentiellement instables (cf. § 2.1.4), identifiées dans le modèle géologique (coins de Londe, volumes quelconques) ;
- de définir les valeurs caractéristiques qu'il conviendra de prendre en compte dans les calculs de justification<sup>3</sup> ;

---

<sup>3</sup> Par référence à la terminologie des Eurocodes, une valeur caractéristique correspond à une probabilité donnée d'être dépassée lorsqu'elle est mesurée. Elle constitue donc une estimation représentative de la propriété du matériau déterminée par un certain nombre d'essais (de différentes natures ou pas). Une valeur caractéristique divisée par un coefficient partiel de sécurité fournit une valeur de calcul (design) utilisée pour mener les calculs de dimensionnement ou de vérification vis-à-vis d'un certain état limite. Les valeurs caractéristiques relèvent donc d'essais et diffèrent des valeurs types ou cadres fournies dans la littérature.

- de choisir le type et la complexité des lois de comportement à utiliser pour les vérifications et d'en définir les limites associées<sup>4</sup>.

### 2.2.2 Démarche pour déterminer le modèle mécanique

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 réalisée dans le cadre de la mise au point du modèle géologique et du modèle géomécanique pour les ouvrages existants ;
- collecte des données d'auscultation de l'ouvrage existant, notamment des déplacements de l'ouvrage et de ses appuis qui constituent un essai de sollicitation de la fondation à grande échelle ;
- campagne de reconnaissance complémentaire éventuelle :
  - caractérisation mécanique des masses rocheuses définies dans le modèle géologique : les essais mécaniques en laboratoire doivent être réalisés sur des échantillons intacts, prélevés par sondages carottés<sup>5</sup>. Des essais mécaniques in situ peuvent également être réalisés pour caractériser le comportement mécanique des matériaux : vérin à plaque de charge, dilatomètre, « petite sismique » ou équivalent, ... ;
  - caractérisation des discontinuités : le prélèvement d'échantillons intacts de joints rocheux par des sondages carottés permettra de réaliser des essais de cisaillement sur ces joints si nécessaire. Pour des cas très particuliers, des essais in situ peuvent également être envisagés. Il est, d'une manière générale, fondamental de bien identifier l'état de contrainte régnant à l'intérieur des joints, pour réaliser l'essai dans des conditions aussi proches que possibles de la réalité. Il convient aussi de bien les caractériser en termes d'aspérités ainsi que leur remplissage<sup>6</sup>.
- établissement du modèle mécanique :

Dans le cas des barrages les plus importants et instrumentés, la méthodologie pour la détermination du modèle mécanique de la fondation existante 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**.

Pour les ouvrages plus modestes, ou pour des travaux complémentaires le nécessitant, 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 de reconnaissance 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

Ainsi pour un barrage existant, la détermination des caractéristiques mécaniques en déformation peut être faite sur la base des résultats de l'auscultation à la fois pour les effets réversibles et irréversibles :

- en priorité, sur l'ensemble de la période d'auscultation disponible pour identifier un éventuel fluage des roches et les caractéristiques associées ;
- lors du premier remplissage pour les caractéristiques (modules) de chargement ;

<sup>4</sup> Cette étape nécessite un dialogue important entre le géologue, le géotechnicien/géomécanicien et le vérificateur de l'ouvrage.

<sup>5</sup> Il est à ce titre fortement recommandé d'assurer une bonne conservation des carottes et d'en archiver son interprétation avec un indicateur colorimétrique précis.

<sup>6</sup> Une analyse des joints au travers de puits de reconnaissance est recommandée, notamment à l'aide d'une analyse vidéo.

- du fait du marnage sur l'ensemble des cycles de vidange-remplissage observés, pour les caractéristiques réversibles.

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 (RQD, ID) ;
- 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...).

Contrairement aux informations fournies par le recalage des modèles numériques sur les mesures d'auscultation d'un ouvrage existant, tous les essais géotechniques ne permettent d'estimer les paramètres mécaniques qu'à petite échelle (en laboratoire) voire moyenne échelle (essais in situ). En l'absence de ces informations, il est très difficile de déterminer des valeurs à grande échelle. Pour y parvenir, on peut soit comparer avec des retours d'expérience sur des ouvrages existants dans des contextes géologiques comparables (s'ils existent), soit utiliser des méthodes empiriques telles que celles développées majoritairement dans le contexte des tunnels comme :

- Rock Mass Rating (Bienawski, 1974 et 1989) [\[2-1\]](#) [\[2-2\]](#) ;
- Tunneling Quality Index (Barton et al. 1974) [\[2-3\]](#) ;
- Geological Strength Index [\[2-4\]](#) ;
- Critère de rupture de Hoek and Brown [\[2-5\]](#) [\[2-6\]](#).

A noter que cette littérature correspond essentiellement au domaine d'application des tunnels, donc à des massifs rocheux soumis à des états de contraintes (intensité et anisotropie) qui peuvent être très différents de ceux rencontrés dans la problématique des barrages-voûtes.

L'utilisation de ces méthodes figurant en [Annexe B](#) doit être considérée comme un outil supplémentaire permettant de prendre en compte les effets d'échelle, mais avec les limites que ces outils supposent. C'est ce qu'a bien souligné le GT1 de l'AFTES en 2003 : Caractérisation des massifs rocheux [\[2-7\]](#). Leur utilisation suppose aussi que la fondation est « homogénéisable »

## 2.2.3 Etablissement du modèle mécanique de la fondation

### 2.2.3.1 Déformabilité du massif rocheux

D'une façon générale, les paramètres de déformabilité du massif rocheux font référence à la théorie de l'élasticité, même si le comportement de la masse rocheuse n'est pas élastique donc réversible. Les paramètres de déformabilité sont essentiellement utilisés dans les calculs aux éléments finis. Ils traduisent une proportionnalité entre incrément de contrainte  $\sigma$  (ou de force  $F$ ) et déformation  $\varepsilon$  (ou déplacement  $d$ ) induite<sup>7</sup>. Il faut noter que la déformabilité de la fondation est conditionnée par celle de la matrice des roches mais également par celles des discontinuités à leurs différentes échelles.

Il est essentiel de bien caractériser la déformabilité des différentes zones du massif rocheux identifiées dans le modèle géologique. Des contrastes importants de modules peuvent exister entre les différentes zones. Un joint au remplissage argileux épais doit aussi être pris en compte dans l'étude de

<sup>7</sup> Il faut rappeler à ce sujet qu'un matériau peut être élastique sans pour autant que la relation entre contrainte et déformation soit linéaire et qu'à l'inverse une relation linéaire entre contrainte et déformation n'assure pas que le matériau ait un comportement élastique, c'est-à-dire réversible.

déformation des appuis car selon son orientation, il peut affaiblir le module de déformation du massif rocheux.

En matière de comportement, il est en général nécessaire d'affecter à la masse rocheuse des modules (module d'Young  $E$  ou de cisaillement  $G$ ) et un coefficient de Poisson traduisant :

- lorsque les données sont disponibles, le comportement (somme du réversible et de l'irréversible) lors du premier chargement (construction et premier remplissage du réservoir) ;
- le comportement réversible stricto-sensu pouvant être observé lors de cycles de déchargement-rechargement de l'ouvrage (marnage ou vidange) ;
- le comportement dynamique ou élastique à très petites déformations mobilisé lors de sollicitations sismiques notamment ;
- le comportement irréversible à long terme ou fluage.

Les différents modules peuvent être directement comparés aux modules déduits de l'analyse en retour de l'auscultation du barrage depuis sa construction. L'anisotropie du comportement peut en particulier être appréciée par ce moyen.

- le module de 1<sup>er</sup> chargement est expliqué par le fait que 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 est, en général, nettement plus faible que les modules élastiques réversibles. Il peut être à l'origine de déformations irréversibles notables dans le cas des barrages-voûtes ;
- il convient de noter que les modules peuvent varier en fonction des sollicitations et des vitesses de chargement associées :
  - le module statique  $E_s$  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 au vérin à plaque de charge ou un essai de dilatomètre en forage). NB : il peut y avoir un écart du simple au double sur le module entre un essai (1 jour) et l'exploitation à marnage lent observée en auscultation ;
  - le module dynamique  $E_d$  correspond à la déformabilité du sol sous des sollicitations rapides (telles que celles produites par les machines vibrantes, les séismes ou encore celles appliquées lors des essais sismiques) ;

La vitesse de chargement et l'ampleur de la déformation influencent la réponse du matériau : des sollicitations dynamiques (rapides) produiront des effets plus faibles qu'une sollicitation statique (ou lente). Notamment, le module d'Young « dynamique » ( $E_d$ ) est supérieur au module d'Young « statique » ( $E_s$ ), même à niveau de sollicitation identique (déformation ou contrainte). Ce rapport de module est encore largement augmenté par l'écart entre les niveaux de déformations engendrées dans les conditions dynamique et statique. Sans mesures, il n'est pas possible d'estimer un module dynamique à partir d'un module statique et inversement.

En génie civil, pour les grands ouvrages tels que les barrages, le module statique est mesuré par des essais au vérin à plaque de charge réalisés en galeries, ou au dilatomètre. Le module dynamique, tel que mesuré sur les sites de centrales nucléaires, utilise l'essai cross-hole. Les considérations ci-dessus permettent de comprendre qu'avec ce type de mesures l'écart entre le module dynamique (cross-hole) et le module statique (vérin) ne peut être qu'élevé.



- le comportement irréversible à long terme ou fluage est essentiellement identifié au travers de l'analyse des mesures d'auscultation au cours de la vie de l'ouvrage, la différence entre modules de fluage issus d'essais de laboratoire sur échantillons provenant de carottages et modules tirés d'analyses en retour d'auscultations de l'ouvrage pouvant être très importante.

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

- les essais en laboratoire permettent d'avoir le module de déformation statique de la matrice rocheuse. Il est à noter que le remaniement des échantillons provoqué par le carottier a un effet important sur les valeurs de module mesurées (l'impact est plus important sur la mesure du module que sur la mesure des résistances) ;
- les essais mécaniques in situ permettent l'évaluation du module de déformation et du module réversible de plusieurs m<sup>3</sup> de la masse rocheuse<sup>8</sup>. Dans ces essais, le volume mobilisé reste donc faible par rapport à l'échelle de l'ouvrage ;
- les essais sismiques in situ (cross-hole et petite sismique en paroi de galerie) permettent la mesure d'un module dynamique du massif rocheux sur des volumes de matériau un peu plus conséquents. Ils sont cependant complémentaires des essais statiques.

L'évaluation des modules par une approche empirique est en revanche à considérer avec la plus grande précaution. L'[Annexe B](#) présente cependant les éléments proposés par Hoek (2002) [\[2-4\]](#) ou d'autres auteurs.

### 2.2.3.2 Résistance mécanique du massif rocheux

Il est rappelé que l'objectif est ici de déterminer les caractéristiques de résistance mécanique des zones de massif rocheux présentant un caractère homogène. Il peut donc correspondre au cas d'un matériau intact ou d'un matériau pour lequel une micro-fissuration diffuse a pu se développer. Dès lors que la fissuration est localisée il convient de se reporter au paragraphe [2.2.3.3](#)

Pour un matériau donné, sur une représentation dans le plan de Mohr ( $\sigma$ ,  $\tau$ ), la courbe intrinsèque sépare le domaine des contraintes admissibles des contraintes provoquant la rupture. Cette courbe approximée par une droite permet d'introduire les notions de cohésion (résistance à contrainte  $\sigma = 0$ ) et d'angle de frottement. La rupture introduit également un phénomène de variation de volume, caractérisé par la notion d'angle de dilatance  $\psi$ .

La détermination de cette résistance peut se faire à l'aide d'essais in situ et d'essais de laboratoire (triaxial, essai de compression simple, essai de traction).

### 2.2.3.3 Résistance au cisaillement des discontinuités

La caractérisation de la résistance au cisaillement des discontinuités est d'autant plus importante que celles-ci contribuent à l'identification des volumes rocheux significatifs à l'échelle de l'appui, pouvant être déstabilisés et trouver une cinématique de sortie (coins de Londe, volumes quelconques tels qu'indiqués au paragraphe [2.1.2](#) et illustrés au paragraphe [2.1.4.1](#)).

On rappelle que ces discontinuités relèvent des mégastructures voire des mésostructures à l'échelle des appuis, et non des microstructures et que, selon la morphologie et la topographie de l'appui, ce ou ces volumes potentiellement instables peuvent être définis par un seul plan, deux plans, ou plusieurs plans, recouvrant ainsi les vocables « dièdres rocheux, « coins de Londe », etc....

<sup>8</sup> On doit ici principalement mentionner l'essai au vérin à plaque de charge rigide réalisé à partir d'une galerie existante ainsi que l'essai au dilatomètre dans des forages dans plusieurs directions (norme NF P 94-443) qui permet d'obtenir les modules de déformation locale du massif rocheux dans ces directions (et ainsi de juger de l'anisotropie du massif). L'essai au dilatomètre permet également, si un palier de pression est maintenu suffisamment longtemps, jusqu'à une semaine, de rechercher une possibilité de fluage du rocher, ou de certaines 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 ( $\varphi_{pic}$ ). Jusqu'à  $\varphi_{pic}$ , la morphologie initiale du joint est mobilisée (indentations/aspérités / rugosité) ;
- la résistance résiduelle ( $\varphi_{res}$ ): c'est le niveau de cisaillement que le joint supporte lorsqu'il a subi de « grands déplacements », ceux-ci ayant pu provoquer un lissage des épontes. Seule la rugosité intrinsèque est mobilisée. Suivant la rigidité, la résistance et l'état initial (notamment de contrainte) dans la discontinuité, cet état résiduel est obtenu pour des déplacements ou des taux de déformations très variables ;
- les mécanismes de rupture liés aux joints nécessitent un dialogue entre le géologue/géomécanicien et le vérificateur pour déterminer le taux de déformation ou le déplacement qui conduit à renoncer à la résistance de pic pour passer à la résistance résiduelle.

Comme cela a pu être indiqué dans le cas de la rupture du massif rocheux (cf. 2.2.3.1), la rupture par cisaillement d'une discontinuité introduit également un phénomène de variation de volume du joint, caractérisé par la notion d'angle de dilatance  $\psi$  du fait des irrégularités de surface sur les deux faces du joint. La dilatance du joint diminue si l'effort de compression augmente, par écrasement des aspérités.

En d'autres termes, lorsque l'effort normal sur le joint est faible ou inexistant, la dilatance, homogène à un angle, augmente l'angle de frottement dont l'ordre de grandeur dépend de la taille des aspérités, à petite échelle comme à grande échelle (5 à 10° à petite échelle sur un joint sain ou légèrement oxydé).

Par contre, lorsque l'effort normal sur le joint est très élevé, empêchant toute variation de volume, la surface de cisaillement passe nécessairement à travers les aspérités de la matrice rocheuse, ce qui se traduit par la création d'une cohésion apparente.

A petite échelle, 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. Cet essai peut également être effectué sur site sur des « éprouvettes » de grande taille<sup>9</sup>. La résistance au cisaillement n'étant pas linéaire avec la contrainte normale appliquée  $\sigma_n$ , il convient de bien identifier le domaine des contraintes appliquées in situ pour reproduire au mieux ces conditions en laboratoire ou in situ<sup>10</sup>. Si la discontinuité est en présence d'eau, il conviendra de prendre en compte, dans les conditions d'essai, le domaine de contraintes effectives pouvant être rencontré. Les essais sur site sont surtout dédiés aux projets de voûtes neufs, et sont très improbables pour des ouvrages existants ; leur coût est très élevé.

Parmi les outils existants dans la littérature pour estimer la résistance au cisaillement d'une discontinuité on peut citer :

- le critère de Barton&Choubey, sans effet d'échelle [2-8] ;
- le Critère de Barton&Bandis avec effet d'échelle partiel (quelques mètres), insuffisant pour les barrages car ne prend pas en compte la macro-dilatance [2-9].

<sup>9</sup> Comme cela a pu être fait sur le barrage de Vouglans

<sup>10</sup> 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, à déplacement normal imposé, ...) qui aboutissent à des résultats (rapport  $\tau / \sigma_n$ , angle de dilatance) sensiblement différents. Il convient donc de déterminer quelles conditions d'essai sont les plus adaptées à la situation analysée et de bien les préciser dans le procès-verbal d'essai

Dans le cas d'un joint sec (épontes saines et fissure dépourvue de remplissage), on peut éventuellement déterminer une valeur pessimiste de l'angle de frottement résiduel  $\varphi_{res}$  en sciant la roche dans sa partie saine et en réalisant un essai de cisaillement qui fournit un angle de frottement  $\varphi_b$  inférieur à  $\varphi_{res}$ . Un avis a posteriori du géologue est cependant nécessaire pour valider l'analogie.

Néanmoins, le plus souvent, le joint est soit légèrement soit fortement altéré, soit tapissé d'un matériau déposé par percolation dans les discontinuités de la roche. Si l'épaisseur de ce matériau d'altération ou de remplissage est suffisamment importante pour être mobilisée, ce sont alors ses propriétés qui doivent être prises en considération.

A l'inverse, un joint peu épais, localement cimenté par de la calcite ou de la silice, voire s'interrompant sur quelques décimètres (joints en relais) peut se voir affecter une cohésion ou un angle de frottement majoré.

Dans tous les cas, une caractérisation par le géologue sur le terrain ou expérimentale sur du matériau prélevé est nécessaire ; cette caractérisation porte soit sur du matériau conférant de la cohésion, soit sur le matériau de remplissage, soit sur le joint altéré (sur un échantillon le plus intact possible).

## 2.2.4 Données relatives à la résistance de la zone de contact fondation/barrage-voûte

### 2.2.4.1 Caractérisation de la zone de contact

La zone de contact voûte/fondation doit être appréhendée au regard du mode de transmission des efforts de la voûte à la fondation et à sa géométrie.

Le mode de transmission des efforts par effet d'arc amène une mise en compression de l'interface au niveau des rives tandis qu'au droit des plots centraux la prédominance des effets consoles peut conduire à des sollicitations en cisaillement plus importantes, voire une mobilisation en compression de la butée aval.

Des sollicitations en cisaillement majorées dans les parties hautes des appuis peuvent constituer un enjeu pour la stabilité de culées.

Le caractère tridimensionnel d'un barrage-voûte a pour conséquence une géométrie du contact béton/rocher qui s'apparente plutôt à une surface gauche qu'à un plan.

La forme géométrique du contact béton/rocher et les irrégularités locales peuvent avoir un impact positif sur l'angle de frottement de l'appui. Cependant, le jeu des diaclases dans la zone de rocher sous-jacente peut constituer une zone de faiblesse de l'appui. L'analyse doit prendre en compte une tranche de rocher dont la hauteur est de l'ordre de grandeur du tiers de l'épaisseur de l'ouvrage au niveau du contact avec le rocher.

Il est important d'évaluer la profondeur de l'encastrement de la voûte car plus elle est importante plus la diffusion des contraintes dans la profondeur de la fondation est facilitée, le rocher dans la zone d'appui étant en général de meilleure qualité en profondeur (moins décomprimé).

### 2.2.4.2 Evaluation des caractéristiques mécaniques de l'interface fondation / barrage

Dans le cas général, l'interface barrage/fondation a fait l'objet d'un soin très particulier, avec des procédures de réalisation (comprenant a minima un nettoyage des joints et de la surface de contact de la roche de fondation, mais aussi des traitements spécifiques comme des curages et des calfatages de cavités, des injections superficielles de peau, consolidation...) et une surveillance sous forme de

procédure « qualité » de réception des fonds de fouilles, qui permettent de s'assurer assez fidèlement de la qualité et de la géométrie de l'interface.

Toutefois, pour certains ouvrages, il peut y avoir doute sur la géométrie, la profondeur d'encastrement ou la qualité de traitement de l'interface. Selon les résultats des modélisations (vallée « large », résultante des forces peu inclinée), il peut être nécessaire d'engager des reconnaissances (plusieurs sondages avec imagerie de paroi, géophysique,....) pour affiner la connaissance de la géométrie et de la qualité de la zone d'appui et prélever des échantillons pour essais de laboratoire.

Ces prélèvements doivent permettre de déterminer, dans la zone de contact béton/rocher, l'angle de frottement (généralement voisin de 45°) et, associés au modèle géologique de la fondation, ils peuvent permettre de lui affecter de la cohésion et une résistance à la traction.

## 2.3 Recommandations et mises en garde sur les essais et reconnaissances géotechniques

### 2.3.1 Réalisation

En règle générale, il faut s'assurer que les échantillons seront soumis à une plage de contraintes incluant les valeurs caractéristiques des contraintes appliquées par les ouvrages au massif en place et en tenant compte de la profondeur de prélèvement de l'échantillon.

La profondeur des investigations dépend de l'agencement des couches géologiques, de la surface d'appui, des contraintes apportées par l'ouvrage, des problématiques étudiées et de la taille des ouvrages.

Dans la pratique, on peut investiguer au moins sur des profondeurs de H/4 voire plus en fonction de la géologie locale.

### 2.3.2 Interprétation

- identification de la fracturation du massif

Des incertitudes existeront toujours sur les indices de fracturation du massif adoptés.

Effectivement, les techniques de reconnaissances classiques (carottages) peuvent ignorer ou altérer certaines caractéristiques. Elles sont dans tous les cas :

- pessimistes 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 ;
- non objectives car il a été montré [2-10] que dans le processus de l'analyse de l'imagerie, il y a toujours un effet subjectif ou dépendant de l'utilisateur, même si l'imagerie de paroi donne des informations complémentaires au carottage qui sont précieuses ;
- réductrices car un sondage effectué suivant une direction (par exemple verticale) pourra ne pas rencontrer une fracturation dont le plan est parallèle à cette direction ;
- 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 complètent l'exploitation fine de l'imagerie (par rapport au lever direct à partir de carottes), notamment en positionnant les discontinuités dans l'espace.

- 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 en fonction des 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).

### 2.3.3 Variabilité/incertitude des données et valeurs caractéristiques des propriétés mécaniques de la fondation

Le choix des valeurs caractéristiques des propriétés physiques, mécaniques et hydrauliques de la fondation résulte d'un dialogue entre le géologue/géomécanicien et le vérificateur de l'ouvrage.

Les données utilisées lors du choix présentent nécessairement une variabilité et un degré d'incertitude dont il faut être conscient et qu'il convient d'évaluer. On peut distinguer plusieurs sources de méconnaissance :

- celles liées à la nature même des matériaux naturels :
  - variabilité spatiale : formations hétérogènes ;
  - variabilité temporelle : caractéristiques mécaniques/hydrauliques variables dans le temps ;
- celles 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 ;
- celles 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
- ou à l'inverse s'interroger pour savoir si une valeur a priori anormale pourrait correspondre à une variation du terrain ;

- et déceler les valeurs aberrantes.

Cette variabilité et ces incertitudes imposent que les valeurs caractéristiques soient retenues sur la base d'un choix d'ingénieur.

#### 2.4 Homogénéisation géomécanique des fondations et lien avec les calculs

L'étape préalable aux calculs consiste à vérifier, avec l'appui du géologue, la possibilité d'« homogénéiser » une fondation, ce qui permet de faire des calculs avec des valeurs géomécaniques à grande échelle, ou bien si la fondation est structurellement contrôlée par un ou plusieurs éléments structuraux (petites failles, schistosité, joints sédimentaires, etc....). Dans certains cas, il est possible de définir un modèle géomécanique de fondation qui prend en compte les caractéristiques majeures de l'hétérogénéité : joints majeurs, orthotropie de la matrice, etc....

## 3 Béton du corps du barrage

### 3.1 Cadre / objectif

Ce chapitre s'intéresse à la caractérisation du béton conventionnel de masse, constituant la très grande majorité des ouvrages existants en France. En effet, le corps d'un barrage-voûte est constitué généralement d'un béton conventionnel et sans armatures.

Ce chapitre présente dans une première partie les éléments permettant d'identifier et d'obtenir une description du béton de l'ouvrage. Il mentionne ensuite les principales sources d'information permettant de caractériser le béton d'un barrage-voûte existant. Il donne un rappel du comportement général du béton durci ainsi que des processus irréversibles les plus couramment observés sur le béton des ouvrages. Les dernières parties du chapitre présentent les propriétés de déformabilité, les propriétés mécaniques et les propriétés dynamiques du béton.

### 3.2 Identification / description du béton

Le béton est un matériau qui résulte d'un mélange de ciment, de granulats, d'eau, éventuellement d'adjuvants et qui contient de l'air occlus. Les caractéristiques du béton dépendent essentiellement de sa composition, de la qualité des agrégats, du ciment qui le compose et de sa mise en œuvre.

La caractérisation du béton d'un barrage-voûte commence ainsi par son identification en termes de :

- composants du béton et nature de ses composants ;
- formulation du béton : dosage en ciment, dosage en eau (et rapport E/C), dosage en adjuvants, dosage en air occlus, granulométrie.

La nature du liant hydraulique (Ciment Portland, pouzzolanique, de laitier de hauts fourneaux) conditionne notamment le dégagement de chaleur d'hydratation du béton de masse, facteur qui peut avoir une incidence sur la réaction sulfatique interne. La nature des granulats (pétrographie/minéralogie) peut aussi conditionner l'existence ou pas d'un risque de réaction alcali-agrégats. Les adjuvants peuvent modifier les caractéristiques du béton frais et/ou durci (plastifiants, retardateurs, entraîneurs d'air, etc.). La présentation de ces éléments permettra ainsi d'apprécier la susceptibilité de l'ouvrage vis-à-vis des pathologies du béton (cf. [§ 3.4.2](#)).

Le dosage en ciment (généralement de 200 à 250 kg/m<sup>3</sup> pour le béton de masse) ainsi que le dosage en eau (rapport E/C généralement autour de 0,5) participe à la résistance mécanique du béton. La granulométrie conditionne en particulier la compacité du béton (et ainsi sa résistance et durabilité).

Dans le cas des bétons de masse comportant des granulats à gros diamètre, le type de roche ainsi que le diamètre maximal constituent également des facteurs influençant la résistance du béton (et sa déformabilité).

### 3.3 Données / sources d'information

#### 3.3.1 Données généralement disponibles

Les archives des phases d'études et de construction du barrage permettent de renseigner sur l'identification, la constitution (type de ciment utilisé, origine des granulats, adjuvants éventuels) et la formulation du béton. Les informations disponibles sur l'historique de la construction sont aussi extrêmement importantes notamment pour reconstituer les conditions de clavage de l'ouvrage.

Les essais généralement disponibles sur le béton dans le cas d'un barrage existant permettent de renseigner sur les propriétés physiques et mécaniques du béton. On peut distinguer :

- les essais réalisés en phase d'étude et/ou à la phase de construction sur éprouvettes confectionnées en laboratoire : résistance en compression (à 7, 28, 90, 365 jours), essais en traction (à 28, 90 jours), densité du béton durci, mesures des modules d'élasticité statique et dynamique, etc. ;
- les essais réalisés sur carottes extraites par forages dans le barrage au cours de la phase de construction ou pendant la vie de l'ouvrage : résistance en compression, résistance en traction, densité, module d'élasticité, ultrasons, analyses minéralogiques et pétrographiques, résistance au gel, perméabilité, réactions de gonflement interne (microscope de balayage électronique, expansion résiduelle, etc.).

Les mesures d'auscultation donnent des renseignements sur les propriétés du béton correspondant à l'échelle globale de l'ouvrage. Elles sont plus représentatives que celles évaluées à une échelle ponctuelle (éprouvettes testées en laboratoire).

Les essais ou reconnaissances complémentaires réalisés dans le cadre d'un diagnostic spécifique d'un barrage en service sont présentés au paragraphe suivant (cf. [§ 3.3.2](#)).

A défaut de dossier historique disponible sur l'ouvrage, on peut examiner en premier ordre de grandeur les valeurs guides disponibles dans la littérature [\[3-1\]](#), dont certaines sont indiquées dans la suite du document.

### 3.3.2 Essais / reconnaissances complémentaires

Pour compléter si besoin les données déjà disponibles, des campagnes de reconnaissance peuvent être menées et des essais réalisés en laboratoire (sur carottes obtenues par forage) ou sur l'ouvrage. En particulier, des essais et/ou reconnaissances complémentaires peuvent être envisagés en cas de nécessité pour le diagnostic spécifique d'un barrage en service (par exemple : dérives significatives mises en évidence par l'auscultation, suspicion d'une pathologie particulière, ...). Les essais et les reconnaissances complémentaires qui peuvent être envisagés dans ce cadre sont présentés ci-après (liste non exhaustive et non systématique).

- sondages carottés :

Ils constituent en général la base de la reconnaissance des barrages existants. Ils permettent en particulier : de prélever des carottes pour examen visuel et essais en laboratoire (voir ci-après) ; de calibrer puis de réaliser des investigations in-situ (voir ci-après), d'abriter ultérieurement un dispositif d'auscultation (piézomètres et pendules).

- imagerie en forage :

L'imagerie en forage permet d'obtenir une vision du béton du barrage sur les parois à l'intérieur d'un forage. Lorsqu'elle est de bonne qualité l'imagerie en forage permet d'obtenir une vision de grande précision du cœur de l'ouvrage. Elle permet notamment d'identifier de manière assez fine les fracturations ou fissures éventuellement présentes dans la masse du béton. Elle peut être utilisée également pour apprécier qualitativement le contact béton/rocher.

- tomographie sismique :

La tomographie sismique sert à mettre en évidence des variations des propriétés mécaniques des matériaux traversés par les ondes sismiques (de compression P et de cisaillement S). Les vitesses de propagation des ondes P et S (notées  $V_p$  et  $V_s$  respectivement) permettent en particulier de déduire les modules dynamiques d'élasticité et de cisaillement du matériau traversé.



Les mesures de tomographie sismique s'effectuent entre deux forages, entre surface et forage ou en surface. Selon la position des émetteurs (tirs) et des récepteurs (géophones), on peut distinguer les configurations suivantes :

- mesures par transparence en surface : avec profil(s) d'émission sur le parement amont et profil(s) de réception sur le parement aval ;
- down-hole : profil d'émission en surface (par exemple. en crête, galerie) et profil de réception à l'intérieur d'un forage ;
- cross-hole : les mesures sismiques sont réalisées entre deux forages, avec le profil d'émission à l'intérieur d'un forage et le profil de réception à l'intérieur de l'autre forage.

Les méthodes utilisant des forages (par exemple down-hole et cross-hole) sont considérées comme les plus fiables et précises pour l'obtention des profils de vitesses. La méthode cross-hole est la plus généralement recommandée parmi ces méthodes invasives.

- mesures du bruit de fond :

Le bruit de fond ou vibrations ambiantes sont des vibrations de faible amplitude générées de manière continue dans l'environnement. Les mesures ponctuelles du bruit de fond consistent à enregistrer les vibrations ambiantes avec un vélocimètre à 3 composantes. Ces enregistrements donnent des renseignements sur le comportement dynamique vibratoire d'un ouvrage et permettent une estimation des fréquences de résonance.

- mesure in situ de densité par gammagraphie :

L'utilisation d'une sonde émettant des rayonnements gamma permet d'effectuer une mesure continue de la densité à l'intérieur d'un forage. Cette mesure permet d'obtenir une vision de l'homogénéité/hétérogénéité du béton le long d'un forage. Le rayon d'investigation est de l'ordre du mètre et variable selon la densité du matériau traversé. L'interprétation des mesures nécessite un recalage sur les mesures de densité en laboratoire (en privilégiant les carottes de bonne qualité). Une attention particulière doit être portée lors de l'interprétation des résultats selon que la mesure est réalisée au-dessous ou au-dessus du niveau d'eau dans le forage. Ces mesures sont en effet dépendantes du degré de saturation des matériaux. Cette opération est réglementée, requiert notamment le balisage d'une zone autour de l'appareil, et est interdite aux personnes non habilitées (certificat Camari).

- essais en laboratoire sur carottes de forage dans l'ouvrage :

Les essais en laboratoire consistent à évaluer les caractéristiques du béton sur plusieurs carottes prélevées judicieusement sur l'ouvrage existant (Norme NF EN 12504-1). Ils renseignent sur les propriétés du béton à une échelle locale/ponctuelle.

Les essais sur carottes obtenues par forages les plus couramment réalisés sont :

- essai de compression (Norme NF EN 12390-3) ;
- mesure de la densité apparente du béton (Norme NF EN 12390-7) ;
- essai de traction directe ;
- essai de traction par fendage, dit aussi essai brésilien (Norme NF EN 12390-6).

Il existe aussi d'autres essais/mesures moins courants :

- essai aux ultrasons (Norme NF EN 12 504-4) ;
- essai au scléromètre (Norme NF EN 12 504-2) ;

- mesure de la fréquence de résonance fondamentale par vibration (Norme NF P18-414) permettant de déterminer le module dynamique du béton.

Dans certains de cas, il peut être alors envisagé la réalisation d'essais plus spécifiques :

- essais de fatigue du béton ;
- essais associés à un gonflement du béton par une réaction alcali-granulat (RAG) (Norme NF P 18-594) où par une réaction sulfatique interne (RSI) : test par fluorescence des ions uranyle, examen au microscope électronique à balayage, examen pétrographique, essai d'expansion résiduelle ;
- essai de fluage en compression (Norme NF EN 1355).

Pour plus de détails sur ces différents essais/reconnaisances, on peut consulter les normes citées ci-dessous ou consulter les références techniques [\[3-2\]](#).

### 3.4 Comportement du béton

#### 3.4.1 Comportement général

Le comportement du béton est marqué par l'apparition de fissures dès la période de prise en raison des tensions engendrées par le retrait. Ainsi, sous l'effet d'un chargement monotone, la raideur du béton augmente légèrement au début du chargement du fait qu'une partie des microfissures se referment. Lorsque le chargement dépasse ensuite un certain seuil, la microfissuration se développe tandis que la raideur du béton diminue (cf. [figures 4 et 5](#)).

A l'échelle de l'ouvrage, ce comportement est gouverné par celui du béton de masse mais aussi par la présence des joints et fissures [\[3-3\]](#).

En laboratoire, sous l'effet d'un chargement cyclique, le béton peut connaître une augmentation de la déformation au cours des cycles de sollicitation. De manière schématique, l'énergie reçue par le béton peut être décomposée en trois parties :

- une partie élastique qui est totalement restituée lors du déchargement ;
- une partie qui est dissipée lors du premier chargement jusqu'à une déformation donnée. Pour des déchargements et chargements ultérieurs, ce mécanisme de dissipation ne se reproduit pas tant que ce niveau de déformation n'est pas dépassé. Il correspond à la propagation des microfissures ;
- une partie « plastique ou dommageable avec frottement » qui est dissipée à chaque cycle chargement-déchargement.

Ce mécanisme de dissipation d'énergie correspond au frottement de contact des fissures et au frottement de contact des agrégats et de la pâte du ciment.

A l'échelle de l'ouvrage, dans des cas où des chargements cycliques significatifs entraînent une plastification du matériau, elle conduit à un assouplissement de la structure de nature à réduire ses fréquences propres de vibration.

#### 3.4.2 Processus irréversibles

Les barrages-voûtes, comme tous les ouvrages en béton, sont soumis à des processus irréversibles qui caractérisent le comportement du béton. Parmi ces processus, on peut citer les plus couramment visibles sur les ouvrages en exploitation : le retrait, le fluage et les pathologies de gonflement.

- retrait :

Le retrait, qui intervient essentiellement au cours des premières années de la vie de l'ouvrage, peut être de trois formes :

- le retrait endogène intervient au cours de la prise ou au cours de l'hydratation du béton. Dans le cas des barrages, cette composante du retrait peut être négligée ;
- le retrait de dessiccation est lié au séchage du béton. Pour les barrages son impact est généralement limité en raison de l'épaisseur importante de ces ouvrages et de l'humidité de l'environnement ;
- le retrait thermique est lié au refroidissement du béton et se produit jusqu'à l'atteinte de la température moyenne interannuelle de l'ouvrage, son effet mécanique ne prend effet qu'à partir du clavage. Il peut être nécessaire de le prendre en compte si l'épaisseur de l'ouvrage est importante et que le clavage a eu lieu rapidement après la fin de la construction. Pour les ouvrages épais, il peut se prolonger au cours des premières années suivant la mise en eau et expliquer une part des déplacements irréversibles observés par le dispositif d'auscultation.

Tout ou partie du retrait peut être compensé par l'opération de clavage.

- fluage du béton :

Dans le cadre de ces recommandations, on entend par fluage la déformation différée irréversible du béton soumis à une charge constante ou variable. En théorie, cette déformation ne conduit pas à une diminution des caractéristiques de résistance mécanique du matériau (résistances à la compression et à la traction) sauf si on dépasse un certain seuil de contraintes (de l'ordre de 40% de la résistance à la compression). Cependant, il peut générer des effets à l'échelle de l'ouvrage du fait d'une redistribution des efforts qu'il engendre. Les déplacements de la voûte vers l'aval sont accentués et les distributions de contraintes sont légèrement modifiées dans la mesure où le ratio entre les modules de déformation du béton et de la fondation est modifié. Le fluage du béton peut être accompagné également d'un fluage de la fondation.

- gonflement du béton :

Il convient de distinguer :

- la réaction sulfatique interne (RSI) : il s'agit d'une réaction chimique des sulfates présents dans le béton qui forment de l'ettringite « dite secondaire » qui sous certaines conditions présente des propriétés expansives. Elle est particulièrement liée aux conditions thermiques au jeune âge du béton (élévation excessive de la température) ;
- la réaction alcali-granulat (RAG) : c'est un ensemble de réactions chimiques dans lesquelles interviennent, d'une part, certaines formes de silice, de silicates ou de carbonates, pouvant être présentes dans les granulats ; et d'autre part les alcalins des constituants du ciment

Comme ces deux réactions s'activent avec l'eau, le gonflement dépend de l'état de saturation du béton. Ainsi, les effets du gonflement du béton se manifestent quelques années après la mise en eau du barrage et se prolongent ensuite pendant des dizaines d'années dans les directions et les parties les moins comprimées. Par ailleurs, les bétons constitués de ciments et granulats peu contrôlés en construction (avant 1960) seraient a priori plus susceptibles de manifester ces phénomènes de gonflement (par RSI ou RAG).

### 3.5 Propriétés de densité et de déformabilité élastique et thermique du béton

#### 3.5.1 Poids volumique

Les valeurs de poids volumique à privilégier sont celles fournies à partir des essais (réalisés lors du contrôle de construction ou à partir de carottages) car elles tiennent compte de la qualité des matériaux utilisés. Toutefois, l'incertitude sur le poids volumique a un impact pratiquement négligeable sur la stabilité d'un barrage-voûte (en comparaison à un barrage-poids).

A titre indicatif, les valeurs moyennes du poids volumique varient généralement de 23,5 à 24,5 kN/m<sup>3</sup> pour le béton conventionnel vibré. A défaut d'informations provenant d'essais, il pourra être pris en compte une valeur de poids volumique de 24 kN/m<sup>3</sup> pour du béton de masse.

#### 3.5.2 Module d'élasticité

Le module d'élasticité, appelé module d'Young, est défini comme un rapport entre l'écart de contrainte et l'écart de déformation associée.

Sur une même courbe contrainte-déformation on peut distinguer différents modules d'élasticité. Le module d'élasticité sécant correspond à la pente de la droite qui relie l'origine à un point quelconque de la courbe de contrainte-déformation. Le module d'élasticité tangent correspond à la pente de la courbe en un point quelconque (cf. [figure 4](#)).

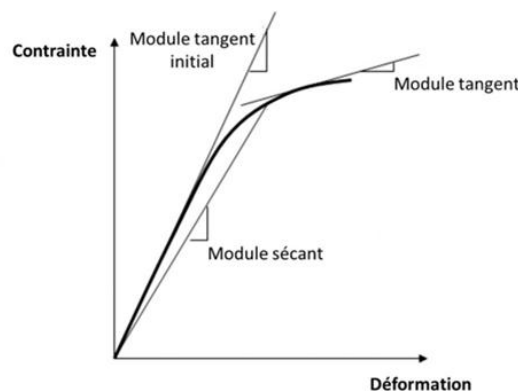


Figure 4 : Module sécant et module tangent

La vitesse de chargement et l'ampleur de la déformation influencent la réponse du matériau, comme le montre l'exemple de la [figure 5](#) : des sollicitations dynamiques (rapides) produiront des effets plus faibles qu'une sollicitation statique (ou lente). Ainsi, à chaque vitesse de chargement est associé un module.

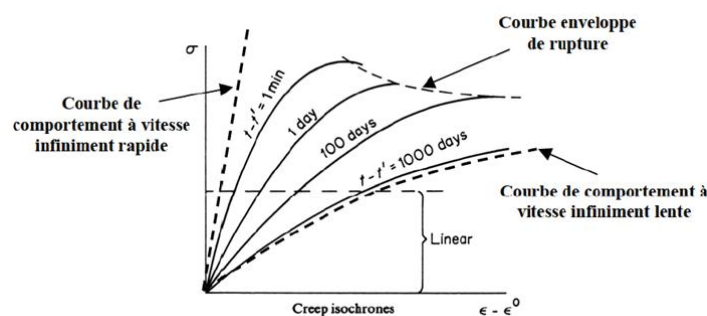


Figure 5 : Isochrones du comportement du béton en compression [3-4]

Selon la vitesse de chargement et le comportement de l'ouvrage à représenter, il est généralement nécessaire d'adopter différents modules pour le béton (analogue aux matériaux de fondations, cf. [§ 2.2.3.1](#)) :

- le module dit de 1<sup>er</sup> chargement est utilisé pour le comportement (somme du réversible et de l'irréversible) associé à la construction et au premier remplissage du réservoir ;
- le module statique  $E_s$  correspond à la déformabilité du matériau sous des sollicitations lentes, telles que celles associées au marnage de la retenue (comportement réversible) ;
- le module dynamique  $E_d$  correspond à la déformabilité du matériau sous des sollicitations très rapides, telles que celles produites par les séismes ou encore celles appliquées lors des essais sismiques (comportement dynamique ou élastique à très petites déformations) ;
- le module pouvant représenter un comportement irréversible à long terme ou fluage.

Le module d'élasticité évalué en laboratoire n'est pas complètement représentatif du barrage en raison essentiellement de la présence de discontinuités dans l'ouvrage. Le module d'élasticité du béton pris en compte dans la modélisation du barrage dépend du type d'analyse effectuée. Dans le cas d'une analyse purement élastique, le module de béton choisi doit être représentatif de la structure dans son ensemble et tenir compte des effets des différents niveaux de discontinuités (joints entre plots, reprises de bétonnage, fissuration, ...). Dans le cas d'un calcul non-linéaire, le choix du module dépend du type de calcul effectué et peut, lorsque les principales discontinuités sont prises en compte explicitement dans le calcul, correspondre aux propriétés d'un béton non fissuré.

Toutes ces considérations sont mentionnées ci-dessus de manière à souligner qu'il est délicat de parler du module d'élasticité sans mentionner : comment il a été évalué, le niveau de déformation considérée, la vitesse de sollicitation associée, l'échelle concernée (de laboratoire ou de l'ouvrage) et le type d'analyse effectuée dans la modélisation.

Pour un barrage existant, le module d'élasticité statique de l'ouvrage (et de sa fondation) peut être estimé de manière assez précise à partir d'un calage de la modélisation numérique sur les déplacements réversibles hydrostatiques observés sur l'ouvrage et fournis par l'analyse des résultats de l'auscultation (cf. [Annexe D](#)).

L'ordre de grandeur du module d'Young statique mesuré en laboratoire pour des bétons de barrages est de 25 à 40 GPa. Ces valeurs relativement élevées correspondent à un béton de masse, non fissuré, et à des mesures « rapides » (<heure).

Une synthèse de résultats de calage de modélisation obtenus pour un ensemble de barrages (voûtes essentiellement) est présentée dans la référence [\[3-5\]](#). Le module du béton varie globalement de 20 GPa à 35 GPa.

Le ratio module béton/module fondation est généralement compris entre 1 et 5, ce qui traduit que la déformabilité de la fondation est généralement plus élevée que celle du béton.

A partir de l'analyse du parc d'ouvrages d'EDF, pour les barrages dont la retenue est exploitée à marnage rapide (journalier), le module statique associé est d'environ 30% plus élevé que le module statique en exploitation saisonnière, mais de l'ordre de 50% plus faible que le module statique (<heure) mesuré en laboratoire.

### 3.5.3 Coefficient de Poisson

Le coefficient de Poisson est le rapport entre la déformation latérale et la déformation axiale. En statique, ce coefficient varie généralement entre 0,15 et 0,20 pour le béton.

Ce coefficient peut être déterminé via des essais de traction ou de compression uni-axiale.

### 3.5.4 Coefficient de dilatation thermique

Il est important, dans le cas notamment des voûtes, de prendre en considération des déformations thermiques résultant des champs de température et du coefficient de dilatation thermique.

Le coefficient de dilatation thermique  $\alpha$  se situe généralement entre  $0,7 \times 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$  et  $1,2 \times 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$ , voire sur une plage encore plus étendue (entre  $0,5 \times 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$  et  $1,6 \times 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$ ). Pour un barrage existant, le coefficient de dilatation peut être estimé par l'analyse de données d'auscultation (cf. [Annexe D](#))

Il est conditionné en particulier par le dosage et type de liant, la nature des granulats, le rapport E/C.

Il apparaît que le coefficient de dilatation des bétons avec granulats siliceux est en général plus faible que celui des bétons produits avec des granulats calcaires [\[3-5\]](#).

## 3.6 Propriétés de résistance statique mécanique du béton

La résistance mécanique est une caractéristique fondamentale du béton qui est contrôlée le plus fréquemment par des essais de résistance à la compression. La représentativité des essais mécaniques (à la compression ou à la traction) est associée à la nature du support (éprouvette ou carotte), à la forme de l'éprouvette (cubique/cylindrique), aux dimensions de l'éprouvette/carotte (taille, rapport hauteur/largeur) et à l'âge du béton testé.

Pour les propriétés de résistance du béton, il convient de considérer la notion de valeur caractéristique, laquelle correspond à une estimation prudente<sup>11</sup> de la valeur de résistance du matériau permettant d'intégrer ainsi une sécurité sur l'estimation des propriétés de résistance.

### 3.6.1 Résistance à la compression

La résistance à la compression est une caractéristique essentielle dans le cas des barrages-voûtes, lesquels sont conçus pour transmettre les efforts vers la fondation par des arcs sollicités en compression.

On peut considérer une résistance en compression de l'ordre de 20 à 30 MPa pour le béton de masse d'un barrage-voûte.

### 3.6.2 Résistance à la traction

Pour le béton non fissuré et sans reprises de bétonnage, la résistance à la traction est de l'ordre de 10% de la résistance à la compression.

### 3.6.3 Résistance au cisaillement

Pour le cas du béton conventionnel, les valeurs guides suivantes peuvent être considérées comme des valeurs moyennes des paramètres de résistance au cisaillement dans la masse du béton :

- cohésion du béton non fissuré et sans reprises de bétonnage,  $C_{\text{béton}} = 2 \text{ à } 3 \text{ MPa}$  ;

<sup>11</sup> Dans les Eurocodes, la valeur caractéristique est associée au fractile 95% (ou 5% selon le caractère favorable ou défavorable) de la loi de distribution de la résistance considérée. Dans le domaine des barrages, le nombre d'essais mécaniques disponible n'est généralement pas suffisant pour déterminer une valeur caractéristique par des méthodes statistiques. Ainsi, l'évaluation d'une valeur caractéristique peut faire appel au jugement expert, basé sur des résultats d'essais disponibles et peuvent différer des valeurs guides disponibles dans la littérature.

- tangente de l'angle de frottement interne du béton dans sa masse,  $\tan(\varphi_{\text{béton}}) = 1,4$ .

Pour le cas des bétons contenant de gros agrégats (jusqu'à 150 mm de diamètre, voire davantage), on peut citer les résultats des études de grande ampleur réalisées en particulier aux USA [3-6] incluant des mesures de résistance sur éprouvettes cylindriques de grandes dimensions, jusqu'à 61 cm de diamètre), lesquelles permettent de donner des ordres de grandeur, résultant d'une base de données étendue. Ces études sur des bétons à gros granulats montrent d'une part 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., et d'autre part, qu'une corrélation serrée y apparaît entre la cohésion du béton et sa résistance à la compression simple :  $C = 0,21 f_c$  avec une valeur moyenne de 0,95 pour  $\tan\varphi_{\text{béton}}$  (plage de variation de 0,85 à 1,4).

### 3.6.4 Propriétés de résistance mécanique des joints de béton

Les barrages-voûtes en béton sont généralement construits par plots et avec des reprises horizontales de bétonnage. Ce mode de construction donne lieu à des joints de reprise horizontale de bétonnage et à des joints verticaux entre plots, généralement équipés de boîtes de cisaillement.

Suite aux opérations de clavage, et malgré la présence de ces joints, le comportement du corps d'un barrage-voûte peut être considéré *a priori* comme monolithique et linéaire. Dans ce cas, il n'apparaît pas nécessaire de considérer et de caractériser ces joints dans le béton.

Dans le cas où le corps d'un barrage-voûte pourrait présenter un comportement non-monolithique et/ou non-linéaire (suite à l'apparition de contraintes entraînant une fissuration ou une ouverture de joints), on peut être amené à caractériser les joints entre plots, une reprise de bétonnage spécifique, ou une fissure importante. Pour ces cas spécifiques, les techniques de modélisation sont précisées au [chapitre 7](#) et des caractéristiques mécaniques des joints de béton sont fournies [en Annexe C](#).

La caractérisation de l'interface barrage-fondation est traitée de manière spécifique au paragraphe [2.2.4](#).

## 3.7 Propriétés dynamiques du béton

Les éléments présents dans ce paragraphe sont issus principalement du guide de recommandations « Risque Sismique et Sécurité des Ouvrages Hydrauliques » de la Direction Générale de la Prévention des Risques [3-7].

### 3.7.1 Elasticité dynamique

Le module d'élasticité du béton dépend de la vitesse de la sollicitation, conduisant à considérer un module plus élevé sous sollicitation sismique que pour des chargements statiques ou quasi-statiques. Il est possible de déterminer les valeurs caractéristiques du module d'élasticité dynamique à l'aide d'essais dynamiques en laboratoire (ultrasons notamment) et à l'échelle de l'ouvrage (tomographie sismique, cross-hole, bruit ambiant, ...). Dans ce cas, il est licite d'utiliser les valeurs correspondant aux vitesses de déformation liées au séisme :

$$\text{Coefficient de Poisson :} \quad \nu = \frac{V_p^2 - 2V_s^2}{2(V_p^2 - V_s^2)}$$

$$\text{Module d'élasticité :} \quad E = 2\rho V_s^2(1 + \nu)$$

$$\text{Module de cisaillement :} \quad G = \rho V_s^2 = \frac{E}{2(1 + \nu)}$$

Où  $\rho$  est la masse volumique ;  $V_p$  est la vitesse de propagation des ondes de compression ;  $V_s$  est la vitesse de propagation des ondes de cisaillement.

Dans le cas de la réévaluation du comportement d'un ouvrage existant il peut être préféré une estimation des modules dynamiques de l'ouvrage et de la fondation à partir de la valeur des modules statiques.

Dans le cas d'un calage sur les déformations réversibles hydrostatiques, le module d'élasticité dynamique ( $E_d$ ) peut être estimé en majorant le module d'élasticité statique ( $E_s$ ) spécifique au barrage selon la relation suivante :  $E_d = 1,25 E_s$ . Une majoration plus importante (jusqu'à environ 50%, soit  $E_d = 1,5 E_s$ ) pourrait être adoptée à l'appui de résultats de mesures réalisées sur l'ouvrage (cross-hole, down-hole, ...).

Concernant le coefficient de Poisson, la valeur à utiliser sous sollicitation dynamique peut être estimée par la littérature (à défaut d'information sur l'ouvrage étudié). Il est admis de prendre une valeur de 0,2 (souvent identique à celle adoptée pour les sollicitations statiques).

### 3.7.2 Amortissement

L'amortissement augmente avec le niveau de dégradation du béton, donc avec son niveau de déformation. L'amortissement dépend aussi de l'âge et de la teneur en eau du béton. Il peut diminuer de moitié et plus, pour des petites déformations, entre un béton jeune et humide et un béton vieux et sec. Cette modification liée aux mouvements forcés de l'eau dans les capillaires, introduit probablement un élément de viscosité qui devrait être dépendant de la fréquence de la sollicitation.

L'amortissement étant fortement lié à la modélisation, le lecteur est invité à consulter le paragraphe [7.7.4](#).

### 3.7.3 Résistance à la compression et à la traction en dynamique

Les résistances dynamiques à la compression uni-axiale  $f_{cd}$  et à la traction  $f_{td}$  sont applicables lors de l'analyse de l'état des contraintes du barrage sur la base d'un calcul linéaire-élastique.

La résistance dynamique doit tenir compte de l'état de la structure. La résistance dynamique peut être déterminée de manière empirique à partir de la résistance statique :

- $f_{cd} = 1,25 f_{cs}$  avec  $f_{cd}$  : résistance à la compression dynamique et  $f_{cs}$  résistance à la compression statique ;
- $f_{td} = \min \{1,5 f_{ts} ; 0,1 f_{cd} ; 4 \text{ MPa}\}$  avec  $f_{td}$  : résistance à la traction dynamique et  $f_{ts}$  résistance à la traction statique.



## 4 Auscultation et surveillance

### 4.1 L'auscultation et la surveillance classique des voûtes

L'auscultation est une activité essentielle qui, en complément de la surveillance visuelle, permet d'observer finement et caractériser le comportement de l'ouvrage et son évolution dans le temps. Ces deux activités représentent les meilleures sources d'informations pour détecter et évaluer les pathologies, décrire et expliquer les comportements, et diagnostiquer les évolutions possibles. Pour être réellement efficaces, les dispositifs d'auscultation doivent être conçus et adaptés en tenant compte de leurs spécificités, des risques propres à chaque ouvrage et de leurs fondations. A partir d'une bonne compréhension des modes de rupture potentiels, l'attention peut se focaliser sur la détection des signes d'une initiation ou d'un développement d'un de ces modes de rupture.

L'objectif de cette section est de s'attacher aux particularités des barrages-voûtes existants et de recommander les méthodes et les pratiques d'une bonne surveillance de ces ouvrages, avec un dispositif d'auscultation adapté à l'analyse de leur comportement à long terme. Les principaux éléments décrits dans les chapitres suivants sont essentiellement issus du suivi du parc (une cinquantaine de barrages-voûtes) d'EDF et de la SHEM.

#### 4.1.1 Les spécificités du comportement des voûtes et donc de leur surveillance

##### 4.1.1.1 Généralités

Le comportement des voûtes est spécifique et en conséquence, des méthodes de surveillance adaptées sont recommandées [4-1].

- comportement rendu monolithique par clavage :

La surveillance des joints ne présente généralement pas d'intérêt, sauf à vérifier le non déclavage des plots. De plus, les grandeurs mécaniques mesurées (déplacements, déformations) sont très corrélées entre elles, ce qui milite pour un nombre limité d'appareils installés dans des zones représentatives bien choisies (en crête, en clé...). Par contre, la cinétique et la complexité des déformations de ces ouvrages minces militent pour une fréquence d'observations suffisante pour bien capter les effets thermiques et du marnage. Ces deux facteurs sont en faveur des pendules vis-à-vis de la topographie, mais les difficultés d'installation (double courbure, absence de réservations verticales) ne permettent pas toujours ce choix. Ainsi l'auscultation en clé en crête est pertinente et souvent suffisante dans le cas des petites voûtes (moins de 25 à 30 mètres). D'ailleurs, l'épaisseur des très petites voûtes (moins de 15 mètres) étant proportionnellement assez élevée, béton et rocher sont peu sollicités. Dans ce cas, en l'absence de constat visuel défavorable, il n'est généralement pas nécessaire d'installer un dispositif d'auscultation du comportement mécanique, sauf comportement particulier (voûtes larges et minces, fissuration).

- efforts reportés par le travail en arcs vers la fondation des rives :

La sûreté des voûtes repose sur la tenue mécanique des appuis, dont les déplacements restent en général très faibles aussi bien en réversible qu'en irréversible. La surveillance de la fondation s'appuiera sur des dispositifs de grande précision.

- déformations importantes de la structure dues à des effets distincts :

Il est nécessaire de pouvoir en préciser l'origine en séparant les effets réversibles hydrostatiques, saisonniers ou thermiques, des effets irréversibles. La mesure des déformations maximales (en clé en

crête) est recommandée. Toutefois le comportement de la fondation ne peut être apprécié que par des mesures en pied.

- fissurations :

Les barrages-voûtes ont une géométrie complexe qui minimise le volume de béton. Historiquement, les recherches d'optimisation ont pu amener à concevoir des ouvrages très élancés, les rendant plus souples et potentiellement sensibles à des phénomènes de fissuration. Cette fissuration structurelle mérite une surveillance si elle est évolutive.

- contraintes élevées aux encastremets, pour des déplacements faibles :

La mesure précise de faibles déplacements par pendules est parfois utile : c'est par exemple le cas des déplacements des culées. Les mesures de contraintes in-situ (vérin plat par exemple) sont trop délicates pour être intégrées à la surveillance en auscultation régulière. La mesure des extensomètres mérite d'être poursuivie à faible fréquence.

- gradients de pressions pouvant être élevés en fondation (sous l'ouvrage) :

Des gradients pouvant être élevés restent admissibles dans un rocher de très bonne qualité. Un rocher de moindre qualité peut mériter l'implantation de piézomètres rapprochés au contact béton/rocher.

- importance du traitement de la fondation (étanchéité, drainage) :

La fondation des ouvrages les plus anciens était très souvent étanchée par injection, mais rarement drainée. La faible surface d'appui des voûtes sur le rocher est très généralement étanchée à l'amont et drainée à l'aval par conception depuis les années 60 (pratique post-Malpasset) pour améliorer la stabilité en limitant les pressions d'eau. Les drainages ont ensuite souvent été jugés utiles et ont été réalisés sur une bonne partie des voûtes anciennes. Mais certains ouvrages sont restés non drainés du fait de conditions favorables (géologiques, faible L/H et/ou faibles pressions contrôlées par piézométrie). Une analyse couplée des débits de fuites et de la piézométrie est un bon indicateur du fonctionnement des dispositifs de drainage et d'étanchéité.

#### 4.1.1.2 Comportement réversible

Les déplacements réversibles radiaux sont importants. Les valeurs en crête en clé sont sensiblement proportionnelles au rayon de la voûte : on pourra retenir par exemple comme ordre de grandeur pour une voûte type de 100 m de rayon, que l'effet hydrostatique (pour un marnage de 20% de la hauteur) est de l'ordre de 10 mm, l'amplitude de l'effet saisonnier est de l'ordre de 20 mm, et la sensibilité thermique est de l'ordre de 0,7 mm par degré Celsius d'écart à l'état thermique normal. Près de l'encastrement au rocher, les déplacements réversibles sont très faibles (quelques millimètres sous l'effet du remplissage, et encore moins sous les effets thermiques).

#### 4.1.1.3 Types de comportements irréversibles

Plusieurs familles de comportement des voûtes peuvent être distinguées selon que les déplacements se poursuivent vers l'aval, se sont stabilisés, se sont inversés de l'aval vers l'amont ou bien ont toujours été dirigés vers l'amont [4-2].

Le comportement des ouvrages peut globalement être scindé en deux groupes suivant les formes de voûtes : cylindriques ou à double courbure (cf. [figure 6](#)). Les voûtes à double courbure, plus **récentes**, minces et sollicitées en compression présentent globalement un fluage plus important et se déplacent essentiellement vers l'aval, avant de se stabiliser. Les voûtes cylindriques, plus **anciennes**, épaisses et moins comprimées, présentent un fluage moindre ainsi qu'un risque de gonflement du béton potentiellement plus important.

Les différents facteurs à l'origine des irréversibilités observées sont essentiellement : retrait et gonflement du béton, fluage du béton et du rocher, déplacements des appuis, changement des conditions thermiques.

Les valeurs absolues des déplacements irréversibles mesurés après la première mise en eau restent en général le plus souvent inférieures à celles des déplacements réversibles saisonniers (du climat tempéré de France), et des déformations sous l'effet du remplissage. Le rapport de l'amplitude des déplacements irréversibles en crête et de l'amplitude maximale réversible (saisonnière plus hydrostatique) reste dans la très grande majorité des cas inférieur à 0,7 en raccourcissement et à 0,5 en allongement.

Les déformations en crête en raccourcissement irréversible (se traduisant par des déplacements vers l'aval) restent en général en valeur absolue inférieures à 70 microns par mètre (supposés régulièrement répartis sur la longueur de l'arc de crête) [4-2].

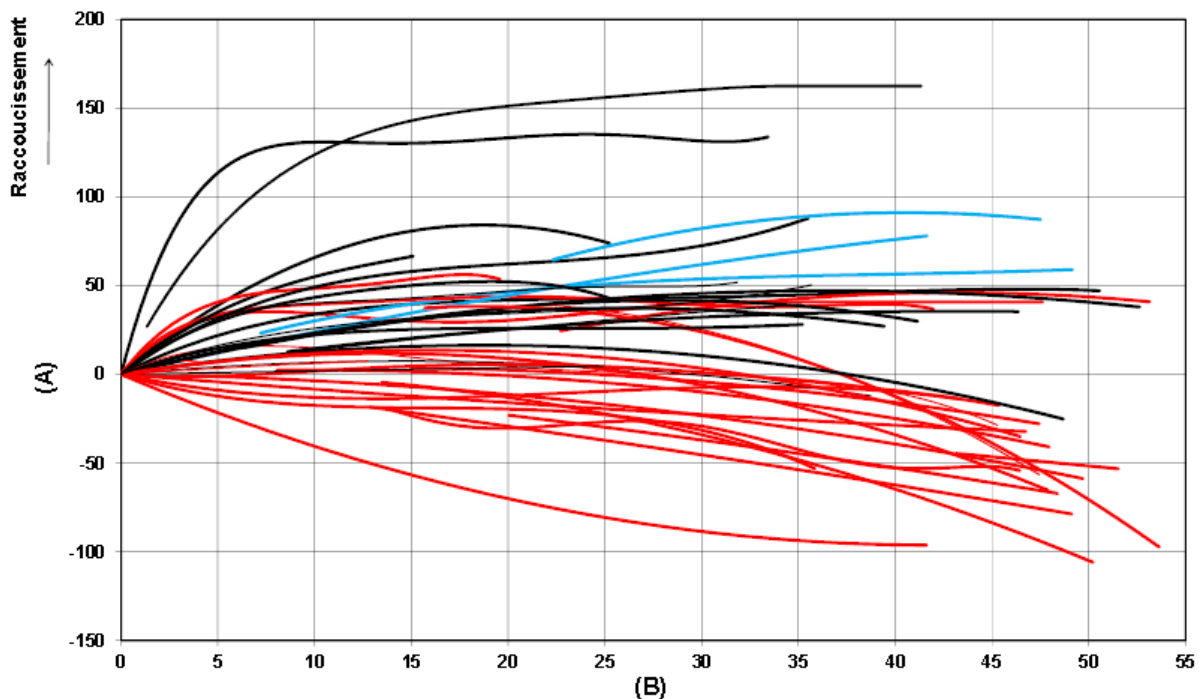


Figure 6 : Analyse menée sur les voûtes EDF en 2003

Ordonnées (A) : Déformations de l'arc de crête (raccourcissements en microns par mètre : valeur positive : déplacements vers l'aval). Abscisses (B) : Nombre d'années depuis la fin de la mise en eau  
En noir : Voûtes à double courbure ; En rouge : Voûtes à simple courbure ; En bleu : Voûtes à fort surplomb

Elles se poursuivent parfois plusieurs dizaines d'années car elles favorisent (et sont favorisées par) la propagation progressive de l'ouverture de la zone de pied qui entraîne un report d'efforts sur les arcs supérieurs (dont on observe la déformation élastique et un certain fluage). Les conséquences sur les barrages-voûtes peuvent être importantes en amplifiant notamment le desserrement du pied amont et en favorisant la propagation des pressions d'eau. Cet effet est particulièrement sensible sur les voûtes larges.

Le fluage de la fondation peut prendre une certaine importance sur des fondations sensibles (schistes, micaschistes), tant sur les rives qu'en pied aval.

Aucune stabilisation des phénomènes de gonflement n'a pour l'instant encore été observée. Les taux annuels observés sont variables mais sont fréquemment faibles pour les voûtes, de quelques micromètres à une dizaine de micromètres par mètre et par an, sauf sur quelques voûtes plutôt épaisses, où ils atteignent plusieurs dizaines de micromètres par mètre et par an. De plus, les taux de gonflement peuvent être assez hétérogènes dans l'ouvrage ; ils dépendent du type de réaction en cause, de l'état hydrique, de l'état de contrainte, de la composition et des conditions de mise en place des bétons, et en conséquence de la localisation/direction dans laquelle sont mesurées les déformations.

Dans quelques cas, la déformation irréversible de l'ouvrage peut être imputée en tout ou partie au mouvement propre de la fondation, sans lien direct avec le chargement mécanique apporté par l'ouvrage (resserrement de la vallée notamment).

Les déplacements irréversibles peuvent être également :

- le reflet d'une modification des conditions thermiques moyennes de l'ouvrage :
  - liée à l'augmentation progressive des températures ambiantes, susceptible d'entraîner un très faible déport vers l'amont ;
  - liée de manière plus indirecte à une évolution des conditions d'exploitation. Ainsi des ouvrages initialement maintenus à niveau haut en été, peuvent se trouver soumis, s'ils sont ensuite gérés à cote plus basse, à une augmentation de leur température moyenne en partie haute, ce qui entraîne un déport vers l'amont.
- générés par la réalisation de travaux de reclavage, de sciage ou qui impactent la structure (insertion d'évacuateurs dans les arcs comprimés). Par contre, d'autres travaux réalisés en fondation des voûtes (drainage, injections), peuvent avoir de faibles effets irréversibles locaux, qui ne se répercutent en général qu'insensiblement en crête ;
- générés par des sollicitations que l'ouvrage n'a jamais connues en importance et durée (par exemple contrainte particulière sur la cote de retenue), produisant des déformations maximales, en grande partie réversibles (soit instantanément soit en quelques mois), mais qui peuvent aussi être en partie non réversibles (par extension de la fissuration et/ou reprise de fluage).

#### 4.1.1.4 La surveillance visuelle : spécificités des voûtes

Sur les voûtes, structures minces en béton, peuvent apparaître à tout moment des défauts significatifs dans les zones les plus sollicitées dont la détection et le suivi des évolutions relèvent de l'inspection visuelle :

- fissuration de la structure et déplacements relatifs aux joints dont l'origine peut être structurelle, thermique ou pathologique (le gonflement est caractérisé par une primo-fissuration en faïençage) ;
- venues d'eau signalant une perte d'étanchéité des joints, des reprises de bétonnage ou fissures. Elles peuvent être localisées au contact béton/rocher ou en fondation, au contact d'un organe traversant, voire parfois dans le béton lui-même qui peut se dégrader par perte de liant.

Les inspections doivent également permettre de détecter l'**obstruction des drains** par la calcite, la végétation, les boues rouges...

#### 4.1.2 Les dispositifs d'auscultation classiques (type, localisation)

Les investigations au stade de la conception et lors des premières fouilles, l'observation de la première mise en eau et le suivi régulier de l'ouvrage permettent de cerner de façon pertinente le besoin de surveillance, et en absence de caractéristiques ou de comportements particuliers, on peut indiquer les dispositifs classiques suivants (qui sont à adapter à chaque ouvrage, selon sa géométrie notamment, selon les dispositions spécifiques mis en œuvre à sa construction : voile d'injection et/ou de drainage, ou selon la géomorphologie de ses appuis et de la fondation).

##### 4.1.2.1 Le dispositif de surveillance des déplacements plans

Le dispositif comprend un certain nombre de points, répartis sur la voûte, sans oublier le pied des consoles et la proximité des appuis de rive.

La mesure historiquement se faisait par planimétrie de précision. Les pendules ont progressivement pris une place importante dans la surveillance des voûtes, surtout depuis la mise au point de la technique de forage des pendules inversés. Généralement la préférence va aux pendules équipant plusieurs profils, avec pendules inversés ancrés en fondation pour surveiller ses déplacements (de profondeur égale au moins au tiers de la hauteur du plot). Toutefois, lorsque la forme de la voûte (voûte mince, absence de galeries, double courbure, forte inclinaison vers l'aval...) ne permet pas la mise en œuvre aisée de pendules, on utilise la topographie.

Pour une voûte importante, on peut instrumenter par exemple 1 plot sur 3 ou 4. On équipe idéalement le plot de clé, des plots symétriques par rapport au plot de clé pour suivre la symétrie de comportement de la voûte, et des plots proches des appuis pour cerner leur sollicitation.

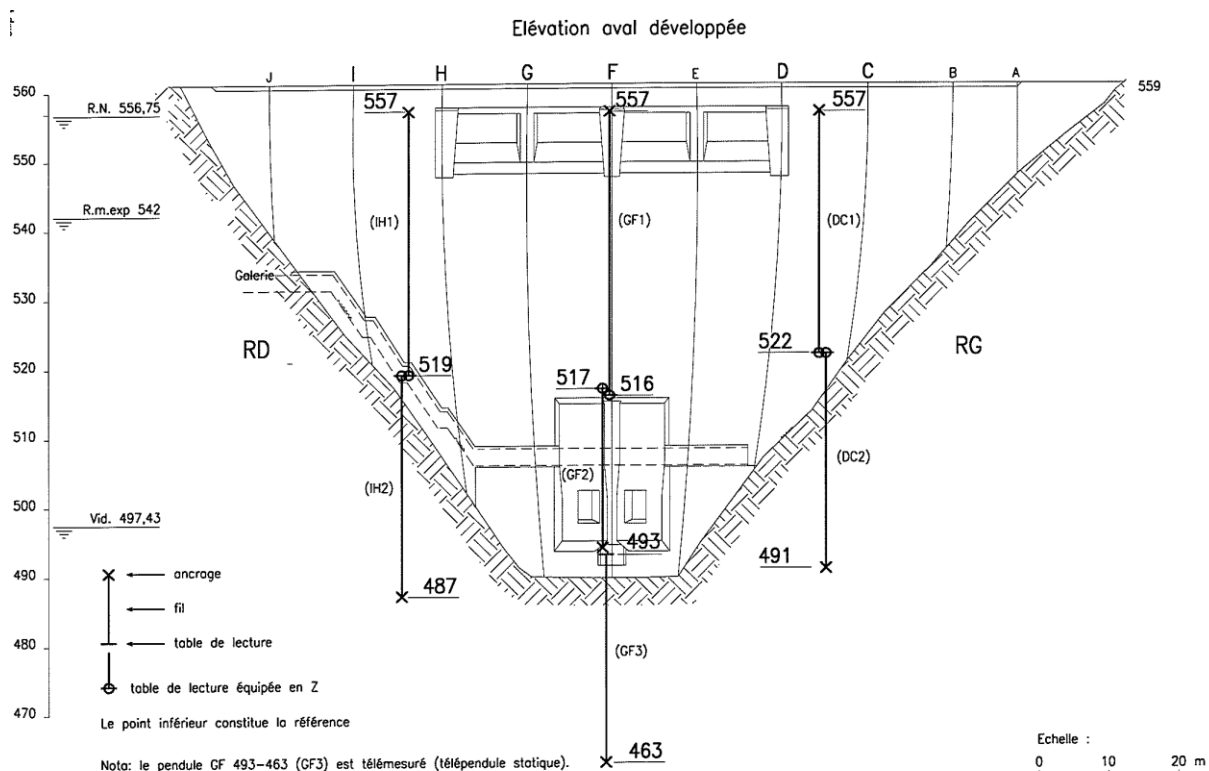


Figure 7 : Exemple d'instrumentation par pendules pour un barrage-voûte de 70m

Lorsque la voûte présente un faible développement en crête, on peut se limiter à l'équipement de trois plots. La surveillance par mesures topographiques de bonne qualité (deux mesures par an) est

suffisante quand on dispose d'un historique long qui donne une bonne connaissance des effets réversibles.

Pour les plus petits ouvrages, on a souvent installé un dispositif de pendules, qui se limite au profil de clé et qui donne l'essentiel des informations.

Les grandes voûtes sont aussi le plus souvent surveillées par pendules, ou par un autre moyen permettant la réalisation automatique de mesures : par exemple topographie automatisée. Les mesures par satellites sont moins adaptées à ce jour : nombre de points limités, seulement en crête, post traitements longs et complexes, moins bonne précision, et coût élevé.

La mesure des déplacements planimétriques permet le calcul des allongements des arcs horizontaux ([4-3] et Annexe D).

Cette approche apporte des renseignements précieux sur les déformations internes moyennes sur de grandes bases (distances entre lignes de pendules, soit quelques dizaines de mètres) nettement plus représentatives que les bases courtes (longueur des extensomètres). Elle donne accès aux déformations thermiques saisonnières que ne fournissent pas les extensomètres (dont la corde est thermiquement influencée). Les renseignements sur la répartition du gonflement par exemple sont très intéressants.

Les extensomètres ne sont plus installés dans les barrages de construction récente. Ils avaient servi à la mise au point des calculs numériques (pour vérifier localement en particulier lors de mise en eau le niveau de contraintes dans certaines zones de l'ouvrage que le concepteur identifiait comme sensibles), et restent capables de déceler une évolution locale dans le béton (gonflement, fissuration, etc.). Ce dispositif est souvent considéré comme difficile d'interprétation et peu pertinent en exploitation (car la longueur des capteurs est insuffisante pour être représentative, ils sont noyés et non contrôlables métrologiquement). Aussi les mesures sont souvent poursuivies à fréquence réduite (1 ou 2 mesures par an au dispositif secondaire). Certains de ces dispositifs peuvent être réactivés en cas de pathologie.

#### 4.1.2.2 La mesure des débits de fuite et de drainage

Ces mesures à caractère intégrateur sont fondamentales, et sont à réaliser chaque fois que des débits sont mesurables : a priori toute résurgence significative mérite d'être captée (si possible) et mesurée au plus près. Il faut prévoir le cas échéant des points de mesure déportés ou totalisateurs.

Chaque galerie de drainage ou de reconnaissance est équipée d'un point de mesure totalisateur en sortie de galerie. Tout drain singulier, représentant une part significative du débit total d'une galerie fera l'objet d'une mesure individuelle. Le regroupement par secteurs est souhaitable si le réseau comporte un nombre de drains importants.

Les fuites diffuses le long des appuis dont l'alimentation principale se fait par la retenue, sont collectées à l'aval de l'ouvrage et mesurées au même titre que les fuites ponctuelles dans les appuis.

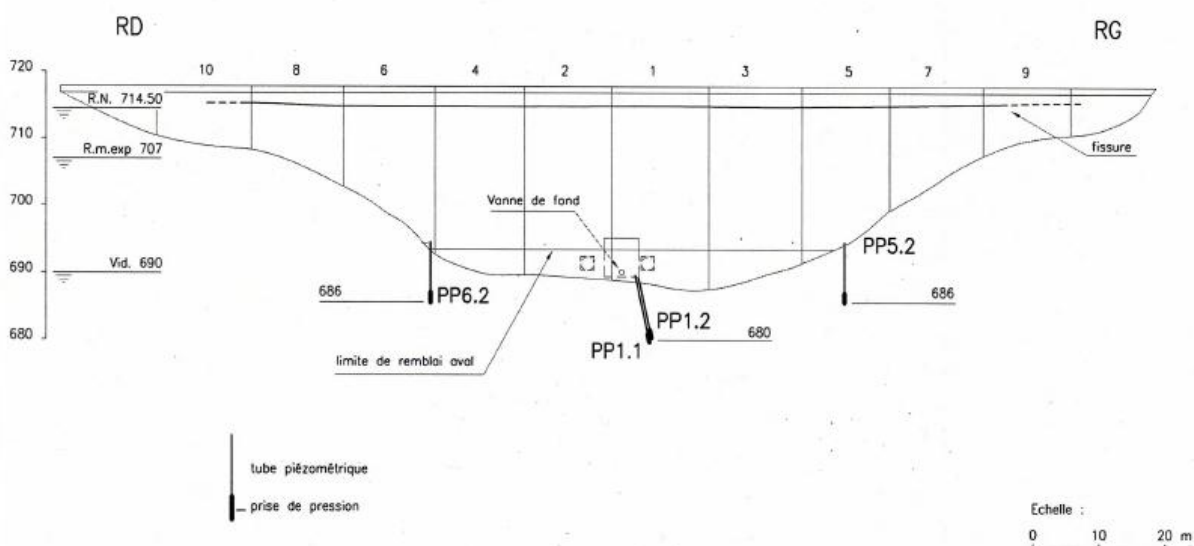
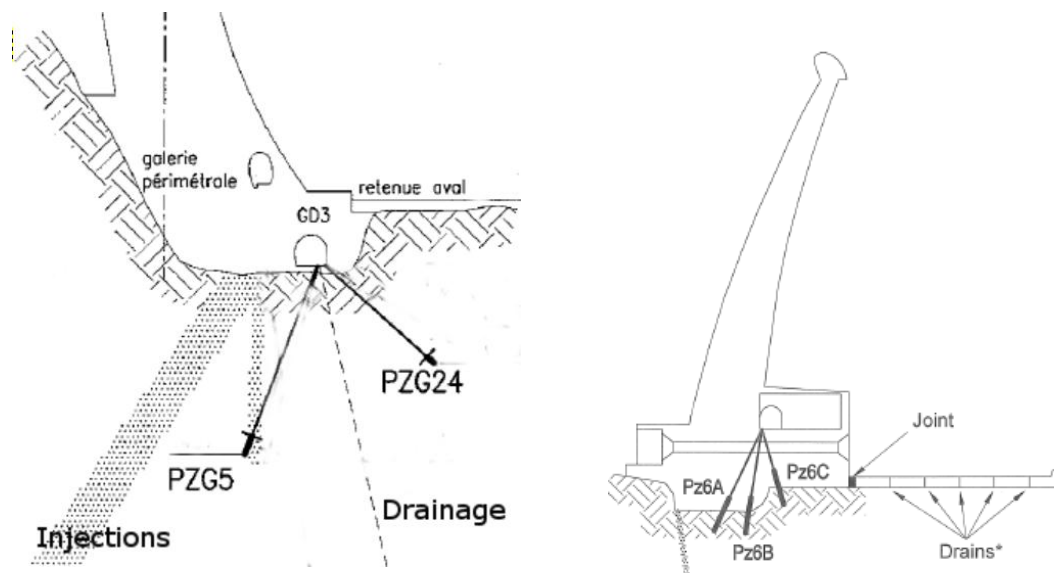
#### 4.1.2.3 La mesure des pressions d'eau

Ces mesures, par essence ponctuelles, doivent être orientées vers les points où des risques sont supposés exister. Ces risques peuvent être géologiques (karst, joints constituant des dièdres ou volumes rocheux, etc..), de conception (pas d'injection, pas de drainage, culées sensibles), ou liées à des particularités de comportement notamment en cas d'ouverture au pied amont de la voûte.

- pour une voûte petite ou moyenne, la surveillance piézométrique est souvent utile en particulier dans les cas suivants : géologie particulière, culées calculées sans sous pressions, L/H élevé, rocher anisotrope à forte perméabilité horizontale, absence de drainage voire d'étanchéité, double courbure avec évolution irréversible vers l'aval. Cependant, dans le cas

où aucun de ces risques n'est avéré, un suivi de la piézométrie n'est pas forcément nécessaire. D'ailleurs une partie des voûtes ne sont pas équipées de piézomètres, car elles présentent plusieurs caractéristiques favorables : géologie, étanchéité, drainage, simple courbure,  $L/H < 3$  ;

- pour une grande voûte, on vise à confirmer la stabilité à long terme de la fondation aval en fond de vallée et des appuis de rive. Le dispositif piézométrique peut alors être ainsi constitué :
  - en fond de vallée, l'implantation des profils dans la zone de contact béton/rocher et en distance horizontale par rapport au pied aval et profondeur se fait en fonction de la position des organes d'étanchéité et de drainage et de l'inclinaison des forces d'appui en compression, données par les calculs ;
  - dans les appuis de rive, l'implantation des piézomètres est conditionnée par la géomorphologie de l'appui et la position relative du voile d'injection et du voile de drainage. L'idée directrice est la connaissance de l'efficacité des deux voiles, et par conséquent de la stabilité des appuis.



Recommandations pour la justification du comportement des barrages-voûtes

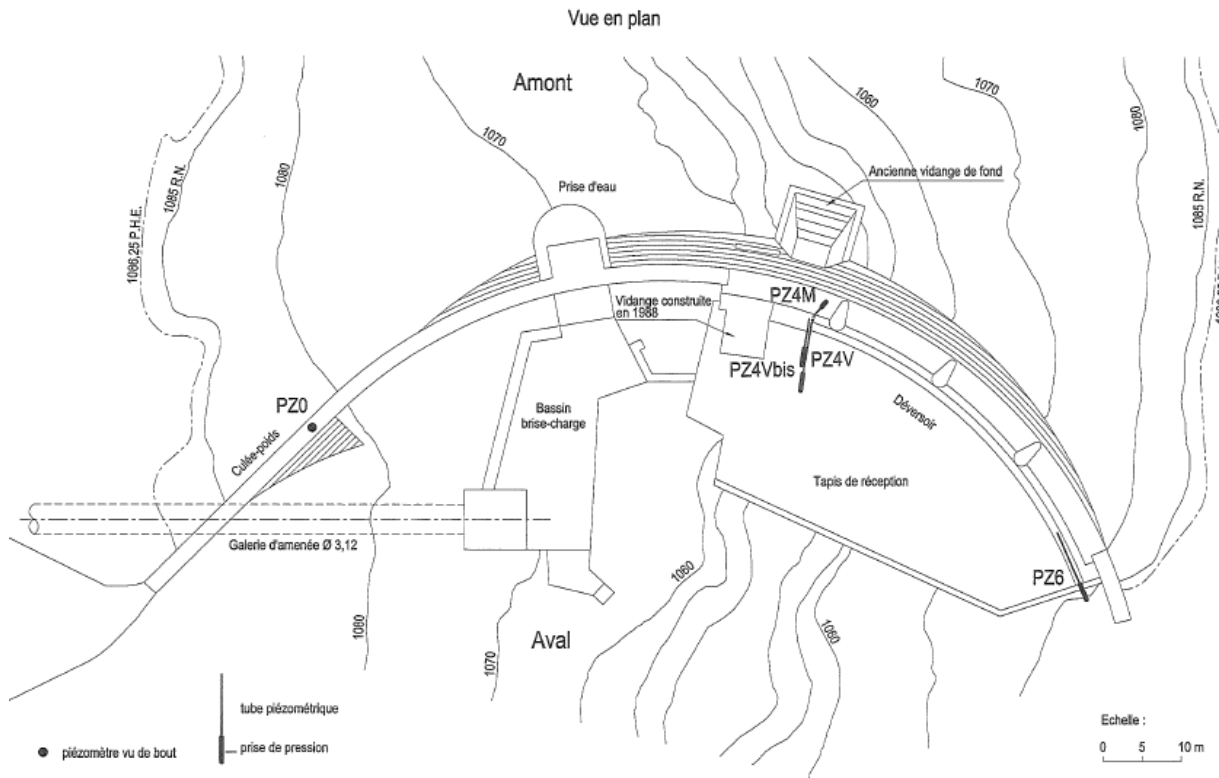


Figure 8 : Exemples d'instrumentation par piézomètres pour des barrages-voûtes avec ou sans galerie de drainage

#### 4.1.3 Mesure des sollicitations (cotes, températures)

Lors de chaque tournée d'auscultation, l'information de la cote de retenue doit être relevée au moment de la mesure, ainsi que la cote aval si le barrage est noyé en pied et que celle-ci fluctue. Les mesures longues (planimétrie) peuvent être faussées par le marnage ou les variations d'état thermique. On relève dans ce cas la cote en début et en fin de mesure.

Les déplacements sont aussi fonction de l'historique de la cote de retenue et des températures des jours ou mois précédant la mesure. L'état thermique du béton du barrage est hétérogène et conditionné par de nombreux paramètres liés aux influences thermiques externes (air, eau) ainsi qu'à sa géométrie et son exposition. La connaissance ponctuelle de cet état thermique peut être utile pour la correction de mesures sur certains capteurs influencés, ou pour des calculs, mais n'a pas de réel intérêt pour la surveillance effective de la voûte. L'expérience montre d'ailleurs que la connaissance de la température de l'air permet une modélisation et une correction suffisante des mesures d'auscultation pour apprécier correctement les évolutions irréversibles (cf. [Annexe D](#)).

Les historiques journaliers de la cote de la retenue et des températures de l'air sont nécessaires pour les modèles à effet retard HSTT et Viscoélasticité (cf. [Annexe D](#)).

Les températures de l'eau ne sont utilisées que dans des cas de problématiques thermiques particulières, mais doivent alors être mesurées ou reconstituées à pas journalier. Il en est de même pour les températures mesurées dans le béton (ces éléments permettent d'approcher les champs de teneur en eau et de température (moyenne et gradient) qui influencent les déformations).

La pluviométrie peut parfois être intéressante à prendre en compte pour expliquer certaines variations de piézométrie dans les appuis (nappes de versant) et dans les débits collectés.



## 4.2 Caractéristiques et comportements particuliers des voûtes et leur surveillance

Chaque voûte possède ses spécificités, ce qui conduit à adapter si nécessaire le dispositif de surveillance et d'auscultation. Ces spécificités concernent essentiellement la géologie (caractéristiques du rocher et discontinuités), la conception de la voûte (géométrie, culées, organes, étanchéité...), et les processus évolutifs éventuellement redoutés. Le comportement d'une voûte existante est connu à minima au travers du dispositif classique. Il permet aussi de déceler d'autres particularités qui méritent attention : les cas les plus fréquents sont présentés ci-dessous. Pour chaque spécificité décrite sont présentés les principaux facteurs ou phénomènes initiateurs, le mécanisme ou processus caractéristique qui peut être engendré, ainsi que les paramètres évolutifs à suivre et (à titre indicatif) les dispositifs d'auscultation qui peuvent être utilisés pour leur surveillance.

### 4.2.1 Instabilité de volumes rocheux

#### Facteurs défavorables :

- dièdres ou volumes rocheux, joints géologiques (peu perméables), fondation karstique ;
- culées conçues pour fonctionner sans poussée hydrostatique et/ou sans sous pressions ;
- surface d'appui importante (poids-voûte), drainage inexistant ou inefficace ;
- étanchéité de la fondation ou du barrage insuffisante.

#### Processus caractéristiques :

- montée des pressions d'eau approchant l'équilibre des masses rocheuses, en cas de chargement maximal (cas hydrostatique et effet de la pluviométrie ou des embruns) ;
- instabilité de volume rocheux en cas d'existence d'une cinématique (par glissement) qui priverait la voûte d'une partie significative de ses appuis, conduisant à la rupture ;
- débits de fuite localisés, déboussages.

#### Surveillance et auscultation :

- détection de pressions d'eau élevées en rives, sur des surfaces de glissement potentielles mises en évidence par les études de stabilité. La compréhension des écoulements et du mécanisme d'apparition des pressions d'eau est nécessaire pour décider d'une adaptation du drainage ou d'un renforcement de l'étanchéité ;
- surveillance des déplacements relatifs au droit des particularités géologiques en cause en fondation ;
- surveillance des débits ;
- dans certains cas, la surveillance n'est plus suffisamment appropriée et c'est une investigation spécifique qui permet de définir les actions à mener (par exemple essai de perméabilité du réseau de drainage sous une culée sensible, pour définir des travaux de drainage ou d'injections).

### 4.2.2 Sensibilité à la fissuration, glissement le long des appuis

#### Facteurs défavorables :

- rocher d'appui déformable, non homogène (joints), anisotrope (schistosité) ;

- faible épaisseur de la voûte, clavage mal réalisé, reprises de bétonnage non adhérentes ;
- joints structuraux peu comprimés (confortement, surélévation), formes mal adaptées (changement d'inertie).

Processus caractéristiques :

- l'adaptation s'arrête en général après les premières années. La poursuite à long terme de déplacements relatifs irréversibles aux joints ou fissures, ou en glissement le long des appuis, est par contre à surveiller ;
- apparition et évolution de fuites si la fissuration est traversante.

Surveillance et auscultation :

- surveillance de la fissuration aux encastremets, des déplacements différentiels aux joints, des fuites aux joints ou fissures : aussi bien pour les plots de voûtes que pour les culées ;
- surveillance des déplacements en pied (dissymétrie), des déplacements relatifs béton-rocher avec pendule inversé (un appareil en fondation peut, si nécessaire, préciser la localisation des déformations de cisaillement suspectées).

4.2.3 Ouverture en pied amont

Facteurs défavorables :

- rocher très raide, anisotropie défavorable (perméabilité horizontale plus importante que la perméabilité verticale ([Annexe D](#) et [\[4-4\]](#)), rocher sensible aux forts gradients ;

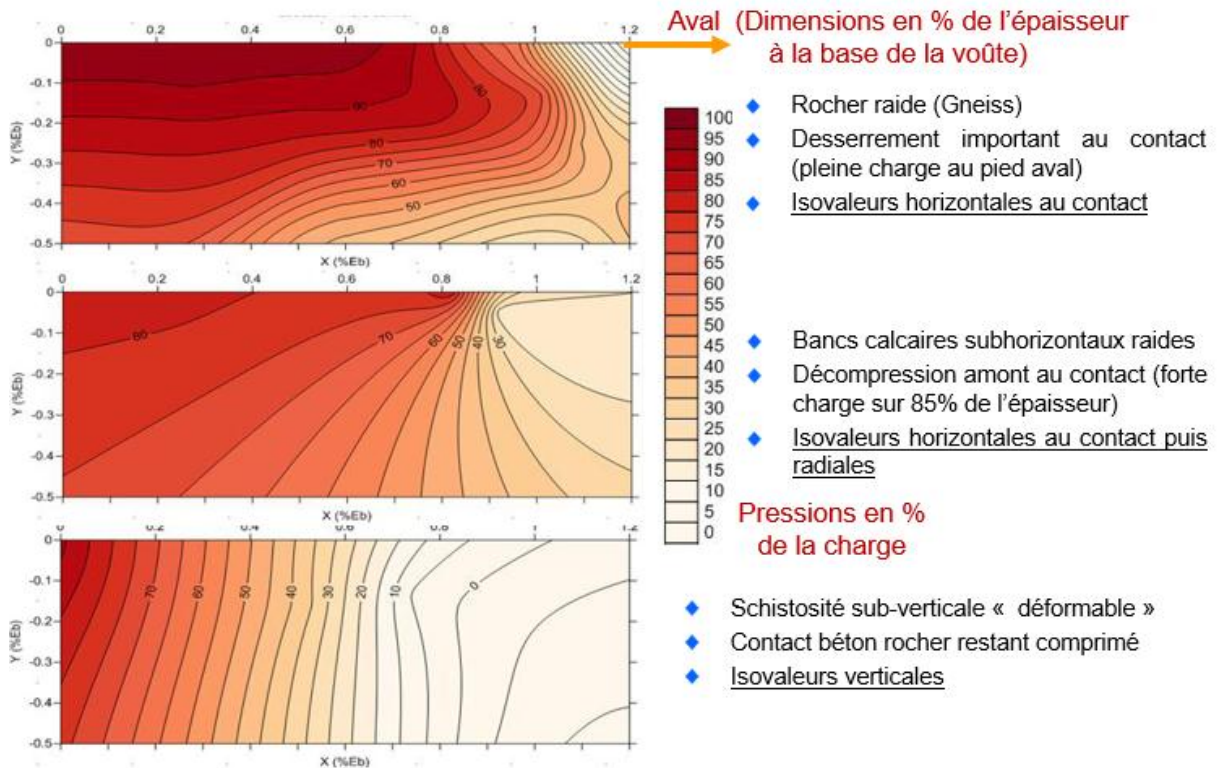


Figure 9 : Influence de la géologie sur la répartition des pressions d'eau sous les plots centraux - Analyse provenant d'études effectuées sur le parc d'ouvrages voûte EDF [\[4-4\]](#)

- géométrie de la voûte (L/H important, double courbure prononcée), épaisseur assez importante en pied, faible encastrement des plots ;
- drainage insuffisant ou mal placé.

#### Processus caractéristiques:

- fissuration dès la première mise en eau, se prolongeant sous l'effet des cycles de sollicitations (thermique et remplissage) ;
- débits en fondation augmentant fortement lorsque le barrage est froid ;
- pressions d'eau se propageant vers l'aval, risque d'instabilité locale du rocher aval, forces d'appui devenant moins verticales ;
- sollicitation de l'encastrement de pied (sous pressions et cisaillement), pouvant aboutir en cas de non reprise des efforts en pied des plots centraux, à des débits de fuite importants, mais sans rupture totale de l'ouvrage ;
- report d'efforts sur les arcs de crête, avec déformation vers l'aval (dont une part de fluage).

#### Surveillance et auscultation :

- débits en zone centrale : drainage et fuites qui varient très fortement en fonction de la saison (pointes des pressions d'eau en hiver à cote haute) ;
- piézométrie visant l'évaluation de la stabilité du rocher :
  - piézomètres en aval immédiat de l'appui du barrage, et si nécessaire au contact béton/rocher ;
  - comportement particulier dû aux importantes variations de perméabilité saisonnières (ouverture du contact : piézomètres répartis amont-aval en console centrale en vallée large) ;
- surveillance à long terme des déplacements vers l'aval et de l'ouverture du contact (déplacements relatifs entre fondation et barrage ou pulvino-barrage) par pendules, élongamètres à base longue, nivellement de pied ou contrôleurs de joints.

### 4.2.4 Gonflement du béton

#### Facteurs défavorables :

- ciments et agrégats peu contrôlés à la construction (avant 1960).
- barrage épais, simple courbure (peu de sollicitations en compression), formes mal adaptées (changement d'inertie) ;
- culée poids, vallée large (diminuant l'angle d'appui sur les rives) ;
- organes mécaniques (évacuateur vanné) de grandes dimensions ;
- peu de déplacements initiaux vers l'aval en retrait fluage.

#### Processus caractéristiques:

- gonflement du béton (alcali-réaction ou réaction sulfatique interne) se manifestant quelques années après la mise en eau mais se prolongeant ensuite sans ralentissement pendant des

dizaines d'années, plus important dans les directions et les parties les moins comprimées (vers le haut en partie haute) [4-5];

- déplacements irréversibles vers le haut et l'amont en crête (allongement des arcs) ;
- fissuration de surface (faiencage) et fissuration structurelle fonction de la forme (forte sensibilité aux abaissements en période chaude) : souvent en pied aval, parallèle au contact béton/rocher ;
- accentuation des efforts transmis par la voûte aux culées. En cas de cisaillement en pied des plots de rive ou des culées : glissement le long des appuis ;
- diminution des jeux de fonctionnement des vannes, risque de blocage par frottement.

#### Surveillance et auscultation :

- la mesure des déplacements verticaux en crête permet d'écarter l'hypothèse d'un resserrement de la vallée ;
- mesure des déplacements vers l'amont en crête. Des mesures plus détaillées permettent de déceler un gonflement hétérogène (voir [Annexe D](#) le calcul d'allongement d'arcs) ;
- surveillance de l'ouverture et de l'évolution des fissures structurelles importantes ;
- mesure des lents déplacements irréversibles tangentiels des culées ou plots de rive. Dans ce cas la localisation des cisaillements pourrait être recherchée par un appareillage spécifique en forage (chaîne inclinométrique par exemple) ;
- surveillance du jeu de fonctionnement des organes vannés de surface ;
- des mesures d'extensométrie peuvent être réactivées si des témoins sonores avaient été installés dans le béton ;
- surveillance de l'évolution de la tension résiduelle des tirants actifs, si de tels dispositifs participent à la stabilité de l'ouvrage [4-3].

### 4.3 Dispositifs temporaires à but spécifique

Il peut être utile, dans certains cas, d'installer un dispositif de manière temporaire (pendule ou piézomètre par exemple) pour réaliser des mesures sur une courte période (lors d'un cycle de vidange/remplissage), avec éventuellement enregistrement des mesures, dans le but d'en exploiter immédiatement les résultats (pour caler le module de déformation de la voûte, pour préciser un comportement particulier...). Un tel dispositif (pendule provisoire installé sous le déversoir) a notamment été utilisé sur le barrage d'Ocana [4-6].

### 4.4 Analyse statistique des données d'auscultation

#### 4.4.1 Généralités

L'analyse statistique consiste à reconstituer au mieux les mesures à partir des variables explicatives les plus influentes (cote de la retenue, saison ou températures, etc.) en optimisant les coefficients du modèle choisi pour minimiser la somme des carrés des résidus. Plusieurs modèles plus ou moins raffinés peuvent être comparés. C'est alors celui qui atteint le meilleur compromis simplicité-efficacité-vraisemblance (allure satisfaisante et physiquement correcte des effets notamment) qui est retenu par le vérificateur. Il reste valable tant que l'échantillon de mesures disponible ne s'est pas enrichi significativement, et que le comportement du barrage et le niveau des sollicitations n'ont pas évolué.

Il convient en effet d'éviter d'utiliser les modèles pour extrapoler le comportement du barrage à des niveaux de sollicitations non relevés par des mesures d'auscultation ayant servi à leur calage. (Exemple : niveau piézométrique à RN en hiver au contact béton/rocher, alors que cette situation n'a jamais été approchée).

Plusieurs modèles d'analyse peuvent permettre d'évaluer et comprendre le comportement réversible et de mieux mettre en évidence les évolutions irréversibles, (comparaison des mesures à conditions identiques). Le plus utilisé est le modèle HST [4-7] (addition des effets hydrostatique, saisonnier et temporel), amélioré par la suite en 2003 avec le modèle HSTT [4-8] [4-9], qui prend aussi en compte l'effet des variations de température de l'air et/ou du béton. Ces modèles linéaires, adaptés au comportement le plus courant des voûtes, sont décrits en [Annexe D](#) ainsi que quelques modèles adaptés à des comportements spécifiques (effet élastique différé et non-linéarité du béton, piézométrie dans un milieu de perméabilité variable, etc...).

#### 4.4.2 Reconstitution d'historique

Il est possible, connaissant l'historique des valeurs journalières de la cote de la retenue, et des éventuelles autres variables explicatives (température de l'air, etc.), d'utiliser le meilleur modèle pour reconstituer tout l'historique jour par jour de la grandeur modélisée. Cette démarche fournit par exemple une évaluation des déformations maximales du barrage dans le passé, et peut permettre de comprendre son histoire (fissuration, etc.).

- ceci est particulièrement riche d'enseignement pour des déplacements mesurés en planimétrie (avec une ou deux mesures/an) puisqu'on arrive à reconstituer l'équivalent d'une série de mesures quotidiennes à partir de la cote de retenue et la température de l'air. Il convient toutefois de prendre garde à ne pas extrapoler le comportement sur une période ou pour des chargements pour lesquels on ne dispose pas de mesures ;
- la modélisation du comportement des voûtes à partir des mesures d'auscultation permet aussi de préciser les actions en vue de la maîtrise de leurs sollicitations (par exemple refroidissement estival par aspersion, chauffage hivernal, ou contrainte d'exploitation saisonnière) [4-10].

#### 4.5 Conclusion

Les données et les méthodes de l'auscultation constituent un moyen de détection des situations à risque (pressions d'eau, déplacements de pied trop importants, perte d'efficacité d'ancrages actifs) et donc une pratique qui doit être organisée pour rendre hautement improbable la survenue des scénarios de défaillance ou de rupture de l'ouvrage. L'auscultation doit être capable d'en déceler les premiers symptômes le plus tôt possible, quand ils sont encore dans leur phase à cinétique la plus lente.

Le processus de surveillance (dispositifs et organisation) doit évoluer dans le temps en fonction des résultats d'analyse des données collectées. Cette réflexion doit permettre d'améliorer le dispositif d'auscultation, tant au moyen d'éventuels renforcements pertinents qu'au travers d'adaptations ou suppressions de mesures dans le cas où l'information fournie n'est plus nécessaire.

Les méthodes actuelles de surveillance ont été décrites ci-dessus, mais il convient de rester ouvert aux évolutions de la technique, qui pourra permettre d'améliorer encore à l'avenir les pratiques de mesure et d'interprétation des comportements.

## 5 Sollicitations

Les barrages-voûtes sont soumis tout au long de leur vie à différentes sollicitations (chargement hydrostatique, conditions thermiques, séisme...) qui sont détaillées dans ce chapitre.

Une fois ces sollicitations ou actions déterminées, le vérificateur définit les situations de vérification (ou combinaisons de sollicitations) qu'il envisage pour l'ouvrage. Pour cela, il tient compte de la conception et de la construction de l'ouvrage, de l'environnement auquel l'ouvrage est soumis, des conditions d'exploitation et des sollicitations associées, des conditions de surveillance et maintenance, de la vraisemblance des situations de défaillance et du vieillissement des matériaux.

### 5.1 Actions

Les actions qui sont détaillées ci-après se répartissent entre :

- les actions que sont le poids propre du barrage, la poussée éventuelle des sédiments sur le barrage et, le cas échéant, l'action des tirants d'ancrage et les variations géométriques des matériaux (retrait, fluage et gonflement : cf. [§ 3.4.2](#)) ;
- les actions de l'eau et de la température ;
- l'action sismique qui est définie en fonction du séisme de vérification retenu et qui s'accompagne d'une évaluation spécifique de l'action dynamique de l'eau sur l'ouvrage.

L'impact de certaines actions dépend fortement de la géométrie de la vallée (large, en U ou en V, faible pente des rives), de la forme de la voûte (cylindrique, à spirale logarithmique, simple/double courbure), de son épaisseur et de la présence de culées. Le vérificateur doit alors adapter en les justifiant les actions décrites ci-après.

#### 5.1.1 Poids propre du barrage

De façon générale, le calcul de l'intensité du poids propre des barrages en béton ne pose pas de difficulté. On se référera au chapitre matériaux pour le choix de la valeur de la masse volumique.

Bien que souvent négligeable par rapport au poids propre de la voûte, le poids des équipements annexes (pont, évacuateur de crues vanné, ouvrage de prise ou de vidange...) doit être inclus lorsque ces aménagements peuvent générer un effet substantiel dans les analyses statiques et dynamiques de l'ouvrage.

Les barrages-voûtes étant construits par plots indépendants, leurs poids sont directement transmis verticalement à la fondation sous-jacente ; la prise en compte de ce chargement doit permettre de reproduire cette spécificité (cf. [§ 7.3.2](#)).

#### 5.1.2 Actions de l'eau sur l'ouvrage

Le poids volumique de l'eau claire est pris égal à  $\gamma_w = 9,81 \text{ kN/m}^3$ .

L'action de l'eau de la retenue est généralement représentée comme une pression hydrostatique s'exerçant sur le parement amont de l'ouvrage.

La plupart du temps la poussée aval est négligée si elle s'applique sur une faible hauteur de l'ouvrage. On peut cependant en tenir compte dans le cas particulier de la présence d'un contre-barrage ou d'un barrage existant à l'aval. Les pressions d'eau dans le corps du barrage peuvent être négligées, en particulier dans le cas des voûtes minces, l'effort résultant étant bien plus faible que les autres efforts

en jeu. Elles sont prises en compte lorsqu'une modélisation avec couplage hydromécanique est mise en œuvre (cf. [§ 7.3.3](#)).

En situation sismique, on pourra admettre que la répartition des pressions d'eau dans le corps du barrage n'est pas affectée par les accélérations liées au séisme compte tenu de son caractère transitoire rapide, tandis que les poussées hydrostatiques sur l'ouvrage sont majorées des pressions hydrodynamiques.

### 5.1.3 Pressions d'eau en fondation

Les incertitudes sur l'intensité de l'action des pressions d'eau sont importantes et sont liées essentiellement aux propriétés intrinsèques du site, des matériaux et des dispositifs visant à les réduire (stratification de la roche de fondation, perméabilité des matériaux, qualité du voile d'injection, efficacité du système de drainage, etc.). Pour tenir compte de ces incertitudes, on adopte des hypothèses prudentes, raisonnablement envisageables, en s'appuyant sur les mesures d'auscultation lorsqu'elles sont disponibles.

De façon générale, on considère que les variations des pressions d'eau en fondation suivent l'évolution du niveau de remplissage de la retenue et le niveau aval, avec un effet retard négligeable. Cette considération peut être adoptée de façon générale dans toutes les situations de remplissage de la retenue, et même en situation de crue rapide et brève.

En situation sismique, on pourra admettre que la répartition des pressions d'eau en fondation n'est pas affectée par les accélérations liées au séisme compte tenu de son caractère transitoire rapide.

#### Cas des barrages sans dispositif d'auscultation des pressions d'eau

On peut adopter, en première approche, une répartition linéaire des pressions d'eau en fondation, entre le niveau d'eau à l'amont et le niveau d'eau en aval.

Dans le cas de voûtes en vallée large, pour lesquelles des zones, généralement en pied amont de l'ouvrage, sont le siège de tractions, et donc de fissurations, il faudra tenir compte de l'impact de ces fissurations sur la circulation de l'eau et sur les pressions d'eau.

#### Cas des barrages avec dispositif d'auscultation des pressions d'eau

La répartition des pressions d'eau en fondation sera calée sur les données d'auscultation disponibles, après s'être assuré de leur représentativité et après analyse approfondie des mesures (cf. [§ 4.1](#)) permettant de mettre en évidence le lien entre l'intensité des pressions d'eau et la cote de la retenue.

### 5.1.4 Actions thermiques

De façon générale, le calcul des actions thermiques d'une voûte nécessite de considérer les 3 paramètres suivants :

- la température de clavage de la voûte : c'est la température du béton de la voûte, lors de l'injection des joints de plots. Elle est généralement mal connue et considérée comme uniforme. En l'absence de mesure, on peut soit prendre en compte la température choisie (constante dans l'ouvrage) par le concepteur de l'ouvrage, soit la calculer en reproduisant le phasage de construction (avec éventuellement la prise en compte d'un remplissage anticipé de la retenue), soit prendre la température moyenne interannuelle : les chargements thermiques sont alors calculés par différence avec ce champ de température ;
- la température de l'air : elle peut être fournie par la station météorologique fiable la plus proche, éventuellement corrigée de l'écart d'altitude par rapport au site du barrage et modulée suivant les parements et la cote ;

- la température de l'eau : ses dépendances avec la profondeur et la cote d'exploitation du réservoir peuvent être prises en compte. Elle peut être mesurée, calculée ou à défaut estimée. Un usage est de considérer une température constante à une profondeur d'eau de l'ordre de 30 à 40 m et des variations linéaires par rapport à une température externe qu'on prélève à la surface de l'eau.

Dans certains cas, les radiations solaires peuvent également avoir une influence sur le comportement de l'ouvrage ; elles dépendent de la saison et leur impact dépend de l'orientation de l'ouvrage.

On peut décomposer les variations thermiques extérieures en deux parties : les variations régulières saisonnières et les écarts par rapport à ces variations régulières.

L'impact des variations thermiques régulières sur un mur est un problème classique de thermique qui a été résolu analytiquement pour plusieurs cas simples [5-1].

Le temps de diffusion de la température au sein du matériau béton étant proportionnel au carré de l'épaisseur, le temps d'équilibrage de la température moyenne de murs d'épaisseur variable s'établit entre quelques jours à quelques mois.

Tableau 1 : Retour à l'équilibre pour des murs d'épaisseur variable [5-1]

Epaisseur de la voûte (m)	1	2	5	10	20
$T_{MOY} = 75\% T_{ext}$	30 h	5 jours	31 jours	4,2 mois	17 mois
$T_{MOY} = 90\% T_{ext}$	55 h	9 jours	57 jours	7,6 mois	2,5 ans

Pour les barrages-voûtes, on constate que :

- les variations thermiques journalières peuvent être négligées ;
- les variations thermiques saisonnières affectent toute l'épaisseur de la voûte si celle-ci est inférieure à 5 m.

Dans la majorité des voûtes on se trouve dans un cas intermédiaire où les températures au sein de l'ouvrage varient en fonction de la distance aux parements. De façon schématique, les champs de température dans l'ouvrage en fin de périodes estivale et hivernale vont s'établir de la façon suivante :

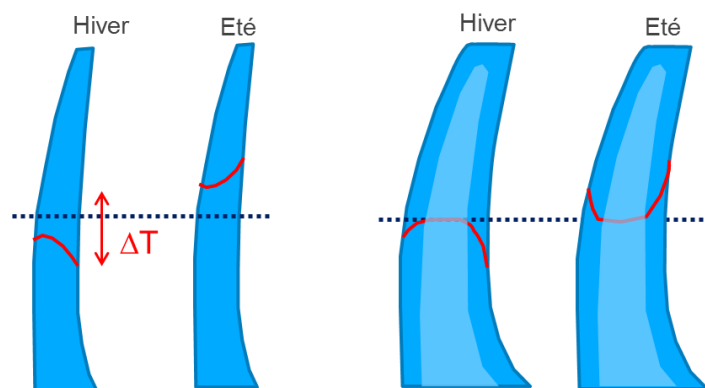


Figure 10 : Température dans une voûte mince (à gauche) et épaisse (à droite) en fin d'hiver et d'été (courbe rouge). La courbe pointillée bleue représente la température moyenne interannuelle.

Alors qu'un écart de température sera observé au cœur d'une voûte mince entre l'été et l'hiver, la température à cœur d'une voûte épaisse restera quasi-constante.

Pour les voûtes minces, cela se traduira par des modifications significatives de l'état de contraintes et donc une déformation de la voûte : déport vers l'amont en été, ouverture des joints et déport vers



l'aval en hiver. Il y aura modification des efforts transmis à la fondation et une possible ouverture en pied amont en hiver.

Pour les voûtes épaisses, les gradients de température étant plus forts sur les bords, il peut y avoir de possibles fissurations ou ouvertures des joints sur les parements (en hiver) et du faïençage (en été).

#### Conditions thermiques saisonnières moyennes :

Les chargements thermiques pour les cas hiver et été pourront être estimés à partir de températures moyennes interannuelles calculées à partir de mesures observées sur une période minimale de 10 ans.

En présence de mesures d'auscultation de déformation de l'ouvrage, on vérifiera la cohérence entre les simulations et les déplacements réversibles saisonniers (issus, par exemple, d'une analyse HST). Un ajustement du coefficient de dilatation thermique et/ou de l'amplitude des chargements pourra être effectué si nécessaire (cf. [Annexe D](#))

Si l'ouvrage est équipé de thermomètres, les températures mesurées peuvent également servir à ajuster les conditions thermiques.

#### Conditions thermiques saisonnières exceptionnelles :

Elles sont associées à des périodes de retour. Dans la suite du document, il sera fait mention « d'ouvrages présentant une vulnérabilité particulière aux actions thermiques » qui nécessiteront l'évaluation de conditions thermiques amplifiées d'une certaine occurrence.

Ces chargements thermiques pourront être estimés à partir d'une analyse statistique (par exemple en utilisant une loi de Gumbel) sur les écarts de température par rapport au cycle saisonnier moyen. Le vérificateur pourra proposer toute autre méthode d'évaluation basée sur sa connaissance de l'ouvrage.

En présence de mesures d'auscultation de déformation de l'ouvrage, et dans la mesure du possible, on vérifiera la cohérence entre les simulations et les déplacements réversibles observés lors d'évènements particuliers de périodes de retour équivalentes.

### 5.1.5 Gonflement du matériau béton

Lorsqu'un phénomène de gonflement est identifié, il doit être pris en compte dans les différentes situations à étudier. Le gonflement est décrit au chapitre matériaux (cf. [§ 3.4.2](#)) et sa modélisation au [§ 7.6.3](#).

### 5.1.6 Poussée des sédiments en fond de retenue

Le principe du calcul de l'action des sédiments revient à un calcul de poussée, qui vient en supplément de la poussée de l'eau. Les sédiments sont considérés non pas comme un fluide, mais comme un matériau pesant et frottant, défini donc par son poids volumique déjaugé  $\gamma'_{\text{sédiment}}$  et son angle de frottement interne  $\varphi_{\text{sédiment}}$ .

En premier lieu, il convient de déterminer la hauteur des sédiments. Elle peut être obtenue en considérant les niveaux historiques de l'envasement de la retenue, et leur évolution. Selon le FERC [\[5-2\]](#), les effets de la pression des sédiments peuvent être ignorés lorsque leur épaisseur est inférieure au quart de la hauteur de l'ouvrage, les déformations et contraintes produites étant négligeables.

Les difficultés résident dans la détermination de  $\gamma'_{\text{sédiment}}$  et du coefficient de poussée des sédiments  $K$ . 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 :  $K \cdot \gamma'_{\text{sédiment}}$ .

A défaut d'informations plus précises, on recommande d'adopter en première approche la valeur caractéristique suivante, correspondant à une estimation prudente de  $K \cdot \gamma'_{\text{sédiment}} = 4 \text{ kN/m}^3$ .

### 5.1.7 Action des tirants d'ancrage

Pour les barrages en service comportant des tirants 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.

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. Une étude spécifique est nécessaire selon le TA95 [5-3].

### 5.1.8 Action sismique

La démarche générale de justification des ouvrages hydrauliques vis-à-vis du risque sismique est décrite en détail dans le document MEDDTL [5-4]. Ce document fournit en particulier les éléments pour déterminer les sollicitations sismiques.

Pour les méthodes de calcul, on pourra se référer au chapitre Modélisation des présentes recommandations (cf. § 7.7), qui introduit notamment les interactions sol/structure et fluide/structure.

## 5.2 Définition des situations de vérification

### 5.2.1 Généralités

Les situations de vérification précisent les spécifications détaillées à prendre en compte dans la justification de l'ouvrage :

- l'environnement hydrogéologique et hydrologique dans lequel l'ouvrage s'inscrit, en particulier :
  - les crues ;
  - les variations de niveau des eaux souterraines, y compris dans les rives ;
  - les conditions d'exploitation de la retenue.
- les actions :
  - le poids propre ;
  - les actions de l'eau, en particulier la poussée hydrostatique amont de la retenue, la poussée hydrostatique aval et l'action des pressions d'eau en fondation et dans le corps du barrage ;
  - les sollicitations thermiques saisonnières, y compris les radiations solaires si nécessaire ;
  - l'action des séismes ;
  - la poussée éventuelle des sédiments.
- la description de l'état de l'ouvrage et du rocher de fondation :
  - le modèle géologique et géomécanique de la fondation (cf. § 2) ;

- les propriétés mécaniques et hydrauliques du corps du barrage, en particulier les caractéristiques liées au fluage et au retrait du béton (cf. [§ 3.4.2](#)) ;
- les propriétés mécaniques et hydrauliques de l'interface barrage/fondation et de la fondation.
- le vieillissement des matériaux du barrage et l'endommagement de la fondation liés au temps ou à l'environnement, en particulier les problèmes de gonflement du béton liés aux réactions chimiques (cf. [§ 3.4.2](#)) ;
- le vieillissement de dispositifs ou composants de l'ouvrage, par exemple le voile d'injection, le dispositif de drainage et les éventuels tirants d'ancrage.

Les situations de vérification sont classées de la manière suivante :

- les situations normales (ou durables) d'exploitation. Elles se réfèrent aux conditions d'exploitation normale de l'ouvrage, et notamment hors crue ;
- les situations rares ou transitoires. Elles se réfèrent à des conditions dont la probabilité d'occurrence est faible sur la durée de vie de l'ouvrage ou à des conditions temporaires de fonctionnement (vidange par exemple) ;
- les situations extrêmes ou accidentelles. 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.

Selon la géométrie et la taille de l'ouvrage, la géométrie de l'interface béton/rocher et les caractéristiques mécaniques de la fondation, certaines situations de vérification seront nettement plus pénalisantes que d'autres. **Les situations décrites ci-après ne constituent pas une liste des situations obligatoires à vérifier mais servent de guide pour le vérificateur. Il importe qu'il se concentre sur les situations en lien avec un scénario de rupture, réaliste pour l'ouvrage considéré (cf. [§ 6](#)).**

### 5.2.2 Prise en compte des actions thermiques

Pour chacune des situations décrites ci-après, l'action thermique à considérer est explicitée.

Il est fait référence pour certaines situations à des « conditions thermiques associées » ou au « chargement thermique associé ». Ces conditions ou chargements correspondent à ceux observés au cours de l'exploitation passée de l'ouvrage (typiquement, les dix dernières années). Si les conditions d'exploitation de l'aménagement venaient à être modifiées et entraînaient un changement dans les conditions thermiques associées, une revue des situations serait à réaliser par le vérificateur.

Les impacts mesurés liés au changement climatique n'étant pas significatifs, ils ne sont pas considérés dans les situations de vérification.

Dans les situations décrites ci-après, certaines s'adressent de façon plus spécifique aux ouvrages « présentant une vulnérabilité particulière aux actions thermiques ». Ce sont des voûtes en vallée large ( $L/H > 3$ ) ou à large fond plat, et dont le comportement en saison froide présente des tractions significatives en pied amont ; des voûtes s'appuyant sur des culées en rive, qui sont sollicitées en saison chaude ; ou encore des voûtes très minces. Cette sensibilité aux effets thermiques est mise en évidence par une comparaison d'une modélisation à cote équivalente avec et sans chargement thermique. Il est aussi possible de conduire cette réflexion sur la base de l'analyse de l'auscultation.

### 5.2.3 Situations durables / normales d'exploitation

Si l'ouvrage est le siège d'un phénomène évolutif significatif (gonflement du béton, fluage du béton ou de la fondation, etc.), on est amené à considérer pour chaque situation décrite ci-après deux situations correspondant à l'état actuel et à un état futur dont l'horizon est proposé par le vérificateur suivant la périodicité de revue de ces études, ou en fonction des hypothèses adoptées dans le cas d'un projet de travaux de confortement.

#### 5.2.3.1 Situation normale d'exploitation :

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

Dans cette situation, on peut être amené à considérer deux situations normales d'exploitation correspondant à des niveaux d'eau aval différents (cas des aménagements hydroélectriques avec variations fortes du niveau aval en pied de l'ouvrage entre l'arrêt et le fonctionnement des groupes, par exemple).

On ne prend pas en compte de chargement thermique pour cette situation.

#### 5.2.3.2 Situations saisonnières d'exploitation :

Ces situations saisonnières d'exploitation considèrent l'ouvrage avec le chargement thermique en période hivernale (respectivement estivale) avec la cote généralement associée à cette période.

Si l'exploitation de la retenue ne présente pas un cycle saisonnier marqué, on considère la cote de retenue normale.

Si l'exploitation de la retenue présente un cycle saisonnier identique d'année en année (par exemple, cas des barrages hydroélectriques d'altitude, des barrages ayant une consigne d'exploitation avec un niveau de retenue maximal en fonction du mois, ou un niveau minimal de retenue en été, ...), on peut considérer la cote maximale (ou minimale selon la problématique) observée sur les dix dernières années pendant la période étudiée ou la cote de consigne<sup>12</sup>.

#### 5.2.3.3 Situations saisonnières décennales d'exploitation : pour les ouvrages présentant une vulnérabilité particulière aux conditions thermiques

Ces situations saisonnières décennales d'exploitation considèrent l'ouvrage avec un chargement thermique décennal hivernal (respectivement estival) avec la cote généralement associée à cette période.

Si l'exploitation de la retenue ne présente pas un cycle saisonnier marqué, on considère la cote de retenue normale.

Si l'exploitation de la retenue présente un cycle saisonnier identique d'année en année (par exemple, cas des barrages hydroélectriques d'altitude, des barrages ayant une consigne d'exploitation avec un niveau de retenue maximal (ou minimale selon la problématique), on peut considérer la cote maximale (ou minimale) observée sur les dix dernières années pendant la période étudiée ou la cote de consigne<sup>12</sup>.

---

<sup>12</sup> Sous réserve que l'exploitation de l'ouvrage à un horizon de 10 ans reste conforme à ces principes

## 5.2.4 Situations rares / transitoires d'exploitation

### 5.2.4.1 Situations saisonnières rares : pour les ouvrages présentant une vulnérabilité particulière aux conditions thermiques

Si pour les situations saisonnières d'exploitation (cf. précédemment), le niveau de la retenue n'a pas été pris égal à la cote de RN, on examinera les **situations saisonnières rares avec le thermique annuel d'hiver et/ou d'été** et une cote de RN. Ces situations peuvent par exemple se rencontrer lors d'un problème d'indisponibilité d'usine ou de défaillance d'une conduite forcée.

Pour les cas suivants, l'ouvrage est considéré être en situation normale d'exploitation avant l'arrivée de l'évènement.

### 5.2.4.2 Situation rare de crue

En l'absence de réglementation, les recommandations du CFBR donnent des indications sur le dimensionnement des évacuateurs de crues de barrages [5-5].

La cote de la retenue en crue est considérée pour la définition du chargement hydrostatique.

Si l'ouvrage ne présente pas de vulnérabilité particulière aux conditions thermiques, on ne prend pas en compte de champ thermique.

### 5.2.4.3 Situation rare de crue combinant des chargements thermiques saisonniers significatifs: pour les ouvrages présentant une vulnérabilité particulière aux conditions thermiques

Le vérificateur étudiera un (ou des) scénario(s) réaliste(s) et la (les) combinaison(s) associée(s) des chargements qui abouti(ssen)t à une probabilité d'un évènement rare pour l'ouvrage.

- si le régime des crues ne présente pas de saisonnalité marquée, on considère à l'intérieur de la voûte les champs thermiques associés aux saisons hiver et été ;
- si le régime des crues présente une saisonnalité marquée, le vérificateur pourra considérer la plus pénalisante des situations suivantes :
  - la crue saisonnalisée la plus forte avec le chargement thermique correspondant ;
  - le chargement thermique le plus préjudiciable avec la crue saisonnalisée correspondante.

### 5.2.4.4 Situation rare sismique : pour les voûtes équipées d'équipements hydromécaniques

Il est important de rappeler que les voûtes se comportent bien lors de séismes. Il n'y a pas eu à ce jour de rupture de voûte lors d'un séisme. C'est pourquoi cette situation n'est pas systématiquement vérifiée pour tous les barrages-voûtes.

Elle peut être notamment considérée lorsque des équipements hydromécaniques sont situés sur la voûte elle-même (évacuateur vanné par exemple) pour permettre leur vérification.

En l'absence de réglementation, la démarche générale de justification des ouvrages hydrauliques vis-à-vis du risque sismique est décrite en détail dans le document MEDDTL [5-4].

Le séisme considéré est le séisme de base d'exploitation (SBE). Cette situation considère avant l'arrivée du séisme l'ouvrage en situation normale d'exploitation.

## 5.2.5 Situations extrêmes ou accidentelles

Pour les cas suivants, l'ouvrage est considéré être en situation normale d'exploitation avant l'arrivée de l'évènement.

### 5.2.5.1 Situation extrême de crue

En l'absence de réglementation, les recommandations du CFBR donnent des indications sur le dimensionnement des évacuateurs de crues de barrages [5-5] ainsi que sur l'approche par dommages incrémentaux et différentiels [5-6].

### 5.2.5.2 Situation extrême sismique

En l'absence de réglementation, la démarche générale de justification des ouvrages hydrauliques vis-à-vis du risque sismique est décrite en détail dans le document MEDDTL [5-4].

Les conditions de stabilité des ouvrages sont vérifiées sous l'action du séisme d'évaluation de sécurité (SES).

### 5.2.5.3 Situation extrême de crue ou sismique combinée à un chargement thermique : pour les ouvrages présentant une vulnérabilité particulière aux conditions thermiques

Pour les situations extrêmes de crue ou de séisme, il n'est pas prévu systématiquement de combinaison avec un chargement thermique hivernal ou estival.

Dans le cas d'ouvrages présentant une vulnérabilité particulière aux chargements thermiques, le vérificateur proposera un scénario réaliste et la combinaison associée des chargements qui aboutit à une probabilité d'un évènement extrême.

### 5.2.5.4 Autres situations extrêmes et accidentelles

Des situations accidentelles ou extrêmes liées à des aléas extérieurs peuvent, dans certains projets, être également examinées. On peut citer pour mémoire :

- situation accidentelle de vague provoquée par un grand glissement de terrain, d'effondrement de versant ou d'avalanche ;
- situation extrême d'un plan d'eau à la cote minimale d'exploitation lors d'un séisme.

## 5.2.6 Autres situations de vérification

### 5.2.6.1 Situations transitoires

Le vérificateur peut être amené à considérer certaines situations transitoires comme par exemple la vidange totale ou partielle de la retenue dans le cas où des travaux requièrent celle-ci.

Il examinera alors si nécessaire les chargements thermiques à considérer en fonction de la saisonnalité et de la durée de la situation transitoire.

### 5.2.6.2 Situations liées au vieillissement d'un composant de l'ouvrage

Certains vieillissements 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 :

- le vieillissement du dispositif d'étanchéité et/ou du système de drainage, y compris le cas échéant d'une pompe d'exhaure ;
- le vieillissement de tirants d'ancrages (si le barrage en est doté).

Certaines de ces situations peuvent amener à des conditions 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, les niveaux d'eau associés dans le réservoir et la probabilité d'occurrence globale rattachée à ces scénarios. Pour les barrages de classes A et B, les études d'analyse de risques sont intégrées dans les études de dangers.

### 5.2.7 Cas particulier des barrages écrêteurs de crue :

Pour un barrage écrêteur de crues normalement équipé d'un pertuis de fond et d'un déversoir de surface, la situation normale d'exploitation correspond à un niveau de remplissage atteignant la cote du déversoir de surface.

Cette cote (appelée aussi 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.

Si la crue ou famille de crues considérées est susceptible d'arriver à un moment particulier de l'année, on adopte un champ thermique dans l'ouvrage caractéristique de ce moment.

Si la crue ou famille de crues considérées est susceptible d'arriver à tout moment de l'année, on vérifie l'ouvrage successivement en conditions hivernale et estivale.

## 5.3 Récapitulatif des principales situations de vérification

**Le tableau suivant récapitule les principales situations de vérification pour l'ensemble des voûtes. Elles ne constituent pas une liste des situations obligatoires à vérifier mais servent de guide pour le vérificateur. Il importe que le vérificateur se concentre sur les situations en lien avec un scénario de rupture, réaliste pour l'ouvrage considéré.**

Si l'ouvrage est le siège d'un phénomène évolutif significatif, on considère pour chaque situation décrite ci-après deux situations correspondant à l'état actuel et à un état futur dont l'horizon est proposé par le vérificateur suivant la périodicité de revue de ces études, ou en fonction des hypothèses adoptées dans le cas d'un projet de travaux de confortement.

Tableau 2 : Principales situations de vérification pour l'ensemble des voûtes

Nom de la situation	Description des actions extérieures	Description des conditions thermiques
<b>Situations normales d'exploitation</b>		
Situation normale d'exploitation	<b>Cote RN amont</b> et cote(s) aval associée(s)	Pas de chargement thermique
Situations saisonnières d'exploitation	Cote de retenue généralement associée* Cote de retenue généralement associée*	« Hiver » « Eté »
<b>Situations transitoires ou rares</b>		
Situation rare de crue	<b>Crue rare</b>	Pas de chargement thermique
Situation rare sismique (barrages avec équip. HEM)	<b>Séisme de base d'exploitation (SBE)</b>	Pas de chargement thermique
<b>Situations extrêmes ou accidentelles</b>		
Situation extrême de crue	<b>Crue extrême</b>	Pas de chargement thermique
Situation extrême sismique	<b>Séisme d'évaluation de sécurité (SES)</b>	Pas de chargement thermique

\*cote généralement associée : Si l'exploitation de la retenue ne présente pas un cycle saisonnier marqué identique d'année en année, on considère la cote de retenue normale. Dans le cas contraire, on considère la cote maximale observée sur les dix dernières années pendant la période étudiée ou la cote de consigne.

Le tableau suivant récapitule les situations de vérification complémentaires pour les voûtes présentant une vulnérabilité particulière aux conditions thermiques (cf. § 5.2.2).

Tableau 3 : Principales situations de vérification pour les voûtes sensibles au thermique

Nom de la situation	Description des actions extérieures	Description des conditions thermiques
<b>Situations normales d'exploitation</b>		
Situations saisonnières décennales d'exploitation	Cote de retenue généralement associée* Cote de retenue généralement associée*	« Hiver décennal » « Été décennal »
<b>Situations rares ou transitoires</b>		
Situation saisonnière rare *	Cote RN amont et cote(s) aval associée(s) Cote RN amont et cote(s) aval associée(s)	« Hiver » « Été »
Situations rares de crue combinant des chargements thermiques saisonniers significatifs	Crue rare sans saisonnalité marquée du régime des crues	« Hiver » et « Été »
	Crue rare avec saisonnalité marquée : Crue saisonnalisée associée Crue saisonnalisée la plus forte	Chargement thermique hiver et/ou été le plus préjudiciable Chargement thermique associé
<b>Situations extrêmes ou accidentelles</b>		
Situation extrême d'une crue combinée à un chargement thermique	Crue à définir	Chargement thermique à définir
Situation extrême d'un séisme combiné à un chargement thermique	Séisme à définir	Chargement thermique à définir

\* si, dans les situations saisonnières d'exploitation la cote d'exploitation diffère de la cote de RN



## 6 Mécanismes de rupture et critères d'évaluation

La justification des voûtes nécessite de définir :

- les cinématiques ou mécanismes susceptibles d'entraîner la rupture ou une dégradation significative du comportement de l'ouvrage ;
- un certain nombre de critères, associés à ces mécanismes de rupture, qui guideront le vérificateur pour d'une part choisir la modélisation la plus adéquate pour l'ouvrage et sa problématique, et d'autre part évaluer les marges de sécurité vis-à-vis du mécanisme de rupture analysé.

### 6.1 Analyse des cinématiques issues de l'accidentologie/incidentologie

Comme précisé dans le chapitre consacré aux concepts généraux (cf. § 1), la détermination des cinématiques de rupture repose sur l'analyse des informations fournies par l'accidentologie et l'incidentologie [6-1] (cf. Annexe E), renforcée par l'extrapolation des résultats de modélisation. Cette analyse doit permettre notamment de faire la distinction entre des mécanismes locaux de défaillance et des mécanismes globaux.

Il convient de rappeler que l'analyse de l'accidentologie mondiale ne met en évidence que deux ruptures totales de barrage-voûtes : Malpasset (France) et Meihua (Chine).

Selon la problématique de l'ouvrage (géologie, géométrie, pathologies, etc.), le vérificateur doit sélectionner les mécanismes potentiels de rupture qui intéressent l'ouvrage étudié.

#### 6.1.1 Instabilité d'un volume rocheux

Dans le cas du barrage du Malpasset, la perte de l'appui rive gauche de l'ouvrage, sous les effets combinés des sous-pressions en fondation et de la poussée de l'ouvrage, a entraîné sa rupture totale en 1959. D'autres cas historiques (Frayle, Idbar, Montsalvens, El Atazar, Esch-sur-Sûre, Zeuzier) mettent en évidence différents mécanismes pouvant entraîner la déformation des appuis d'une voûte. Cette déformation est un sujet majeur de préoccupation, compte tenu du scénario extrême que constitue la perte de l'appui, rédhibitoire pour la stabilité de l'ouvrage.

Les processus de déformation s'expliquent principalement par la rhéologie du massif rocheux, les couplages mécaniques-hydrauliques (Malpasset, Frayle, Zeuzier) et les phénomènes d'érosion. Les questions qui se posent concernent l'évaluation de la cinématique de la déformation et les limites d'acceptabilité de ces déformations pour la voûte.

La difficulté est de définir, lorsqu'un déplacement irréversible se développe, quels mécanismes entrent en jeu et quelle évolution il va connaître. L'évaluation de sa cinématique devient alors essentielle en recherchant si les déformations observées peuvent s'accompagner d'une mobilisation défavorable de jeux de discontinuités, de la formation de zones de localisation de la déformation (bandes de cisaillement), d'une perte de résistance par dépassement des caractéristiques de pic, du développement de zones de circulation d'eau préférentielles et d'une augmentation des sous-pressions.

On caractérisera la cinématique par le plan ou la surface de glissement et les forces appliquées, notamment les forces liées à l'eau.

### 6.1.2 Glissement le long d'un appui

Le glissement le long des appuis a été observé sur le barrage de Meihua. Cet ouvrage, implanté en vallée large, s'est rompu totalement en 1981. Les expertises de terrain ont mis en évidence des marques de glissement le long du joint périmétral bitumineux qui équipait le barrage, ainsi qu'une rupture des plots d'extrémité ne comportant pas de joint périmétral. Les études menées ont conclu à un mécanisme de glissement le long de ce joint amenant à une surcharge des plots d'extrémité, leur rupture entraînant la rupture de la voûte. Les effets thermiques ont pu dans ce cas jouer un effet amplificateur.

Cette rupture attire l'attention sur la transmission des efforts entre la voûte et sa fondation et la mobilisation des caractéristiques de cisaillement dans la zone du contact béton/rocher en particulier lorsque les rives sont peu pentues.

Dans le cas du barrage de Meihua, la présence du joint bitumineux crée une situation extrêmement défavorable vis-à-vis de cette problématique : un tel joint ayant le plus souvent des caractéristiques au cisaillement nettement moins bonnes que celles d'un joint béton-rocher pour les barrages-voûtes classiques avec des plots encastrés dans le rocher reposant sur une surface présentant des irrégularités.

### 6.1.3 Non-reprise des efforts en pied des plots centraux

Pour les ouvrages implantés en vallée large et/ou présentant un fond plat, la mise en extension du pied amont, qui accompagne le mouvement de flexion des consoles vers l'aval sous l'effet du chargement de la retenue, se traduit le plus souvent par un desserrement de la zone du contact barrage/fondation. Ce desserrement se trouve modifié par les évolutions irréversibles de l'ouvrage, par les températures et par l'effet des pressions d'eau. En particulier, les températures hivernales accentuent la flexion des consoles vers l'aval, et la succession des saisons froides et chaudes peut, par flexion alternée, amplifier le desserrement du contact. Suivant les situations, celui-ci peut se localiser dans la fondation par l'ouverture de discontinuités, ou, de manière moins favorable, plus haut à l'intérieur de l'ouvrage. En fonction de cette localisation, les conséquences en termes de stabilité de l'ouvrage et de moyens d'intervention peuvent s'avérer différentes.

Plusieurs barrages-voûtes parmi lesquels, Kölnbrein, Schlegeis, Zillergrundl, Laouzas, Inguri, sont représentatifs de cette problématique et posent la question de la reprise des efforts en pied des plots centraux sous l'effet de l'ouverture de la zone de contact béton/rocher et de la propagation des pressions d'eau.

Il faut noter qu'aucun cas de cisaillement en pied susceptible de mettre immédiatement en cause la sûreté d'un ouvrage n'a été observé. Ceci pourrait s'expliquer par le rôle joué par l'encastrement en pied d'ouvrage, le plus souvent négligé dans les calculs, ou par une meilleure compatibilité des déplacements de la voûte et de la fondation que celle envisagée dans les calculs.

### 6.1.4 Dépassement de la résistance du béton / contraintes admissibles dans le béton

Aucun cas de rupture d'un barrage-voûte par sollicitation excessive du béton en compression (par exemple gonflement) n'a été recensé. Cependant le développement progressif d'une fissuration, la progression des pressions d'eau dans l'ouvrage qui aboutissent à une réduction des surfaces d'appui et une concentration des contraintes de compression et de cisaillement sur des sections réduites peuvent mener à envisager ce risque.

### 6.1.5 Erosion du rocher par surverse

Les barrages de Moyie River et Sweetwater (Etats-Unis) ont tous deux connu des situations de déversement par-dessus la crête entraînant une érosion d'un appui. Dans le cas de Moyie River, l'érosion de l'appui rive gauche et le creusement naturel, par érosion, d'un chenal de 15m de profondeur et de 5,5 m de largeur à la base, ont entraîné la vidange de la retenue. Pour Sweetwater, le déversement et l'érosion associée ont conduit à la rupture de la culée rive droite et d'une partie de l'appui avec pour conséquence la vidange de la retenue.

Ces deux exemples mettent en évidence le mécanisme de déstabilisation des appuis par érosion sous l'effet d'un déversement par-dessus la crête de l'ouvrage avec pour conséquences potentielles :

- le contournement de l'ouvrage par création d'un chenal adjacent entraînant la vidange de la retenue ;
- la déstabilisation de la voûte par dégradation de sa fondation sous les effets de l'érosion.

Le parement aval d'un barrage-voûte est raide. Ainsi les écoulements issus d'un déversement éventuel sont réceptionnés sur les rives et dans le fond de la vallée dans une zone proche du pied du barrage. Le déversement sur un barrage-voûte fait apparaître plusieurs problématiques :

- la résistance à l'érosion des masses rocheuses en rives aux extrémités de la crête, qui seront soumises aux vitesses et forces de l'écoulement sur la crête ;
- la résistance à l'érosion des masses rocheuses en rives en aval immédiat du barrage qui seront soumises à l'impact de l'écoulement dans la zone de réception du jet et aux vitesses et forces d'écoulement plus en aval ;
- la dissipation d'énergie en fond de vallée dans la zone de réception des jets issus de la crête et, le cas échéant, de l'évacuateur de crue, la quantité d'énergie à dissiper en fond de vallée étant augmentée dans le cas du déversement, par rapport à la situation de crue pour laquelle l'évacuateur de crue et les ouvrages de dissipation d'énergie ont été conçus.

### 6.1.6 Erosion interne pour des configurations géologiques particulières

L'exemple historique du barrage de Lake Lanier met en évidence la problématique des gradients hydrauliques (et de l'érosion interne en fondation) pour des configurations géologiques particulières : lors du premier remplissage de l'ouvrage en 1926, des fuites sont apparues sous la culée rive gauche ainsi que des craquements dans le béton suivis d'un tassement et d'un basculement de la culée.

Ce cas très particulier attire l'attention sur les culées fondées sur des terrains de qualité moyenne et/ou hétérogène (ce qui est parfois le cas en partie haute des appuis, dans les vallées évasées) ou plus généralement sur des conditions géologiques pouvant entraîner une dégradation des appuis sous l'effet des gradients hydrauliques.

Bien que très peu probable, une érosion interne dans la fondation rocheuse d'un barrage-voûte ne peut s'envisager qu'au niveau de singularités de la fondation.

Les configurations géologiques plausibles sont les suivantes :

- soit une faille à forte composante amont-aval, située en fond de vallée large, et insuffisamment traitée lors des travaux de construction. Dans un rocher, même très fracturé, il n'existe pas de gradient limite au-delà duquel une érosion régressive pourrait s'amorcer. Il faudrait pour cela une faille dont la mylonite serait dépourvue de cohésion, donc non argileuse ; comme un quartzite ou un marbre finement broyé, encadré par du rocher très

fracturé et perméable. La circulation dans les fractures du rocher pourrait éroder cette mylonite par suffusion externe et aboutir au bout d'un temps relativement long à une érosion régressive ;

- soit un rocher granitique, arénisé par l'altération météorique (gore) et insuffisamment décapé en sommet d'appui où l'altération est la plus importante. Selon le niveau de lessivage du gore et si le gradient hydraulique est suffisant, une érosion régressive pourrait démarrer s'il y a convergence des écoulements dans une zone particulière plus perméable, ou s'il y a départ des particules les plus fines dans un matériau non auto-filtrant (suffusion interne). Dans ce contexte, on pourrait aussi envisager une érosion interne au contact d'une éventuelle culée ;
- soit les vieux massifs granitiques où il existe des phénomènes particuliers appelés « coins d'altération pénétrante », le long de fissures verticales, pouvant atteindre 100 m de hauteur (massif Central), aussi bien dans les appuis d'un barrage que sous la vallée, qui sont arénisés et très sensibles à l'érosion ;
- soit un rocher calcaire massif où des indices karstiques ont été colmatés par des matériaux sablo-argileux qui peuvent s'éroder et déboucher à la faveur de circulations d'eau dans la fondation, lorsque le voile d'injection ne les a pas recoupés (surtout pour des boyaux de faible section et des fractures élargies verticales entre sondages d'injection verticaux) ;
- soit des grès massifs de bonne qualité mécanique au sein desquels subsistent des passées ou niveaux sableux mal consolidés et donc érodables ;
- soit la présence d'anomalies non liées au substratum mais dues à des vallées alluviales fossiles ou des sillons sous-glaciaires, non détectés, et qui peuvent être présents à côté ou dans le massif rocheux, lui-même d'excellente qualité par ailleurs. Ces sillons ou vallées fossiles sont potentiellement les vecteurs privilégiés d'une érosion interne quand ils ne conduisent pas déjà à des fuites importantes. Ce dernier cas est souvent difficile à mettre en évidence dans des contextes où la géologie historique récente (Quaternaire) est mal connue.

### 6.1.7 Mécanismes de rupture engendrés par des scénarios complexes

Différents événements initiateurs peuvent engendrer des scénarios pouvant conduire aux mécanismes précédents (défaillance d'un organe hydromécanique, embâcles, défaillance d'un système de drainage...). En outre, ces mécanismes peuvent se succéder ou intervenir simultanément pour atteindre la rupture de l'ouvrage.

## 6.2 Mécanismes de rupture et critères associés

L'analyse de l'accidentologie et incidentologie des barrages-voûtes et de l'auscultation, confirmée par les résultats des modélisations numériques, montre que les barrages-voûtes développent des processus d'adaptation associés à leur comportement tridimensionnel fortement hyperstatique et présentent des marges de sécurité importantes vis-à-vis de la rupture. Les critères présentés dans ce chapitre sont guidés par ces principes et distinguent :

- les situations d'adaptation relevant d'un comportement « normal » de l'ouvrage et acceptables (libération des blocages excédentaires) pour des situations non rencontrées antérieurement ;
- les situations d'adaptation amenant l'apparition progressive de désordres locaux ne remettant pas en cause la stabilité d'ensemble de l'ouvrage ;

- au-delà l'apparition de désordres à plus grande échelle pouvant entraîner la rupture de l'ouvrage.

L'objectif consiste à analyser les déplacements, les déformations, et surtout les contraintes et les forces issus des modélisations numériques vis-à-vis des critères définis dans les paragraphes suivants et associés aux mécanismes de rupture précédemment définis.

Pour l'ensemble des modes de rupture analysés, il faut noter le rôle important que peuvent jouer les pressions d'eau qui en se propageant à la base de l'ouvrage contribuent à modifier les conditions des transferts d'effort entre la voûte et la fondation ainsi que les contraintes.

Deux configurations de chargement illustrent bien les phénomènes d'adaptation de la voûte :

- sollicitation des consoles centrales (voûtes larges, chargement hydrostatique, températures froides) ;

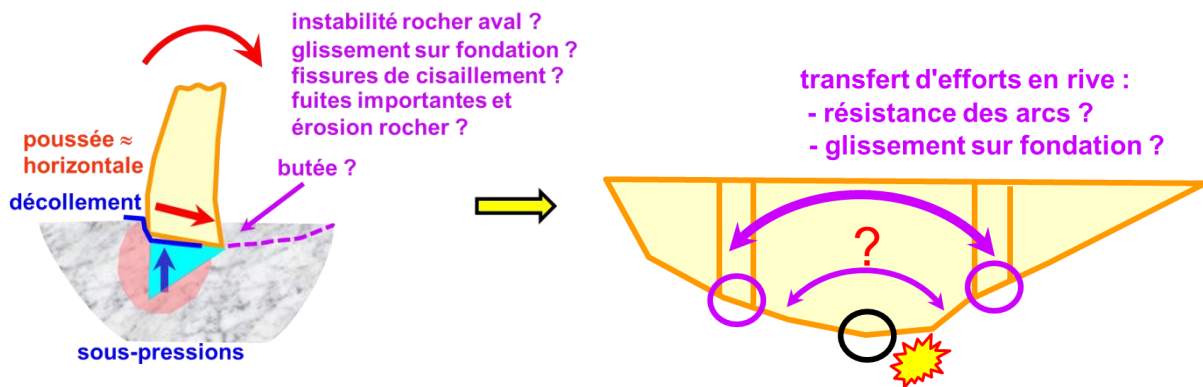


Figure 11 : Schéma de principe des sollicitations des consoles centrales

- sollicitation des plots de rives (températures chaudes, gonflement).

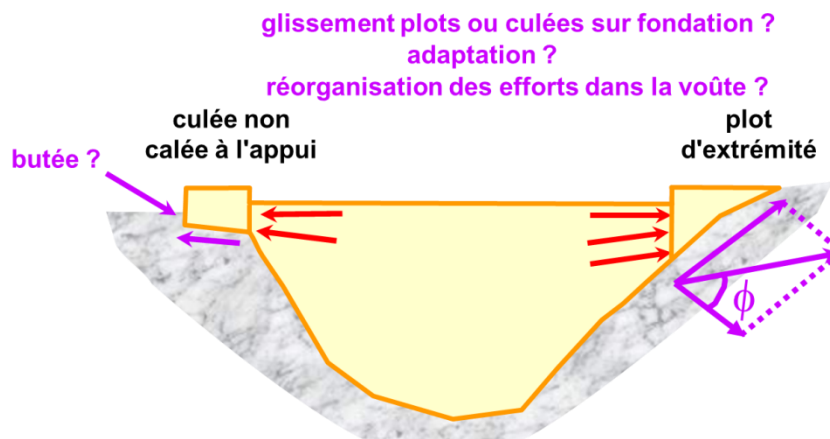


Figure 12 : Schéma de principe des sollicitations des plots de rives

### 6.2.1 Critères associés à l'instabilité de volume rocheux

La méthode historique pour la détermination de l'instabilité des volumes rocheux est la méthode de Londe, elle peut être complétée par d'autres méthodes plus récentes (modélisation par éléments discrets).

Dans la méthode de Londe, la détermination de ces dièdres s'appuie sur la connaissance de la géologie de la fondation (cf. § 2).

La méthode de Londe s'appuie sur une analyse en solide indéformable (cf. § 7.5.2) ; il convient d'être attentif aux effets d'échelles s'appliquant sur les résistances au cisaillement des discontinuités identifiées (cf. § 2.2).

Les sous-pressions jouent un rôle majeur dans la stabilité des blocs rocheux. Généralement cette donnée est mal connue, les sous-pressions étant générées par la retenue amont, mais également par les nappes de versant.

Il est recommandé de privilégier un choix prudent concernant les hypothèses et réaliser des analyses de sensibilité, plutôt que d'introduire des coefficients de sécurité. A ce titre, il est important de citer P. Londe, « [La méthode des coins de Londe] est particulièrement bien adaptée au cas le plus fréquent que l'ingénieur ait à résoudre : il connaît parfaitement bien la structure géologique dans les trois dimensions de l'espace, mais il n'a qu'une connaissance approximative de la résistance au cisaillement des surfaces de séparation géologiques et une connaissance encore plus incertaine des forces développées par l'eau de percolation à l'intérieur du massif rocheux.

*De telles incertitudes sur les données fondamentales du problème interdisent un calcul rigoureux et la recherche d'un coefficient de sécurité. Il faut aborder l'étude de l'équilibre et par conséquent de la sécurité par une voie plus proche de la recherche opérationnelle que des sciences exactes. » [6-2]*

En pratique, ces recommandations ne quantifient pas les marges de sécurité à atteindre à travers un facteur de sécurité. En effet, un facteur de sécurité donné n'a pas la même signification selon que les sous-pressions ne sont pas connues et qu'une hypothèse plus ou moins arbitraire est choisie, ou qu'un drainage efficace de la fondation garantit un bon contrôle des sous-pressions. Un même facteur peut être discutable sans rideau de drainage, et acceptable si les sous-pressions sont contrôlées et mesurées.

Pour cette raison, il est important de réaliser des études de sensibilité sur les sous-pressions, en supposant une pleine sous-pression, puis un drainage des différents plans aval efficace à 75%, 50% et 25%. L'analyse de sensibilité doit également porter sur les angles de frottement mobilisables sur les faces du dièdre.

Il peut être utile de réaliser des rétro-analyses pour déterminer les couples de valeurs (angles de frottement et sous-pressions) permettant de justifier la stabilité des coins sous les chargements historiques.

Lorsque les marges de sécurité sont faibles, il est recommandé de mettre en place un drainage des appuis.

### 6.2.2 Critères pour le glissement le long des appuis

Pour la justification de l'ouvrage vis-à-vis de ce mode de rupture, l'analyse se base sur :

- les contraintes ou efforts normaux et tangentiels au contact béton/rocher ;
- les caractéristiques de cisaillement dans la zone du contact béton/rocher (cf. § 2.2.4). Ces caractéristiques pourront tenir compte, s'ils sont justifiés, de l'encastrement des consoles dans la fondation et des irrégularités de la géométrie du contact béton/rocher.

Les critères retenus évoluent selon la complexité du modèle numérique mis en œuvre. On distingue ainsi deux approches successives :

- l'approche élastique linéaire ;

- l'approche avec une loi non-linéaire permettant de modéliser des adaptations locales dans la zone du contact béton/rocher.

L'analyse de la résistance au cisaillement doit bien évidemment être réalisée en contrainte effective.

#### 6.2.2.1 Approche élastique linéaire

L'utilisation d'une telle approche généralement menée dans un premier temps, est acceptée si la majorité de la surface du contact béton/rocher reste dans le domaine élastique. La visualisation des contraintes ou efforts normaux et tangentiels (cf. [§ 7.8.2](#)) au contact permet de distinguer :

- les zones en traction excessive : historiquement une contrainte de traction de 2 MPa en pied amont était acceptée. Cette contrainte était calculée en supposant une variation linéaire entre l'amont et l'aval (hypothèse de Navier). Cette configuration est généralement rencontrée pour les voûtes dont le rapport L/H est supérieur à 2,5 ou qui présentent un large fond plat (vallée en U) ;
- les zones en cisaillement excessif : dans ce cas, l'intégration des contraintes peut être réalisée à titre d'exemple sur des lignes de nœuds amont/aval ou sur un plot, afin d'obtenir des forces. Le calcul d'un coefficient de sécurité au glissement permet alors d'évaluer les conditions de transfert des efforts de la voûte à la fondation. Le non-respect de la stabilité au glissement sur une ou plusieurs zones peut être acceptable si une partie des efforts peut être reportée sur les zones adjacentes.

Si une surface significative du contact béton/rocher sort du domaine élastique, une approche non-linéaire doit être mise en œuvre. Un calcul non-linéaire peut également s'avérer nécessaire si des sous-pressions significatives et dépendantes des sollicitations mécaniques (hydrostatiques, thermiques, etc.) sont observées ou suspectées sous l'ouvrage (cf. [§ 7.3.3](#)).

#### 6.2.2.2 Approche non-linéaire

Deux mécanismes de non-linéarité sont possibles :

- le premier correspond à des tractions significatives, qui se traduisent par un desserrement de la zone au contact barrage/fondation ;
- le second correspond au dépassement des contraintes de cisaillement admissibles, qui peut être étudié par exemple à l'aide d'une loi de type Mohr-Coulomb.

Selon les résultats des calculs élastiques linéaires, le vérificateur peut être amené à prendre en compte l'un ou l'autre de ces mécanismes (ou les deux).

Il est possible de ne considérer que le desserrement de la zone du contact barrage/fondation et l'augmentation des sous-pressions associées. La charge amont sera appliquée dans les zones desserrées jusqu'à stabilisation de la propagation de la « fissure » amont. Le maintien d'un comportement élastique linéaire en cisaillement peut être justifié si les ouvertures normales sont faibles au regard des irrégularités de la surface de contact. La résistance au cisaillement doit être évaluée au regard de l'état de surface de contact considéré (rocher/rocher, béton/rocher, béton/béton).

Ensuite, la mise en œuvre d'une modélisation de type élastoplastique au contact béton/rocher cherche à tirer profit du caractère hyperstatique des barrages-voûtes, c'est-à-dire que la reprise des efforts peut suivre des cheminements différents de manière satisfaisante. Dans ce cas, il est difficile de raisonner avec un facteur de sécurité classique reposant sur les efforts, puisque celui-ci sera de 1 dans les zones plastiques.

Les marges de sécurité vis-à-vis du glissement sont vérifiées en s'assurant que le report des cisaillements excessifs dans les zones adjacentes est effectif et que le comportement global de la voûte reste acceptable. La justification du comportement de la voûte sera examinée à travers deux aspects :

- l'acceptabilité des adaptations calculées (report des efforts), déterminées à partir des valeurs réalistes des caractéristiques mécaniques des surfaces de glissement potentiel. L'ordre de grandeur des adaptations doit être justifié par le vérificateur. A titre indicatif, des déplacements locaux irréversibles calculés de quelques millimètres semblent acceptables en situation normale et rare. Des déplacements irréversibles centimétriques peuvent être acceptés en situation extrême s'ils ne donnent pas lieu par cascade à des conséquences qui peuvent conduire à un relâchement incontrôlé des débits. Les limites acceptables des déplacements irréversibles doivent être appréciées au regard :
  - de la localisation de la zone desserrée : cette adaptation ne se traduit pas nécessairement au droit d'une surface de rupture localisée, mais peut correspondre à une déformation diffuse de l'ensemble du massif de fondation, et/ou une fissuration dans le béton. Une analyse des réseaux de discontinuités susceptibles d'absorber cette déformation, l'évaluation de leurs caractéristiques au cisaillement, tant en résistance qu'en déformation, doivent permettre de justifier les niveaux d'adaptation considérés ;
  - de la modification des pressions d'eau dans les joints : tout déplacement irréversible introduit par dilatance une ouverture des joints et donc une augmentation de la perméabilité ;
  - de la diminution éventuelle de la résistance au cisaillement ;
  - du respect des critères pour les autres mécanismes de rupture identifiés, dont l'équilibre est potentiellement modifié par le report des efforts et l'augmentation des sous-pressions.
- les marges de sécurité, qui peuvent être évaluées en diminuant progressivement, dans le modèle, la résistance au cisaillement (réduction de la cohésion et de l'angle de frottement) et en vérifiant qu'aucune cinématique de rupture n'apparaît. Il s'agit de vérifier la possibilité d'un report effectif des efforts et des contraintes et que l'évolution de la cinématique potentielle pourra être mesurée par un dispositif d'auscultation adéquat (déplacement et sous-pressions). Pour cette méthode encore peu pratiquée dans le contexte des voûtes, il ne paraît pas nécessaire de diminuer cette résistance au-delà d'un facteur [1,5] pour les cas usuels, [1,2] pour les cas rares et [1] pour les cas accidentels. Ces valeurs peuvent être discutées en fonction de l'estimation des paramètres résiduels (cf. [§ 2.2.3](#)).

Il est également accepté de raisonner à partir de rétro-analyses, permettant de déterminer des caractéristiques minimales justifiant le comportement du barrage pour les cas de charges historiques. Les confortements peuvent ensuite être dimensionnés pour que ces caractéristiques ne soient pas dépassées pour l'ensemble des cas de charge étudiés (normal, rare et extrême).

Lorsque l'acceptabilité des adaptations se base sur l'analyse du comportement historique du barrage, il est impératif que l'auscultation permette de s'assurer qu'il n'y a pas de modification majeure du comportement de l'ouvrage.

**NB : Cas des culées-poids.**

Les barrages-voûtes sont parfois complétés à leurs extrémités par des culées, pour des raisons topographiques ou géologiques.



Le vérificateur doit porter une attention à ces parties d'ouvrage car :

- il peut s'agir de culées de hauteur relativement importante par rapport à la taille de l'ouvrage, pouvant être nécessaires pour assurer la reprise des efforts des arcs supérieurs et pouvant être non calées à l'appui (en raison de la topographie) formant ainsi un système isostatique ;
- elles sont généralement fondées en partie supérieure de la vallée, où le rocher est potentiellement de moindre qualité et plus fracturé. C'est pourquoi les données géologiques et géotechniques ont toute leur importance ;
- les déplacements irréversibles liés à l'adaptation de ces culées peuvent engendrer des modifications des pressions d'eau dans ce contexte géologique particulier.

Il convient d'évaluer la stabilité de ces ouvrages vis-à-vis du glissement, en particulier sous l'effet de la dilatation thermique des bétons en été ou dans le cas d'ouvrages atteints de réaction de gonflement interne. Cette évaluation peut être réalisée en plusieurs étapes :

- dans un premier temps et dans le cadre d'une modélisation linéaire du contact béton/rocher, un coefficient de stabilité au glissement est calculé en effectuant le rapport des effets stabilisateurs sur les effets déstabilisateurs, par intégration des contraintes aux nœuds ;
- dans un second temps, si la stabilité au glissement de la culée-poids n'a pu être démontrée par la méthode précédente, il est pertinent d'évaluer les conséquences d'une adaptation du contact culée/fondation. Cette analyse suppose que la culée ne joue pas un rôle significatif dans le comportement d'ensemble du barrage, si bien qu'un faible déplacement irréversible de celle-ci conduira à une réorganisation des efforts, et une diminution de la poussée de la voûte sur cet ouvrage. A la différence des barrages-poids où les forces extérieures restent constantes et une amorce de glissement ne peut se stabiliser, il s'agit de vérifier dans ce cas que la poussée du barrage-voûte sur la culée diminue suffisamment pour retrouver un équilibre. L'acceptabilité de ce comportement sera jugée de la même manière que pour le glissement le long des appuis (cf. approche non-linéaire) : les déplacements de l'ouvrage pour les caractéristiques réalistes doivent rester raisonnables, et le comportement de la voûte doit trouver un équilibre acceptable vis-à-vis des autres modes de rupture identifiés. Une attention sera notamment apportée sur le comportement de l'ouvrage lors des chargements successifs suivants et, en particulier, thermiques.
- Les graphiques suivants (voir aussi [\[6-4\]](#)) illustrent ce raisonnement. La variation de la force de poussée d'un barrage sur la culée en fonction du déplacement de celle-ci a été calculée. Deux méthodes numériques ont été mises en œuvre : dans le premier cas (M1), l'angle de frottement du joint au contact barrage/fondation a progressivement été diminué. Dans le second cas (M2), la rigidité de la fondation (module d'Young) a été adaptée. Pour chaque analyse, le déplacement irréversible engendré par le nouvel équilibre, ainsi que la variation de la poussée de la voûte, ont été analysés. Dans ce cas, il est constaté qu'un déplacement millimétrique permet de diminuer les forces de poussée du barrage d'un facteur 2. Il est remarqué qu'un tel déplacement n'a pas d'impact sur la répartition des contraintes dans la voûte.

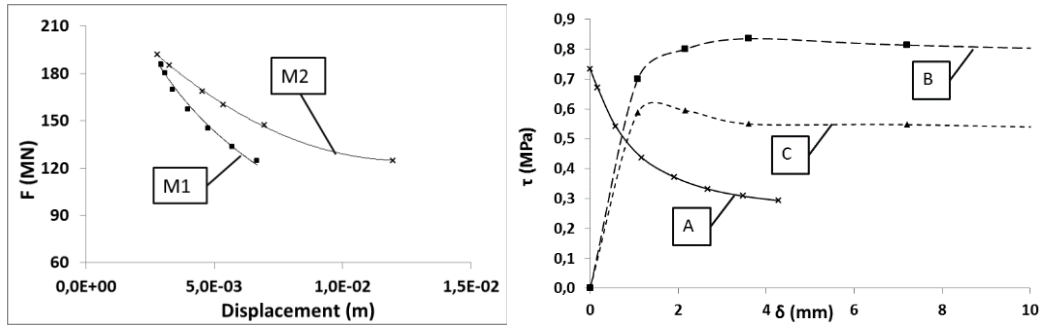


Figure 13 : A gauche - Force appliquée à la culée en fonction de son déplacement (M1, en diminuant l'angle de frottement et M2, en diminuant le module d'Young). A droite - Résistance et chargement en cisaillement en fonction du déplacement tangentiel (A : contrainte de cisaillement ; B : résistance en cisaillement avec  $\sigma_n=1$  MPa ; C = résistance en cisaillement avec  $\sigma_n$  calculé

- Lorsque la culée-poids joue un rôle significatif dans la reprise des efforts de poussée de la voûte, celle-ci sera étudiée en appliquant les recommandations des barrages-poids [6-3]. Si l'on traçait les courbes ci-après dans ce cas, la force de poussée de la voûte varierait peu avec les déplacements (hors effets thermiques). La présence d'un mur en aile et d'un système de drainage adapté sont des dispositions constructives favorables pour ce type de conception.

L'auscultation adaptée des culées permettra de comparer le comportement mesuré avec le comportement calculé.

### 6.2.3 Critères pour la reprise des efforts en pied des plots centraux

Il s'agit d'un cas particulier de la démarche présentée au paragraphe précédent. Cette zone centrale de l'ouvrage peut présenter des efforts normaux faibles, associés à un desserrement important du pied amont. Cette problématique s'applique en majorité aux barrages-voûtes implantés en vallée large.

Il n'y a pas d'accidentologie associée à ce desserrement important des plots centraux dans les vallées larges et l'analyse de ce comportement repose donc sur celle de l'incidentologie et sur une démarche théorique. Les éléments discutés concernent :

- la reprise des efforts de cisaillement. La résistance au glissement peut diminuer de manière significative selon la manière dont s'est adaptée la voûte (fissuration du béton, ouverture du contact barrage/fondation, desserrement diffus dans le massif de fondation). Une rupture en cisaillement se traduirait par une mobilisation notable des arcs inférieurs et un mouvement global du pied des consoles centrales ;
- la stabilité de la fondation, dont le desserrement conduit à une augmentation des gradients hydrauliques. Le déplacement nécessaire pour mobiliser un effet d'arc en cas de fort cisaillement peut modifier, en effet, les perméabilités dans cette zone de fondation et contribuer à propager les sous-pressions de manière significative vers l'aval.

A ce jour, les confortements qui ont été réalisés avaient pour objectif :

- de limiter les fuites jugées trop élevées par le maître d'ouvrage (contrainte d'exploitation) ;
- d'assurer la stabilité d'une fondation soumise à un gradient hydraulique important induisant :
  - la déstabilisation d'un bloc rocheux, avec une cinématique de sortie ;
  - ou une érosion régressive (rocher sensible, débit notable).

Le desserrement en partie centrale des barrages-voûtes s'est traduit de manière très différente sur les différents ouvrages qui ont été jugés problématiques (localisé dans le barrage ou la fondation, diffus,

etc.). Chaque ouvrage a été étudié d'une manière spécifique, et il n'existe pas de critère unique. La vérification proposée par le bureau d'études devra reprendre les éléments de discussion ci-dessus.

#### 6.2.4 Critères pour le dépassement de la résistance du béton / contraintes admissibles dans le béton

Le développement d'une fissuration du béton sous l'effet des tractions n'est pas assimilable en soi à un mécanisme de rupture, le fonctionnement en arc actif pouvant par exemple faire naturellement apparaître des zones tendues à l'amont à proximité des appuis.

Lorsque la résistance à la traction du béton est dépassée et qu'une fissuration se produit, la zone non-fissurée va subir une compression plus importante et les efforts transmis y sont accentués. Il convient alors de mettre en œuvre une modélisation non linéaire permettant de prendre en compte la relaxation des tractions afin d'évaluer si la redistribution des contraintes et des efforts n'entraîne pas le dépassement des critères définis par ailleurs. Il convient également de vérifier que le réseau de fissuration ne forme pas une surface significative sollicitée en cisaillement. Dans le cas contraire, il s'agira d'un cas particulier du [§ 6.2.3](#).

Dans le cas des voûtes minces bénéficiant d'un bon encastrement dans le rocher, aucun glissement ne peut s'effectuer à l'interface béton/rocher. La vérification de l'état de cisaillement peut alors être effectuée dans la masse du béton. Cette vérification peut être réalisée par l'intermédiaire du critère de Mohr-Coulomb.

Au séisme, un calcul linéaire peut conduire à des contraintes d'arc de traction importantes. Un des moyens de justifier leur acceptabilité est la méthode « kinetic blocs » dont la description et l'application sont présentés au [§ 7.7.5](#).

Dans la mesure où la résistance ultime de la structure en béton proprement dite réside dans la résistance en compression, les critères ci-dessous doivent être respectés :

- en situation durable, la contrainte de compression maximale ne doit pas dépasser la résistance à la compression du matériau divisée par un facteur de sécurité de 3 dans le cadre d'une modélisation linéaire et [2] dans le cadre d'une modélisation non-linéaire ;
- en situation rare, la contrainte de compression maximale ne doit pas dépasser la résistance à la compression du matériau divisée par un facteur de sécurité de 2 dans le cadre d'une modélisation linéaire et [1,5] dans le cadre d'une modélisation non-linéaire ;
- en situation extrême, la contrainte de compression maximale est déterminée de la même façon avec un facteur de sécurité de 1,1 dans le cadre d'une modélisation linéaire et [1,05] dans le cadre d'une modélisation non-linéaire.

Ces critères s'appliquent aux contraintes principales de compression calculées à distance raisonnable (à titre indicatif un élément) des points singuliers (notamment, le contact barrage/fondation).

#### 6.2.5 Eléments d'appréciation pour la tenue du rocher aval en cas de surverse

Les barrages-voûtes sont des ouvrages peu sensibles à l'érosion des fondations par déversement car ils sont installés dans des sites où le rocher est de qualité. Mais, il ne faut pas exclure ce mécanisme en particulier pour des conditions extrêmes et surtout pour certains ouvrages dans un contexte géologique hétérogène.

Les méthodes d'évaluation « modernes » sont relativement récentes, environ 25 ans. Certains aspects de ces méthodes sont encore dans le domaine de la recherche, et peinent à évaluer précisément les

profondeurs d'affouillement, en particulier au regard de la cinétique des phénomènes en jeu : une surverse de quelques heures peut engendrer des érosions acceptables en fondation, alors que si elle se prolonge sur plusieurs jours, elle peut conduire à un risque important sur la stabilité du barrage. Dans certains cas, l'état de l'art ne permettra pas de conduire des analyses quantitatives voire qualitatives sur l'érosion potentielle.

Les évacuateurs de crue et le système de drainage doivent être protégés et adaptés en cas de surverse par-dessus la crête de l'ouvrage.

Les principales méthodes disponibles sont rappelées en [Annexe F](#). Même si certaines sont largement utilisées, cela ne constitue pas nécessairement une validation de la communauté scientifique, mais peut souligner le manque d'outils alternatifs.

Trois risques d'érosions sont identifiés.

#### *6.2.5.1 Erosion des rives au voisinage des plots d'extrémités (contournement)*

Il faut vérifier que les fondations rocheuses au voisinage des plots d'extrémités peuvent résister aux vitesses de l'eau. Le vérificateur justifiera la tenue mécanique de l'ouvrage en fonction de l'érosion potentielle estimée.

#### *6.2.5.2 Erosion des masses rocheuses sur les rives*

Compte tenu de la nature généralement compacte des masses rocheuses servant de fondation à un barrage-voûte et compte tenu de la durée des phénomènes de surverse considérés dans le contexte français, le mode d'érosion le plus probable est non pas l'érosion du parement rocheux sous l'effet de la vitesse de l'eau par abrasion, mais l'érosion par déstabilisation d'écailles rocheuses sous l'effet de pressions dynamiques générées par les écoulements à forte vitesse sur les rives.

Un réseau de diaclases, situé à l'impact d'un jet déversant issu de la crête du barrage, peut être soumis à une pression dynamique. Une telle pression dynamique se propageant dans les diaclases peut déstabiliser des petits blocs rocheux ou une écaille rocheuse.

Le vérificateur justifiera la tenue mécanique de l'ouvrage suite à la perte de ces volumes rocheux.

#### *6.2.5.3 Erosion des masses rocheuses en fond de vallée*

La dissipation de l'énergie hydraulique lors de la chute de l'eau en aval du barrage, si elle n'est pas maîtrisée, peut créer des érosions au point de restitution en rivière, pouvant entraîner en aval immédiat du barrage-voûte la création d'une fosse susceptible d'impacter les conditions d'appui de l'ouvrage en partie centrale.

À la réception des jets, on devra toujours s'assurer que la dissipation d'énergie à la restitution est telle que le développement d'une fosse d'érosion ou l'action de tout courant direct ou de retour n'impacte pas de manière significative la zone de transmission des efforts de l'ouvrage à la fondation et/ou l'ouvrage lui-même.

L'augmentation du niveau aval est en général un facteur favorable à la résistance à l'érosion en pied d'ouvrage.

Le vérificateur justifiera la tenue mécanique de l'ouvrage en tenant compte :

- de la problématique spécifique des ouvrages en vallée large dont une partie des efforts est transmis au rocher en pied aval ;
- des effets de l'évacuateur de crue qui entraînent un affouillement « éloigné » du parement aval.

### 6.2.6 Critères relatifs à l'érosion interne dans le rocher et au débouillage de conduits karstiques ou de crevasses.

Les barrages-voûtes étant nécessairement fondés sur du rocher de bonne qualité, les configurations géologiques particulières évoquées au paragraphe 6.1.6 peuvent éventuellement aboutir à des désordres locaux du type :

- érosion régressive au niveau :
  - de failles dont la mylonite a une faible cohésion (farine de roche sans argile) ;
  - de zones arénisées, insuffisamment décapées en sommet d'appuis et donc potentiellement sous les culées (érosion interne) ;
  - de lentilles de sable dans des grès incomplètement métamorphisés.
- débouillages de remplissages sableux et/argileux au niveau :
  - de fissures ouvertes ou crevasses remplies de matériaux d'altération *per descensum* ;
  - de boyaux karstiques partiellement remplis par de l'argile rouge de décalcification du calcaire.

Pour toutes ces configurations, il n'est pas possible de définir un gradient limite au-delà duquel l'érosion ou le débouillage s'initie, tant le risque repose sur la nature et la compacité des matériaux de remplissage et des matériaux potentiellement érodables, leur caractère auto-filtrant et donc la possibilité d'initier une suffusion pouvant conduire à terme à une érosion régressive.

L'évaluation du risque lié à ces configurations géologiques particulières nécessite impérativement l'avis du géologue.

### 6.3 Synthèse des critères proposés

Tableau 4 : synthèse des critères proposés

Mécanismes de rupture	Recommandations
Instabilité de volumes rocheux	Méthode des coins de Londe ou équivalente. <ul style="list-style-type: none"> <li>• avec étude de sensibilité sur les sous-pressions et angles de frottement mobilisables sur les faces du coin ;</li> <li>• avec retro-analyses sous chargements historiques.</li> </ul> Possibilité d'une approche déformable.
Glissement le long des appuis	Approches successives pour la voûte : <ul style="list-style-type: none"> <li>• approche élastique linéaire pour évaluer l'extension des zones de traction excessive (&gt;2 MPa) et des zones de cisaillement excessif (coefficient de sécurité &lt;1) ;</li> <li>• approche non linéaire pour :                             <ul style="list-style-type: none"> <li>– estimer les déplacements irréversibles (qui peuvent être jugés acceptables si &lt; qq mm en situation normale ou rare, d'ordre centimétriques)</li> </ul> </li> </ul>

Mécanismes de rupture	Recommandations												
	<p>en situation extrême si pas de déclenchement d'autres mécanismes de rupture) ;</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>– estimer les marges de sécurité par c-phi réduction.</li> </ul> <p>Ou retro-analyses sous chargements historiques.</p> <p>Culées poids : approche progressive similaire sauf si la culée est nécessaire pour la stabilité du barrage. La méthodologie barrages-poids doit être appliquée dans ce cas.</p>												
Reprise des efforts en pied des plots centraux	Même méthodologie que ci-dessus avec une vérification de la tenue du rocher à l'aval sous les gradients hydrauliques observés.												
Dépassement de la résistance du béton en traction et en compression	<p>Dans le cas de dépassement de contraintes en traction, analyse non linéaire pour redistribuer les contraintes et efforts</p> <p>Contraintes de compression maximales admissibles :</p> <p style="text-align: center;">Tableau 5 : Contraintes de compression maximales admissibles Avec Rc : Résistance à la compression</p> <table border="1" style="margin-left: auto; margin-right: auto;"> <thead> <tr> <th>Situation</th> <th>Analyse linéaire</th> <th>Analyse non linéaire</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Normal</td> <td>Rc/[3]</td> <td>Rc/[2]</td> </tr> <tr> <td>Rare</td> <td>Rc/[2]</td> <td>Rc/[1,5]</td> </tr> <tr> <td>Extrême</td> <td>Rc/[1,1]</td> <td>Rc/[1,05]</td> </tr> </tbody> </table>	Situation	Analyse linéaire	Analyse non linéaire	Normal	Rc/[3]	Rc/[2]	Rare	Rc/[2]	Rc/[1,5]	Extrême	Rc/[1,1]	Rc/[1,05]
Situation	Analyse linéaire	Analyse non linéaire											
Normal	Rc/[3]	Rc/[2]											
Rare	Rc/[2]	Rc/[1,5]											
Extrême	Rc/[1,1]	Rc/[1,05]											
Tenue du rocher en cas de surverse	<p>Vérification à mener sur :</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• érosion potentielle des rives aux extrémités de la crête sous l'action de la vitesse de l'eau ;</li> <li>• érosion potentielle des rives au pied aval du barrage sous l'impact des jets et donc des pressions hydrodynamiques ;</li> <li>• érosion potentielle en fond de vallée liée à la dissipation d'énergie des jets.</li> </ul>												
Erosion interne du rocher de fondation	Evaluation du risque par géologue												

## 7 Modélisation des barrages-voûtes

### 7.1 Objectif

Cette section a pour objectif de présenter des recommandations pour la modélisation numérique du comportement des barrages-voûtes ainsi que pour le post-traitement des résultats obtenus permettant de justifier le comportement de l'ouvrage au regard des mécanismes de défaillance identifiés au § 6. Un modèle numérique est un outil aidant le vérificateur à établir un diagnostic sur une problématique précise. Comme toute modélisation, celle des barrages-voûtes possède ses limites et n'est qu'une simplification de la réalité : Il n'est pas exclu dans certains cas que seule l'expérience et l'avis de l'expert prévalent. Le travail du vérificateur est donc de concevoir une modélisation appropriée à la représentation du phénomène à étudier, d'analyser les résultats obtenus en tenant compte des hypothèses choisies vis-à-vis des mécanismes de ruptures identifiés, et d'extrapoler le comportement du barrage pour des situations non rencontrées mais envisageables.

L'ensemble des simplifications possibles doivent être mises en œuvre. Elles doivent être cohérentes avec l'objectif recherché et ne sont acceptables que si elles ne nuisent pas à la validité des résultats. Un même ouvrage peut parfois conduire à des modélisations différentes en fonction de la problématique traitée.

Historiquement, la formule du tube ( $\sigma = p \cdot R/e$ ) permettait d'évaluer la contrainte moyenne de l'arc. D'autres méthodes numériques comme la Trial Load, basée sur l'hypothèse de coque épaisse développée par l'USBR, ont été mises en œuvre. Celle-ci est aujourd'hui supplantée par les méthodes des éléments finis et des différences finies, qui permettent de généraliser le calcul dans un cadre mathématique plus performant. Seules les analyses menées à partir de ces méthodes sont décrites dans la suite de ce chapitre. L'[Annexe A](#) retrace l'évolution historique des méthodes de justification des voûtes.

### 7.2 Démarche de modélisation

Une modélisation est une représentation d'une structure physique par une autre plus facile à appréhender.

La première étape consiste à simplifier la structure étudiée de manière à rendre possible sa modélisation. On parle alors de modèle mathématique. Il s'agit par exemple de définir la géométrie, les lois de comportements, les chargements, leurs combinaisons, etc. Cette étape s'appuie d'une part sur les recommandations formulées dans les précédents chapitres, et d'autre part sur l'expertise et la connaissance de l'ouvrage.

La seconde étape consiste à résoudre le problème ainsi posé. La complexité des phénomènes étudiés ne permet pas de trouver une solution analytique et nécessite donc une approximation numérique. Dans le cas des barrages-voûtes, les méthodes numériques les plus utilisées sont les éléments finis et les différences finies. Elles sont brièvement décrites au § [7.2.2](#).

Enfin, il s'agit d'interpréter les résultats obtenus, en tenant compte des approximations liées à la méthode de résolution (modèle numérique) et à la simplification de la structure étudiée (modèle mathématique).

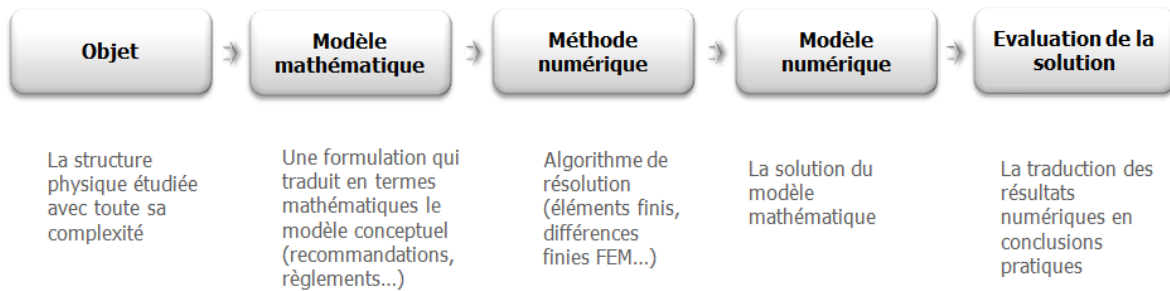


Figure 14 : Logigramme des étapes de la modélisation

### 7.2.1 Points d'attention dans la formulation du modèle

Comme pour toute analyse numérique, le choix des hypothèses et la construction du modèle doivent répondre aux objectifs recherchés. Il s'agit de vérifier le comportement de l'ouvrage vis-à-vis des mécanismes de rupture identifiés, soit directement à partir du modèle numérique, soit par des post-traitements spécifiques.

Les points ci-dessous requièrent une attention particulière et seront développés dans les chapitres suivants :

- la définition du modèle géométrique et le maillage associé ;
- l'ajustement du modèle sur les paramètres d'auscultation ;
- la détermination de l'état de contrainte initial sous poids-propre ;
- la prise en compte du couplage hydro-mécanique dans la modélisation ;
- la modélisation et l'analyse du corps du barrage ;
- la modélisation et l'analyse de la fondation ;
- la modélisation et l'analyse de l'interface barrage / fondation ;
- la prise en compte des éventuels effets irréversibles sur le comportement ;
- la prise en compte des chargements thermiques et dynamiques ;
- le traitement, la visualisation, l'analyse et l'interprétation des résultats.

Pour une meilleure compréhension, les hypothèses liées à la modélisation du corps du barrage, de la fondation, et du contact barrage/fondation sont présentées séparément (cf. § 7.5), même si le comportement global dépend fortement des différentes interactions entre le barrage, la fondation, et le réservoir.

Il n'existe pas de solution unique pour modéliser un ouvrage de manière satisfaisante. Les choix de modélisation dépendront essentiellement des objectifs recherchés, du niveau de détail nécessaire pour les atteindre et de la précision des résultats attendue. Il est néanmoins toujours sain d'avoir une démarche progressive, à savoir de commencer par un modèle simple et de complexifier progressivement l'analyse si nécessaire.

Ainsi, dans un premier temps, et avant la mise en œuvre de toute modélisation plus complexe visant à représenter et analyser une problématique spécifique de l'ouvrage (détaillée dans le § 7.5), une analyse élastique linéaire de l'ensemble voûte/fondation apparaît indispensable. L'objectif d'un tel calcul est d'obtenir une approche préliminaire du comportement du barrage et de juger si des modélisations plus complexes sont nécessaires.



Les modélisations doivent être également validées en reproduisant le comportement connu des barrages existants, connaissance acquise par la surveillance au fil des ans et l'analyse des données d'auscultation (cf. § 4).

## 7.2.2 Méthodes de résolution numérique

Parmi les méthodes numériques existantes, seules les méthodes des éléments finis et différences finies, qui sont les plus utilisées en France pour le calcul des barrages-voûtes, sont présentées.

Dans la pratique actuelle, la méthode des éléments finis est souvent utilisée avec un schéma d'intégration implicite. La méthode des différences finies est souvent associée à un schéma d'intégration explicite.

Ces différentes méthodes numériques ont chacune leurs avantages et inconvénients, mais permettent d'arriver à des résultats satisfaisants lorsqu'elles sont bien maîtrisées. Le choix des logiciels dépend non seulement de leurs capacités (lois de comportement, facilité de maillage, post-traitements, etc.), de leur documentation et de leur dossier de validation, des objectifs recherchés, mais également de l'expérience et de la maîtrise du vérificateur.

### 7.2.2.1 Méthode des éléments finis

En éléments finis, on cherche une solution au problème posé dans une famille de fonctions. Le résultat recherché (déplacement, température, pression ou contrainte) est alors défini en tout point du domaine par l'intermédiaire de ces fonctions. La richesse du modèle dépend à la fois du maillage et des fonctions de forme utilisés dans chaque élément. Par exemple, dans un modèle purement mécanique on peut choisir :

- un modèle à base d'éléments simples (ou de premier degré) : dans ce cas les déplacements varient linéairement dans chaque élément alors que les contraintes et les déformations sont calculées en petites déformations à partir du gradient de déplacement et sont donc constantes par élément ;
- un modèle à base d'éléments quadratiques (ou de deuxième degré) : dans ce cas les déplacements varient de manière quadratique dans chaque élément alors que les contraintes et les déformations sont linéaires et par conséquent plus proches de la réalité.

Le modélisateur doit donc tenir compte de tous ces aspects pour bâtir correctement son modèle et son maillage en fonction de l'objectif recherché.

La résolution des problèmes non linéaires s'effectue en général par des itérations successives. Les méthodes les plus utilisées étant :

- la méthode de Newton Raphson (basée sur le calcul par les matrices tangentes) : cette méthode conduit à une convergence rapide pour les cas robustes et une convergence lente dans les cas qui se rapprochent du déséquilibre (même local sur un seul plot, parce qu'il conduit à une matrice tangente difficile à inverser). Dans ce sens, une absence de convergence avec cette méthode ne signifie pas nécessairement un déséquilibre mécanique [7-1] ;
- les méthodes incrémentales : on applique le chargement progressivement ; cette méthode est généralement plus lente que la méthode de Newton Raphson mais peut servir dans les cas où un déséquilibre local est observé.

### 7.2.2.2 Méthode des différences finies

Pour la méthode des différences finies, la richesse du schéma numérique, qui permet le calcul des dérivées partielles, nécessite généralement un maillage plus dense que dans le cas des éléments finis quadratiques.

Dans le cas de l'utilisation d'un schéma d'intégration explicite :

- la résolution du problème est effectuée de proche en proche. Les principales précautions d'usage sont les suivantes : un pas de temps critique conditionne la convergence de l'algorithme. Celui-ci est généralement géré par le logiciel ;
- la résolution utilise le principe de relaxation dynamique, même pour un problème statique. Il convient alors de s'assurer de l'atteinte de l'équilibre statique.

## 7.3 Géométrie, maillage et chargements usuels

### 7.3.1 Définition du modèle géométrique et du maillage associé

L'analyse du comportement d'un barrage-voûte nécessite de prendre en compte la déformabilité de l'ouvrage et de sa fondation. Par conséquent, une partie de la fondation du barrage est toujours représentée dans le modèle de manière à considérer l'effet de sa rigidité sur le comportement du barrage.

Il appartient au vérificateur d'effectuer un choix sur les parties d'ouvrage et leur géométrie à représenter dans le modèle. Des simplifications peuvent être adoptées lorsqu'un réalisme accru complexifie la modélisation sans pour autant sensiblement modifier le comportement du modèle. Ainsi, par exemple, il est possible de ne pas tenir compte des pertuis et des évacuateurs de crue de faibles dimensions traversant la voûte.

#### 7.3.1.1 Extension du modèle

L'extension du modèle est considérée suffisante lorsque l'éloignement de ses conditions aux limites (points fixes) ne modifie plus significativement l'état de contrainte et de déplacement de la zone étudiée - généralement le barrage.

Les ordres de grandeur suivants sont considérés comme suffisants pour un barrage de hauteur  $H$  :

- extension verticale de la fondation d'environ 1,5 fois la hauteur du barrage ;
- extension latérale et amont-aval de la fondation d'environ 1,5 fois la hauteur du barrage.

Ces valeurs peuvent varier de 1 à 2 en fonction du rapport entre la raideur du barrage et celle de la fondation. Une fondation relativement souple nécessite une extension plus grande.

Ces ordres de grandeur peuvent également être adaptés en cas de problèmes spécifiques en fondation.

#### 7.3.1.2 Maillage

Le raffinement du maillage dépend de l'objectif de l'analyse à effectuer.

Les moyens de calculs actuels permettent d'envisager des maillages très raffinés. Il convient cependant de garder une taille raisonnable des éléments et en particulier de ne pas raffiner le modèle plus que nécessaire pour les raisons suivantes :

- en-deçà d'une certaine taille limite, le comportement d'ensemble de l'ouvrage (déplacements, efforts transmis à la fondation) n'est plus influencé ;

- au niveau de points singuliers, en pied amont ou aval par exemple, la contrainte calculée est fortement dépendante de la taille de maille et peut augmenter à l'infini au fur et à mesure qu'on affine le maillage. L'analyse des contraintes doit être effectuée à une échelle représentative du problème étudié.

Pour un calcul dynamique, la taille des mailles doit être choisie de manière à permettre la résolution des équations des ondes pour une fréquence maximale préalablement définie. D'une manière générale, une longueur d'ondes doit couvrir une dizaine de nœuds [7-2].

Le vérificateur devra justifier les choix opérés pour la constitution du maillage.

Des exemples types de maillage sont présentés au § 7.8.1.

### 7.3.2 Etat de contrainte initial sous poids-propre

L'application du chargement poids-propre doit reproduire le phasage de construction de l'ouvrage afin d'obtenir un état de contrainte en fin de construction représentatif de la réalité. Ce point est d'autant plus important que l'ouvrage est de grande dimension, et donc que les contraintes liées au poids-propre sont importantes. Sauf exception, les barrages existants ont été construits :

- par « plots verticaux », pour compenser le retrait du béton. L'ouverture des joints verticaux neutralise les contraintes d'arcs qui pourraient se développer. En fin de construction, ces joints sont injectés, par ce qu'on appelle les opérations de clavage de l'ouvrage : étape importante qui rend l'ouvrage monolithique et sert également d'origine pour les chargements thermiques ;
- par une construction horizontale, sans joints verticaux de construction. Cette réalisation a été essentiellement utilisée pour les ouvrages en maçonnerie.

Un phasage de construction horizontale sera modélisé par activation successive des différentes couches horizontales du maillage du barrage.

Le phasage de construction traditionnel par plot verticaux indépendants doit intégrer un mécanisme pour annuler les contraintes d'arcs horizontales. Plusieurs méthodes peuvent être utilisées :

- activation des éléments des plots pairs et des plots impairs, puis combinaison linéaire des deux cas de charge ;
- présence d'éléments joints ou de contact représentant les joints verticaux de construction, annulant les efforts d'un plot à l'autre ;
- utilisation d'une loi orthotrope annulant les contraintes d'arc.

A l'issue de la phase de construction, les déplacements calculés doivent être remis à zéro. Ce cas de charge s'appelle « Poids Propre Non Clavé ».

Les opérations de clavage sont généralement conduites pour ne pas modifier de manière significative l'état de contrainte dans le barrage et cette phase n'est pas modélisée. Toutefois, certains ouvrages ont été (sur)clavés partiellement pour permettre une mise en eau anticipée. Dans ce cas, la modélisation doit prendre en compte ces spécificités.

Pour certains grands ouvrages un remplissage anticipé a pu être réalisé avant la fin de la construction de l'ouvrage et/ou le clavage de sa partie supérieure. Cette spécificité pourra également mériter d'être prise en compte.

### 7.3.3 Pression hydrostatique et couplage hydro-mécanique

Le réservoir introduit un couplage hydromécanique entre l'eau, le barrage et la fondation. Ce couplage, et les écoulements, ont plusieurs effets :

- développement de gradients hydrauliques, en particulier par la pression hydrostatique qui s'exerce sur le parement amont. Ces gradients existent également en fondation ;
- modification du champ de contrainte, avec différenciation entre les contraintes totales (qui équilibrent les forces extérieures) et les contraintes effectives pouvant conduire à une diminution de la résistance au cisaillement, à l'accélération des phénomènes de gonflement, etc.

Ces interactions entre le fluide et la structure, dont les impacts sont bien connus dans le comportement des barrages-poids, existent également pour les barrages-voûtes. Les zones tendues (contraintes effectives) engendrent une ouverture des fissures ou discontinuité, modifiant ainsi la perméabilité apparente. Les pressions d'eau peuvent ainsi se propager de manière significative vers l'aval.

L'effet des pressions d'eau peut être pris en compte de deux manières :

- la méthode la plus simple consiste à effectuer une analyse en contraintes totales : les pressions d'eau sont des forces extérieures appliquées le long des zones de ruptures considérées (à l'intérieur des matériaux ou au contact béton/rocher). L'effet des pressions interstitielles dans le matériau n'est donc pas pris en compte ;
- il est également possible d'effectuer une analyse en contraintes effectives. Dans ce cas, les pressions interstitielles sont une variable d'état du modèle (au même titre que les déplacements). Leur répartition est soit définie par le modélisateur, soit obtenue par un calcul d'écoulement de type Darcy. Le gradient des pressions interstitielles génère donc une force assimilable aux pressions d'eau, mais appliqué en tant qu'effort intérieur à chaque élément du modèle.

Avec les deux méthodes précédentes, il est possible de tenir compte de la propagation des pressions d'eau (ou des pressions interstitielles) le long des zones de ruptures considérées :

- avec l'approche en contraintes totales, la distribution initiale des pressions d'eau est modifiée en fonction de l'ouverture de la fissure. Le calcul est souvent itératif : la distribution des pressions d'eau est mise à jour successivement après un calcul mécanique jusqu'à une stabilisation éventuelle ;
- avec l'approche en contraintes effectives, l'endommagement dans le matériau entraîne une modification de la perméabilité. Un calcul d'écoulement couplé au calcul mécanique permet donc une propagation de l'endommagement vers l'aval avec une mise à jour de la distribution des pressions interstitielles. On parle alors d'un calcul poroplastique ou poro-endommageable [\[7-3\]\[7-4\]\[7-5\]](#).

### 7.3.4 Chargement thermique

Un arc soumis à des variations de température subit des efforts qui dépendent [\[7-6\]](#) :

- de la différence entre la température moyenne de l'arc à l'instant considéré et celle qu'il avait au moment de sa construction (plus exactement au moment du clavage) ;
- de la différence de température entre un parement et l'autre.

Ces efforts hyperstatiques d'origine thermique modifient l'équilibre de l'ouvrage : l'hiver accentuera l'ouverture en pied amont d'une voûte en vallée large tandis qu'en été, la dilatation du béton

augmentera le report d'effort sur les appuis. Il convient donc de tenir compte de ce phénomène dans l'analyse du comportement.

Dans le cas des structures massives, la répartition des températures n'est pas linéaire et la modélisation doit tenir compte de l'effet de l'inertie thermique.

## 7.4 Choix et ajustement des paramètres du modèle

Le choix des caractéristiques mécaniques peut s'appuyer sur des résultats d'essais, en tenant compte, des effets d'échelle. Au niveau de la fondation, le choix des paramètres retenus s'appuiera sur les éléments présentés dans le chapitre géomécanique (cf. [§2.2](#)).

Lorsque l'ouvrage est équipé d'un dispositif d'auscultation mesurant ses déplacements (pendule, topographie), il est indispensable d'ajuster les caractéristiques mécaniques du modèle numérique pour reproduire le comportement observé de l'ouvrage.

Il est élégant d'isoler les effets hydrostatiques, saisonniers, et éventuellement irréversibles sur la base d'analyses statistiques, de type HST (cf. [§ 4.4](#) et [Annexe D](#)).

Les modules d'Young du béton et du rocher du modèle sont ajustés pour reproduire les effets hydrostatiques réversibles. Une démarche identique est menée vis-à-vis des déplacements réversibles issus des chargements thermiques saisonniers en ajustant le coefficient de dilatation thermique du béton et éventuellement les champs de température (conditions thermiques sur les parements) retenus pour l'ouvrage. Des éléments plus précis sont fournis en [Annexe D](#).

Enfin, le cas échéant, certains paramètres du modèle seront ajustés pour tenir compte des irréversibilités observées (cf. [§ 7.6](#))

Lors de la mise en œuvre d'un modèle non-linéaire, et selon le modèle utilisé, il convient de s'assurer à nouveau de la bonne représentativité de la modélisation si l'ajustement a été réalisé sur un modèle linéaire.

## 7.5 Lois de comportement

### 7.5.1 Modélisation et analyse du corps du barrage

#### 7.5.1.1 Modélisation par une loi élastique linéaire du barrage

Malgré la présence des joints de plots verticaux et des reprises de bétonnage, le comportement de la structure barrage est d'abord considéré monolithique et linéaire.

L'hypothèse d'une loi élastique linéaire présente l'avantage d'être simple à mettre en œuvre : les calculs sont rapides, il n'y a pas d'erreur possible de convergence, et les états de contrainte introduits par chaque chargement peuvent être simplement additionnés. Contrairement aux analyses non-linéaires, il n'est pas nécessaire de reproduire l'histoire des chargements de l'ouvrage.

L'expérience montre qu'une telle modélisation permet de représenter de façon satisfaisante le comportement de nombreux ouvrages (cf. [§ 6.2.2](#)).

#### 7.5.1.2 Modélisation par une loi non-linéaire du barrage

Dans un deuxième temps, et si la problématique de l'ouvrage le nécessite (cf. [§ 6.2.2](#)), une modélisation non-linéaire doit être mise en œuvre.

Plusieurs approches non-linéaires peuvent être mise en œuvre :

### Approche avec éléments-joints

L'approche par éléments-joint consiste à introduire une discontinuité de comportement localisée en un lieu géométrique prédéterminé. Il s'agit donc d'une méthode particulièrement adaptée pour représenter des discontinuités structurelles connues ou supposées, telles que les joints de plots, une reprise de bétonnage spécifique, ou une fissure importante. Cette approche est particulièrement utilisée pour modéliser le contact béton/rocher, qui fait l'objet d'un paragraphe spécifique (cf. [§ 7.5.3](#)).

L'ouverture des joints étant gardée en mémoire tout au long du calcul, cette approche permet l'application de chargement non-monotone (il est possible de refermer une fissure ouverte) ; mais cela nécessite un travail de maillage supplémentaire, et de définir préalablement l'emplacement et l'orientation des fissures.

### Approche de type endommagement

Cette approche consiste à utiliser des lois de comportement non-linéaires dans les éléments modélisant les matériaux. La configuration de la fissuration est donc issue directement de la modélisation.

Une attention particulière devra être apportée au choix de la loi d'endommagement à utiliser :

- certaines lois ne conservent pas en mémoire l'état de fissuration : cela revient à une injection immédiate des fissures (exemple loi « no tension »). Par conséquent, l'application de chargement non-monotone n'est plus possible. C'est acceptable tant que l'ordre d'application des chargements ne vient pas refermer les fissures ouvertes ;
- les lois d'endommagement isotropes ne sont pas recommandées pour l'analyse des barrages-voûtes : un modèle anisotrope est nécessaire pour modéliser convenablement les répartitions des contraintes d'arc et de console.

## 7.5.2 Modélisation et analyse de la fondation

La modélisation et l'analyse du comportement de la fondation peut répondre à deux objectifs :

- fournir des conditions réalistes d'appui de l'ouvrage afin de permettre une évaluation aussi correcte que possible des contraintes dans la structure ;
- s'assurer de l'absence de déstabilisation significative d'un massif rocheux (cf. [§ 6.2.1](#)).

La prise en compte de la fondation peut être effectuée de plusieurs manières :

- dans une approche préliminaire, l'utilisation d'éléments finis de frontière peut être faite (ressorts suivant la formulation de Vogt [\[7-7\]](#) ;
- la géométrie de la fondation peut être idéalisée par l'intermédiaire d'une succession de couronnes semi-circulaires découpés dans la vallée et orientés de manière normale au contact béton/rocher ;
- une géométrie tenant compte d'une topographie plus réaliste de la vallée d'implantation du barrage peut également être représentée. Cette dernière méthode trouve son intérêt pour tenir compte des singularités géométriques de la vallée. Elle est également nécessaire lorsque des non-linéarités sont étudiées dans le massif de fondation et qu'il est utile d'avoir un champ de contraintes représentatif en fondation.

Selon la qualité du rocher, des fouilles de profondeurs importantes ont pu être réalisées donnant l'impression d'un encastrement de l'ouvrage dans sa fondation. Cet encastrement n'est généralement pas considéré dans les modélisations dans la mesure où le rocher n'est pas jugé de bonne qualité.

Néanmoins, dans certains cas spécifiques qu'il convient de justifier (rocher de bonne qualité, renforcement spécifique aval, ...), il peut être pertinent de le prendre en compte.

Le comportement d'un massif rocheux est fortement lié aux discontinuités existantes (joints, foliations, etc.). Par essence, la méthode des éléments finis ou des différences finies est adaptée aux problèmes mécaniques des milieux continus. Ainsi, seules les discontinuités majeures seront éventuellement modélisées – par l'introduction d'un joint par exemple – si cela présente un intérêt pour les résultats recherchés. Il est d'usage d'étudier les mécanismes de rupture par bloc d'une fondation rocheuse par post-traitements spécifiques.

### 7.5.2.1 Approches continues

#### Modélisation élastique linéaire isotrope

Comme pour la modélisation du corps du barrage, un modèle élastique linéaire isotrope est généralement adopté en fondation. La rigidité adoptée est alors représentative de la matrice rocheuse. Elle varie en fonction de la nature de la matrice rocheuse, des discontinuités, et de l'altération du massif. Si l'analyse de la géomécanique de la fondation et/ou les mesures d'auscultation mettent en évidence une zone de caractéristiques moindres, le module d'Young du rocher de la zone considérée pourra être réduit.

#### Modélisation élastique linéaire anisotrope

Dans le cas particulier d'une fondation présentant de fortes anisotropies de comportement (dus à la schistosité par exemple), il est possible de différencier le comportement élastique selon les directions considérées :

- dans le cas isotrope transverse : deux modules d'Young «  $E_N$  et  $E_T$  », deux coefficients de Poisson «  $\nu_{NT}$  et  $\nu_{TN}$  », un module de cisaillement  $G_{NT}$  ; avec N la direction normale à la stratification, et T la direction transverse ;
- dans le cas orthotrope (3 plans de symétrie orthogonaux) : 3 modules d'Young, 3 coefficients de Poisson et 3 modules de cisaillement.

#### Autres modèles

Même s'ils sont très rarement utilisés dans la pratique, il apparaît important de rappeler l'existence des modèles de Mohr Coulomb et de Hoek et Brown, qui peuvent, dans des cas particuliers, être utilisés. L'utilisation de ces modèles est conditionnée par la connaissance du champ de contrainte initial.

Ces lois de comportement représentent, de fait, le comportement d'un massif rocheux discontinu selon la mécanique des milieux continus. Elles font l'hypothèse de l'absence d'une direction prédominante de fracturation. Par ailleurs, elles supposent que l'espacement des discontinuités est très petit à l'échelle de la structure. Cette dernière hypothèse paraît peu cohérente avec la qualité requise d'une fondation d'un barrage-voûte (cf. § 2.2.3).

### 7.5.2.2 Approches discontinues

Les discontinuités majeures en fondation peuvent être prises en compte, en réalisant une analyse spécifique de la stabilité d'un massif rocheux (méthode de coins de Londe) ou, plus rarement, en les introduisant directement dans le modèle numérique à l'aide d'éléments discrets. La caractérisation de ces discontinuités est donc nécessaire (cf. § 2.2.3).

Méthode des coins de Londe

Les méthodes numériques classiques sont adaptées aux mécaniques des milieux continus. La modélisation des ruptures par blocs ou coins rocheux est principalement réalisée par post-traitements spécifiques.

La plus connue est la méthode dite « des coins de Londe », [7-8] publiée peu après la rupture du barrage de Malpasset.

Il s'agit d'une méthode simple, permettant de prendre en compte les trois aspects fondamentaux gouvernant la stabilité de ces appuis :

- d'abord les effets tridimensionnels ;
- ensuite les différentes discontinuités existantes qui gouvernent le comportement d'un massif rocheux ;
- et enfin le rôle fondamental des sous-pressions qui s'appliquent le long des différentes structures.

Cette méthode permet de réaliser des calculs paramétriques, en particulier pour la prise en compte des sous-pressions et de l'impact potentiel du drainage.

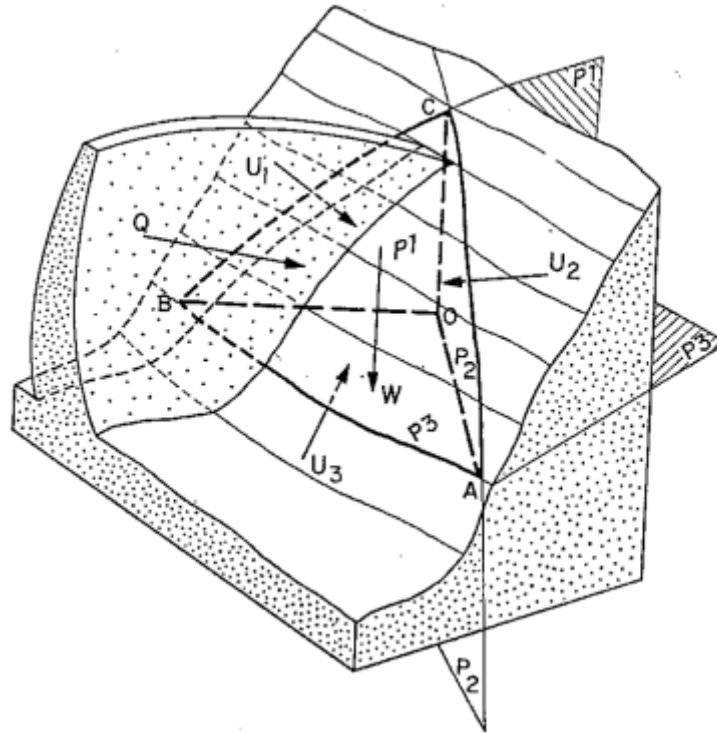


Figure 15 : Définition géométrique du coin rocheux et des efforts appliqués

La méthode repose sur un bilan des forces s'exerçant sur un dièdre rocheux indéformable. Les forces prises en compte concernent : le poids propre du coin considéré, la poussée de la voûte déterminée à partir du modèle aux éléments finis ou différences finies, les sous-pressions s'exerçant sur chaque face.

Les comportements possibles sont: (i) pas de rupture, (ii) glissement le long de deux plans avec décollement du troisième plan, (iii) glissement le long d'un plan avec décollement des deux autres plans, (iv) décollement des trois plans.

La résultante calculée doit être répartie le long des différents plans. Le problème comportant plus d'inconnues que d'équations, il est alors nécessaire d'introduire des hypothèses supplémentaires : la



résultante est dans un premier temps équilibrée par les efforts normaux sur tous les plans (cas (i)), les efforts tangentiels étant supposés nuls. Si une résultante est en traction, il y a décollement et le cas (ii) est ensuite testé. La traction correspondante est alors reprise par cisaillement le long des deux autres plans (cas ii), et ainsi de suite. Il est alors possible de calculer les conditions de non-glissement du bloc considéré.

Les limites de cette méthode sont les suivantes :

- la méthode se place en situation en début de rupture et considère les caractéristiques résiduelles (pas de cohésion et pas de résistance à la traction) ;
- la poussée constante de la voûte, ne dépendant pas des déplacements.

#### Modélisation par éléments-joints ou éléments distincts des discontinuités

L'introduction des principales discontinuités dans la modélisation de la fondation est possible en utilisant des éléments-joints (détaillés plus précisément dans le paragraphe suivant) ou en ayant recours à la méthode des éléments distincts [7-9].

Cette méthode est en pratique rarement appliquée :

- la prise en compte de la déformabilité des larges blocs séparés par les discontinuités permet de calculer la répartition précise des efforts normaux et tangentiels sur chaque bloc ;
- elle nécessite l'utilisation de lois de comportement non linéaires, permettant de modéliser le mécanisme le long des discontinuités (glissement, décollement) et la modification de la répartition des efforts correspondants ;
- les forces de pressions d'eau peuvent éventuellement être déterminées à partir d'un calcul hydraulique modélisant l'écoulement en fondation. Cet élément clef du comportement en fondation est difficile à décrire compte tenu de la complexité des éléments à considérer (injection, drainage, réseau de fracturation...) et n'est véritablement utile que lorsque des données sont disponibles (mesures piézométriques) pour paramétrer le modèle.

L'une des difficultés majeures réside dans l'évaluation du niveau de contraintes initiales en fondation.

### 7.5.3 Modélisation et analyse de l'interface barrage / fondation

L'intérêt des approches linéaires et non-linéaires est décrit en § 6.2.2. Le présent paragraphe traite des méthodes utilisées pour conduire la modélisation.

#### 7.5.3.1 Approche linéaire

En première approche une modélisation élastique linéaire du contact est généralement suffisante. Dans ce cas, les post-traitements seront étudiés pour analyser correctement le non-glissement des appuis : les contraintes peuvent être intégrées au contact, afin de déterminer les forces d'appuis et vérifier la résistance au cisaillement par l'intermédiaire des résultantes au contact. Il est possible d'introduire les forces de pressions d'eau en post-traitement et non directement dans le modèle.

#### 7.5.3.2 Approche non-linéaire

Bien qu'il existe plusieurs méthodes permettant d'introduire des non-linéarités au contact barrage/fondation, la méthode des éléments-joints est la plus utilisée dans l'analyse des barrages-voûtes et fait l'objet d'une explication détaillée ici. Cette approche consiste à localiser la fissuration ou la zone desserrée par des éléments-joints situés au contact du barrage et de la fondation. Ils permettent de simuler un comportement non-linéaire au contact du barrage et de la fondation.

L'utilisation de ces éléments, décrits ci-après, permet d'évaluer les conséquences de l'initiation d'un des modes de défaillances de l'interface barrage/fondation :

- en cas de fortes tractions en pied d'ouvrage, cette modélisation permet d'une part d'évaluer l'extension de l'ouverture du contact béton/rocher et la propagation des pressions d'eau mais également les conséquences vis-à-vis du reste de l'ouvrage (augmentations locales des contraintes, modification de la répartition globale des efforts) ;
- en cas de cisaillement au niveau des appuis, le modèle permet de représenter l'adaptation des conditions de liaisons entre l'ouvrage et sa fondation et là encore d'évaluer les conséquences vis-à-vis du reste de l'ouvrage.

#### Lois de comportement mécanique

Les lois de comportement mécanique peuvent être différentes selon le comportement recherché. Parmi les lois utilisées, on peut citer entre autres :

- la loi de type Mohr-Coulomb avec limite de traction : les caractéristiques mécaniques, angle de frottement, cohésion, dilataance (bien que celle-ci soit généralement intégrée à l'angle de frottement), sont choisies en cohérence avec les éléments présentés dans le chapitre géomécanique (cf. § 2.2) ;
- une loi élastique dans la direction tangentielle mais pourvue d'une limite de traction dans la direction normale pour des utilisations spécifiques : les éléments joints permettent d'approcher le comportement d'interfaces de fortes rugosités à l'échelle de l'ouvrage telles qu'une ouverture normale de faible amplitude n'empêche pas le transfert d'efforts de cisaillement (ce qui n'est généralement pas pris en compte dans les modélisations avec un contact béton/rocher représenté comme un plan).

Les raideurs normale et tangentielle des joints seront choisies suffisamment élevées pour ne pas avoir d'influence sur les champs de contraintes et de déplacements, mais sans être inutilement fortes de manière à favoriser la convergence des calculs.

De telles modélisations gardent en mémoire les ouvertures et modélisent la fermeture du joint avant sa remise en compression, caractéristique indispensable pour la modélisation des chargements cycliques.

#### Méthode de calculs en $c-\varphi$ réduction

L'étude de la transmission des efforts de cisaillement sur une surface plane est classiquement réalisée en comparant directement l'effort de cisaillement appliqué, et l'effort résistant (calculé à partir de l'effort normal, de la cohésion et de l'angle de frottement). Les marges de sécurité sont déduites du ratio entre ces deux forces.

Lorsque la surface n'est plus plane, par exemple, constituée de deux plans successifs, cette analyse est plus complexe. Le glissement le long d'un plan peut, en effet, reporter les efforts sur le second plan. L'ensemble peut donc être stable, tout en étant en limite de glissement sur un des deux plans.

L'analyse de stabilité le long d'une surface de rupture quelconque est classiquement rencontrée sur les problèmes géotechniques. Les marges de sécurité sont alors quantifiées non plus en comparant les efforts appliqués et résistants, mais en diminuant progressivement les caractéristiques mécaniques de la surface de rupture, et en vérifiant qu'un équilibre est retrouvé. C'est ce qui est appelé « analyse  $c-\varphi$  réduction », méthode proposée à titre expérimental (cf. § 6.2.2) pour quantifier les marges de sécurité.

En pratique pour les barrages-voûtes, il n'est pas nécessaire d'atteindre la rupture complète. Il pourra être proposé une analyse avec des caractéristiques suffisamment dégradées par rapport à des

caractéristiques réalistes (les ordres de grandeurs sont indiqués en § 6.2.2), et de justifier que l'ouvrage reste à l'équilibre pour ces valeurs permettant alors de justifier des marges.

On notera que cette analyse repose sur une loi limitant les contraintes de cisaillement au droit du contact du barrage et de la fondation. Cependant, la manière dont est modélisé le barrage a également son importance ici. En effet, le relâchement des cisaillements pourraient se reporter sous forme de tractions dans le béton. Il convient donc de : soit s'assurer que ces contraintes sont acceptables ; soit d'utiliser une loi de comportement permettant de modéliser le cas échéant la fissuration du béton.

Cette analyse pouvant être fortement non-linéaire, il est de la responsabilité du vérificateur de maîtriser les critères de convergence des calculs.

### 7.5.3.3 Couplage hydromécanique

En pied d'ouvrage, le comportement en rupture est dicté par les contraintes effectives et il est préférable de prendre en compte les forces de pressions d'eau directement dans le modèle lorsqu'un comportement non-linéaire est modélisé. Pour un calcul linéaire, ces sous-pressions peuvent être appliquées en post-traitement.

L'ouverture du joint se traduit par une ouverture des fissures ou discontinuités (cf. ci-avant). Elle s'accompagne donc d'une augmentation de la perméabilité et d'une augmentation des pressions interstitielles. Ce mécanisme doit être reproduit dans la modélisation dès lors qu'il induit un changement significatif de l'état de contraintes dans la zone du contact.

La majorité des modèles actuels modélise ce mécanisme par l'augmentation des forces de pressions d'eau au contact barrage/fondation. Leur réalisme varie selon la prise en compte :

- d'une loi plus ou moins complexe d'évolution des pressions d'eau dans le contact barrage/fondation ;
- du couplage entre l'ouverture mécanique du contact barrage/fondation et de la propagation des pressions d'eau ;
- des pressions interstitielles en tant que variable du modèle.

Indépendamment de son niveau de réalisme, la méthode utilisée est jugée satisfaisante si elle permet de reproduire :

- les valeurs de pressions interstitielles éventuellement mesurées ;
- les déplacements mesurés.

## 7.6 Phénomènes à l'origine de comportements irréversibles

Les barrages-voûtes sont soumis à des processus irréversibles qui caractérisent le comportement du béton ou de la fondation. Parmi ces processus, on peut citer les plus couramment visibles sur les ouvrages en exploitation : le retrait, le fluage et les pathologies de gonflement des bétons (cf. § 3.4.2).

Lorsque les déformations induites par ces phénomènes sont du même ordre de grandeur que la déformation élastique dans la plage des contraintes rencontrées, elles doivent être prises en compte dans la mesure où elles peuvent modifier significativement l'état de contrainte du barrage (cf. § 7.5.1) mais aussi l'équilibre en fondation (cf. § 7.5.2) ou encore à l'interface béton/rocher (cf. § 7.5.3).

Ces phénomènes peuvent être introduits en première approche dans les modélisations à l'aide de modèles linéaires simples ou de modélisation non-linéaires complexes nécessitant un haut niveau d'expertise. Il convient donc d'utiliser une démarche progressive en identifiant les limites et approximations de chaque approche.

### 7.6.1 Retrait

Ce phénomène peut être pris en compte dans les modélisations par une analogie thermique en introduisant une déformation uniforme sur les éléments volumique du barrage. La déformation volumique à appliquer peut être estimée à partir des déplacements irréversibles attribuables à ce phénomène.

### 7.6.2 Fluage

Sous chargement constant, le fluage étant proportionnel au niveau des contraintes appliquées, sa prise en compte est réalisable en première approche par un modèle linéaire en faisant varier le module de déformation du béton et/ou de la fondation.

Il existe également des lois de comportement de fluage plus spécifiques.

### 7.6.3 Gonflement des bétons

La modélisation des effets de gonflement des bétons (RAG, RSI) est particulièrement délicate à réaliser. Il appartient au modélisateur de choisir la méthode qu'il juge appropriée en fonction du cas rencontré. Seule une description succincte des différentes méthodes est proposée ici et il conviendra de se référer à la littérature spécialisée pour aller plus loin. On citera en particulier le Benchmark CIGB de Valence [7-10] et le colloque de Chambéry [7-11].

Dans un premier temps, la prise en compte du gonflement peut être abordée de façon très simplifiée par une analogie thermique en imposant une déformation sur les éléments volumiques concernés. Cette approche extrêmement simplifiée (gonflement isotrope ou non, indépendant du niveau de contrainte, ne créant pas d'endommagement) d'un phénomène complexe (anisotrope, fortement influencé par l'état de contrainte, le fluage, les conditions hydriques, l'endommagement graduel du matériau, etc.) nécessite de disposer dans la mesure du possible de l'historique des déplacements irréversibles de l'ouvrage depuis sa mise en eau pour ajuster le modèle.

Il convient de noter qu'une telle approche génère généralement des contraintes peu réalistes dans l'ouvrage : la prise en compte d'un fluage et/ou d'un endommagement permet de rapprocher les résultats de cette approche de ceux obtenus par des modèles plus complexes ou de mesures in-situ.

Dans un second temps, des modélisations plus complexes (tenant des phénomènes physico-chimiques à l'échelle du matériau), peuvent être mise en œuvre pour représenter le phénomène de gonflement.

La prise en compte du gonflement des bétons modifie de façon significative l'état de contrainte dans la voûte avec des conséquences non seulement sur la structure proprement dite mais également sur l'équilibre à l'interface béton-rocher ainsi qu'en fondation.

### 7.6.4 Effets des chargements cycliques

Dans le cas d'une modélisation non-linéaire, en particulier avec une modélisation élastoplastique, les résultats dépendent de l'histoire du chargement. Les résultats peuvent donc significativement différer en fonction de la prise en compte éventuelle des déplacements irréversibles initiaux liés à l'adaptation de l'ouvrage lors des premières années suivant la mise en eau, les cycles de marnage de la retenue et la variation de température saisonnière.

La mise en œuvre d'un calcul cyclique peut permettre de simuler ces déplacements irréversibles initiaux, de manière alternative ou combinée au fluage et au retrait.

Dans la pratique, dès lors qu'un déplacement tangentiel relatif se produit dans le modèle, une accumulation des déplacements irréversibles est susceptible de se produire avec les cycles.

L'importance de cette accumulation dépend de la géométrie du barrage, des non-linéarités modélisées et des chargements appliqués. Il appartient alors au modélisateur de juger si cette accumulation doit être prise en compte ou non dans les calculs [7-12].

Les graphes ci-dessous montrent un exemple d'histoire des déplacements cycliques calculés en crête et en pied de la console de clé d'un barrage-voûte.

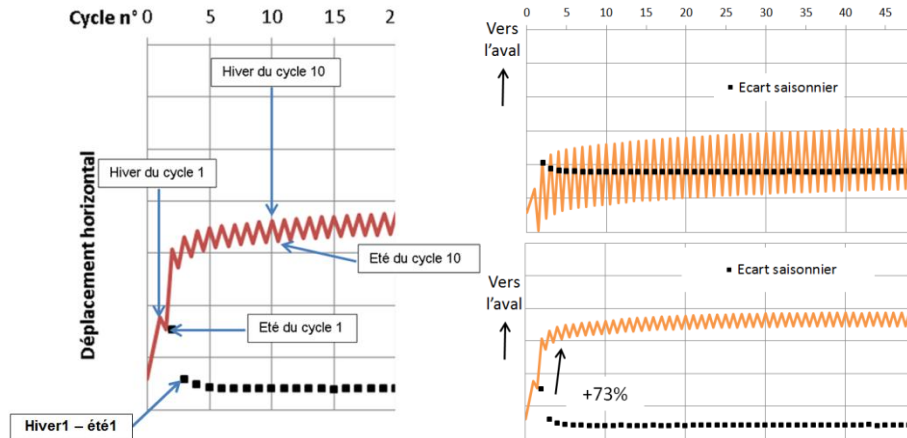


Figure 16 : Exemple d'évolution des déplacements calculés en crête (haut) et en pied (bas) avec les cycles saisonniers

Le principal avantage de cette méthode est sa capacité à simuler progressivement des déplacements irréversibles qui se produisent lors des premières années du barrage. Ceux-ci ne se déclenchent donc pas en une seule fois lors de la vérification d'une seule situation de projet. Autrement dit, la méthode peut mettre en évidence une non-stabilisation des déplacements. En revanche, une attention particulière doit être portée sur la possibilité de cumuls des erreurs numériques du fait des cycles.

Elle peut également permettre de justifier la stabilité des culées en situation normale puisque celles-ci ne sont plus sollicitées par la voûte après son adaptation initiale. De même, elle peut expliquer l'apparition progressive d'une fissuration.

Dans la pratique, cette approche nécessite un calage avec les valeurs mesurées par le dispositif d'auscultation. Ce calage doit être au moins effectué sur une période partielle et idéalement sur la totalité des cycles déjà connus par le barrage.

Dans ce sens, elle nécessite donc un temps de calcul plus élevé comparé à une approche avec des chargements monotones indépendants.

## 7.7 Modélisation du comportement sismique

Différentes méthodes de complexité croissante sont proposées pour évaluer le comportement des voûtes au séisme. Le paragraphe complète le rapport du MEDDTL [7-13].

Comme pour la vérification du comportement sous chargements statiques, on privilégiera une approche en deux étapes :

- approche élastique linéaire, où le barrage est considéré monolithique, et les matériaux béton et rocher élastiques, plus simple à mettre en œuvre. L'expérience montre qu'une telle modélisation permet de représenter de façon satisfaisante le comportement de nombreux ouvrages ;
- approche non-linéaire, si la problématique de l'ouvrage le nécessite et/ou si les résultats de la première approche indiquent des dépassements notables de certains critères.

### 7.7.1 Modélisation du chargement sismique

Les différentes méthodes pour modéliser le chargement sismique sont les suivantes :

- la méthode pseudo-statique ;
- la méthode modale-spectrale ;
- la méthode temporelle.

La première et la troisième méthode permettent de simuler un comportement non-linéaire dans le cadre de la modélisation globale de la voûte et de sa fondation.

#### 7.7.1.1 Méthode pseudo-statique

La méthode pseudo-statique est bien décrite dans les autres recommandations et guides de calculs de la profession. Le lecteur pourra s'y référer pour comprendre l'approche utilisée. Le chargement sismique est ici considéré sous la forme d'une valeur d'accélération horizontale amont-aval. Son intérêt réside dans la possibilité d'effectuer une première estimation du comportement du barrage sous sollicitation sismique, en particulier vis-à-vis de l'estimation des efforts au contact béton/rocher. Couplée à une modélisation non-linéaire par éléments-joints, cette méthode peut par exemple évaluer rapidement l'extension d'une fissure de pied pendant le séisme tandis qu'une analyse non-linéaire temporelle est plus complexe à mettre en œuvre.

Il convient cependant de garder à l'esprit les limites de cette méthode lors de l'analyse des résultats et en particulier l'absence de prise en compte d'amplification dynamique, particulièrement influente dès lors qu'on s'éloigne de la proximité du contact béton/rocher.

L'interaction fluide/structure prend ici la forme la plus simplifiée : une surpression calculée selon la méthode de Westergaard.

#### 7.7.1.2 Méthode modale-spectrale

Le principe de cette méthode est également bien décrit dans les ouvrages de référence de dynamique des structures.

Le chargement sismique est ici pris en compte sous la forme des spectres d'accélération (les trois directions sont prises en compte).

De manière simplifiée, elle consiste à déterminer les modes propres significatifs du système (~ 90% des masses modales dans les directions horizontales). Les accélérations spectrales correspondantes sont ensuite calculées. Une combinaison modale est alors effectuée. La méthode de combinaison (SRSS ou CQC) dépendra de la proximité des fréquences des modes propres du système. Ensuite, une combinaison directionnelle est réalisée suivant la méthode de Newmark. En effet, compte tenu de la résolution du problème aux valeurs propres, les résultats de cette analyse ne sont pas orientés.

La combinaison de Newmark suppose que seule l'une des composantes directionnelles est prépondérante lorsque les trois directions de chargement sismique sont prises en compte. La réponse enveloppe Z du système (accélérations, déplacements ou contraintes) est donc déterminée par la réponse maximale du système pour l'ensemble des combinaisons suivantes :

- $\pm Z_x \pm 0,4Z_y \pm 0,4Z_z$  ;
- $\pm 0,4Z_x \pm Z_y \pm 0,4Z_z$  ;
- $\pm 0,4Z_x \pm 0,4Z_y \pm Z_z$  .

Cette méthode est peu utilisée dans le domaine des barrages-voûtes. En effet, elle permet d'obtenir une enveloppe du comportement du barrage en termes de déplacements, d'accélération et de

contraintes lors du séisme. Par contre, elle ne permet pas d'identifier la cinématique. Par ailleurs, compte tenu de la définition du problème (détermination des modes propres), cette méthode ne permet pas d'effectuer une analyse non-linéaire.

Cette méthode permet d'estimer de manière préliminaire les contraintes maximales attendues dans le barrage pendant la sollicitation sismique. Cependant, elle ne connaît pas l'histoire du chargement et ne peut donc pas tenir compte du phénomène de piégeage des ondes dans le barrage. En effet, compte tenu du contraste de raideur entre le béton et le rocher, une partie des ondes sortantes est réfléchiée vers l'intérieur du barrage. Ces ondes se cumulent avec les ondes entrantes et augmentent la réponse du barrage. Seul un calcul temporel permet de reproduire ce comportement.

Lors de l'utilisation de la méthode modale spectrale, l'amortissement est directement pris en compte dans le spectre des accélérations. Par ailleurs, l'interaction fluide/structure peut être prise en compte à l'aide des masses ajoutées généralisées de Westergaard.

### 7.7.1.3 Méthode temporelle

La méthode temporelle tient compte de l'histoire du chargement sismique. Les données d'entrée sont donc ici des accélérogrammes (2 composantes horizontales indépendantes et une composante verticale).

Il existe deux méthodes de résolution du problème :

- la recombinaison modale ;
- l'intégration directe.

La méthode temporelle par recombinaison modale utilise la propriété que les modes propres constituent une base orthogonale des déplacements. On fait l'hypothèse que le comportement de la structure est décrite par un nombre restreint de modes (~90% des masses modales dans les directions horizontales), ce qui permet de réduire drastiquement le nombre de degrés de liberté du problème. Les modes étant orthogonaux entre eux, les matrices de masse et de rigidité sont diagonales. Compte tenu de l'utilisation de la base modale, cette méthode ne permet pas de résoudre des problèmes non-linéaires.

La méthode par intégration directe résout de manière directe l'équation du principe fondamental de la dynamique. Le schéma d'intégration peut être implicite (méthode de Newmark avec inversion de la matrice de raideur) ou explicite (résolution de l'équation de propagation des ondes). L'attention du vérificateur est attirée sur le fait que certains schémas d'intégration introduisent de l'amortissement numérique.

La méthode implicite est inconditionnellement stable mais sa précision dépend du pas de temps de calcul choisi par le modélisateur. La réponse du modèle aux hautes fréquences peut donc être capturée uniquement si le pas de temps choisi permet de décrire de manière suffisamment fine cette fréquence. La méthode de Newmark est peut-être le schéma d'intégration le plus connu.

La méthode explicite est stable uniquement si le pas de temps de calcul est inférieur au temps nécessaire à la propagation des ondes à l'échelle de l'élément. Dans le cas de matériaux rigides (béton, rocher), ce pas de temps est généralement faible, de l'ordre de quelques dizaines de microsecondes.

La méthode par intégration directe permet d'étudier des systèmes non-linéaires : modélisation des joints de clavage, de l'interface béton / rocher ou éventuellement endommagement des matériaux. Dans ce cas, des calculs itératifs sont nécessaires (Newton-Raphson par exemple) si une méthode implicite est utilisée.

Avec la méthode par intégration directe, l'amortissement utilisé est l'amortissement de Rayleigh. Cette formulation ne permet d'obtenir la valeur spécifiée d'amortissement que sur une plage de fréquences délimitée. Au-delà de cette plage de fréquences, l'amortissement du système tend vers l'infini. Le choix des paramètres de l'amortissement doit donc être effectué de manière à assurer un amortissement voulu des fréquences d'intérêt.

### 7.7.2 Modélisation de l'interaction fluide-structure

D'une manière générale, il est admis que les oscillations du barrage sont suffisamment rapides pour éviter la propagation des pressions d'eau dans les fissures pendant l'évènement sismique [7-14].

L'interaction fluide-structure traitée dans ce paragraphe relève donc uniquement de l'interaction entre le barrage et l'eau de la retenue qui s'applique sur son parement amont.

L'interaction entre le réservoir et le barrage peut avoir un effet significatif sur la réponse dynamique de la structure et doit être pris en compte pour l'analyse du comportement d'un barrage-voûte sous sollicitations sismiques [7-15].

On distingue deux familles de méthodes tenant compte ou non de la compressibilité de l'eau.

#### 7.7.2.1 Méthodes en fluide incompressible : méthode des masses ajoutées

Ces méthodes font l'hypothèse que la pression hydrodynamique appliquée en tout point du parement amont est proportionnelle à l'accélération normale que subit le barrage en ce point. Sous cette hypothèse, l'interaction fluide/structure peut être vue comme une masse d'eau dite « ajoutée » subissant cette accélération. Différentes formulations permettent de déterminer cette masse ajoutée :

- la formule développée par Westergaard (1931) est la plus simple et sans doute la plus utilisée bien qu'elle ne soit réellement valable que dans le cas d'un barrage-poids indéformable, à parement amont vertical en vallée large ;
- une extension de la formulation de Westergaard aux parements inclinés a été proposée par Zangar en 1952. Elle est cependant peu utilisée en pratique dans le cas des barrages-voûtes compte tenu de la variation des fruits dans le cas des voûtes à double courbure ;
- il est également possible de réaliser de façon indépendante un calcul aux éléments finis du réservoir avec des éléments fluide incompressible afin de déterminer les masses ajoutées qui seront ensuite introduites dans le calcul mécanique (et qui tiendront alors compte de la topographie du réservoir et de la géométrie du parement amont).

Dans la mesure du possible, ces masses ajoutées sont uniquement appliquées dans la direction normale au parement au point considéré. En effet, l'eau ne transmet pas d'efforts de cisaillement.

#### 7.7.2.2 Méthodes en fluide compressible

Pour les barrages-voûtes, les efforts hydrodynamiques peuvent représenter plusieurs fois les forces d'inertie. La prise en compte de la compressibilité de l'eau permet de représenter de façon plus réaliste l'interaction entre d'une part le barrage et la fondation et d'autre part le barrage et le réservoir en tenant compte de la propagation des ondes de pression dans la retenue. Il est alors important de bien définir les conditions aux limites de telles modélisations, en particulier :

- l'absorption totale des ondes à la limite amont du réservoir pour représenter convenablement la propagation à l'infini des ondes ;
- éventuellement une absorption partielle des ondes en fond de réservoir, due à la présence de sédiments. Si cet effet a pu être mesuré [7-16], le choix de la valeur à utiliser (entre 1 absorption totale et 0 pas d'absorption) reste délicat.



En pratique, deux méthodologies permettent actuellement de tenir compte de la compressibilité du fluide pour l'analyse au séisme des barrages-voûtes :

- en utilisant la méthode des éléments de frontières (« Boundary Element Method ») dans le domaine des fréquences. Le réservoir est uniquement représenté par ses frontières et un premier calcul permet de déterminer les impédances sur ces frontières. Ces impédances sont ensuite introduites dans le calcul mécanique de la structure ;
- en modélisant, avec des éléments fluides, le réservoir, ses conditions aux limites et son interaction avec les éléments de structure.

### 7.7.3 Modélisation de l'interaction sol-structure

Il est rappelé que dans le cadre de l'analyse du comportement d'un barrage-voûte, la modélisation d'une partie de la fondation est obligatoire pour tenir compte a minima de sa rigidité.

Dans les calculs sismiques, la réponse dynamique du système modélisé dépend également de cette rigidité. En particulier, lors de la prise en compte d'une interaction sol/structure plus aboutie, l'influence de la variation de raideur de la fondation a une influence significative.

En plus des méthodes décrites ci-dessous, il existe également la méthode de sous-structuration dynamique qui est une méthode historique utilisée aux Etats-Unis et dans une moindre mesure en France. Cette méthode est décrite en détail dans certains ouvrages de référence auquel le vérificateur pourra se référer [7-17] [7-18] et ne sera pas évoquée par la suite.

#### 7.7.3.1 Modélisation en fondation sans masse

Il s'agit de la méthode la plus simple à mettre en œuvre dans les calculs sismiques des barrages-voûtes.

Les frontières sont bloquées. La modélisation sans masse de la fondation permet de simplifier le problème dans la mesure où la vitesse des ondes est alors infinie, ce qui simplifie le chargement sismique (appliqué aux bords du modèle) et évite la problématique de réflexion des ondes aux frontières. Dans ce cas, la fondation apporte uniquement sa rigidité dans le calcul dynamique. Son inertie (et amortissement éventuel) n'est pas prise en compte. En particulier, le signal sismique s'applique sans décalage de phase au contact béton/rocher lorsque cette méthode est utilisée.

Cette méthode de modélisation est généralement très conservative. La dissipation de l'énergie n'intervient qu'à travers l'amortissement matériel retenu pour le béton.

Cette méthode permet cependant des calculs relativement rapides : en élastique linéaire, elle est facilement utilisable avec la résolution sur base modale. En résolution transitoire directe, la vitesse infinie des ondes en fondation ne requiert pas de taille limite des mailles ce qui permet de réduire la taille du maillage.

#### 7.7.3.2 Modélisation avec des frontières radiatives

Dès lors que la masse de la fondation est prise en compte, et donc que des ondes se propagent en fondation, il s'agit d'appliquer des conditions limites spécifiques, permettant d'absorber les ondes incidentes et de limiter leur réflexion.

Ce type de modélisation apporte une dissipation supplémentaire de l'énergie par « radiation » des ondes au-delà des frontières et éventuellement par l'amortissement matériel en fondation.

Cette méthode résout le problème dans le domaine temporel, elle permet également la prise en compte de non-linéarités, néanmoins les méthodes de résolution sur base modale ne peuvent plus être utilisées.

En revanche, le maillage de la fondation doit être généralement affiné par rapport à la méthode précédente. En effet, si la taille des éléments est importante, ceux-ci ne permettront pas de simuler correctement la propagation des ondes.

Enfin, l'utilisation de cette méthode peut nécessiter de déconvoluer le signal sismique pour être compatible avec le spectre au rocher affleurant demandé par les guides de calculs : il s'agit d'effectuer un premier calcul, sans l'ouvrage, puis de redéfinir le signal appliqué pour que les accélérations calculées sur le site du barrage correspondent aux accélérogrammes cibles.

Plusieurs formulations d'éléments absorbants ont été développées. Bien utilisées, ces différentes formulations doivent conduire à des résultats équivalents.

#### Ressorts visqueux

Les frontières extérieures de la fondation sont munies de conditions aux limites radiatives. Cette formulation inclut généralement :

- des ressorts visqueux modélisant un espace semi-infini autour du domaine de fondation permettant d'absorber les ondes émises par la structure ;
- l'introduction du signal sismique comme des ondes de compression ou de cisaillement se propageant verticalement de bas en haut. Le signal est introduit non seulement sur la frontière inférieure du modèle mais également sur les frontières latérales en simulant la propagation des ondes sismiques en champ libre (colonne de free-field sur la [Figure 15](#)).

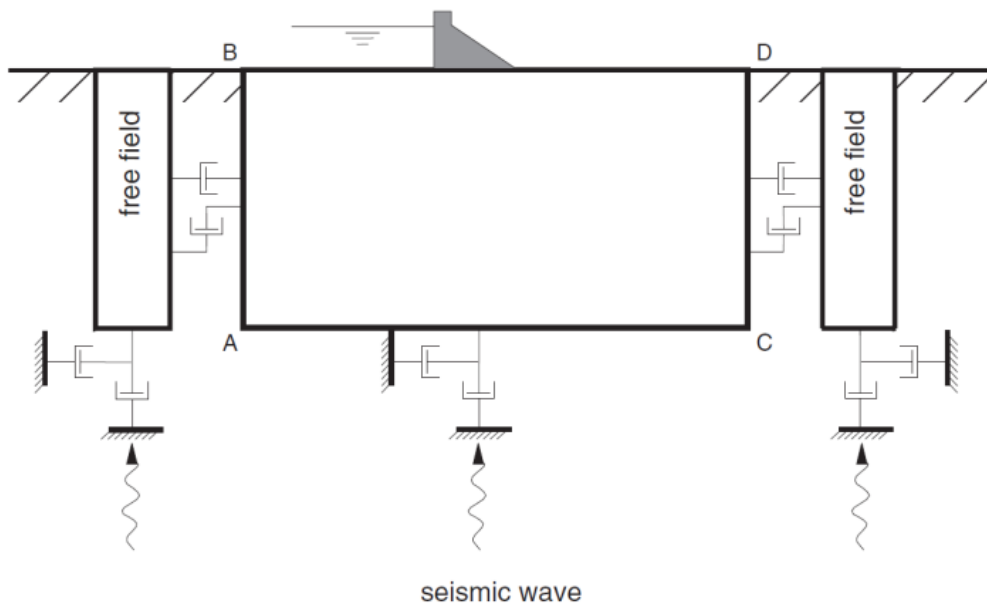


Figure 17 : Exemple de schéma de principe de frontières radiatives

#### Perfectly Matched Layer (PML)

Les PML sont des éléments volumiques qui absorbent les ondes lorsqu'elles ont pénétré dans le milieu absorbant [7-19] [7-20].

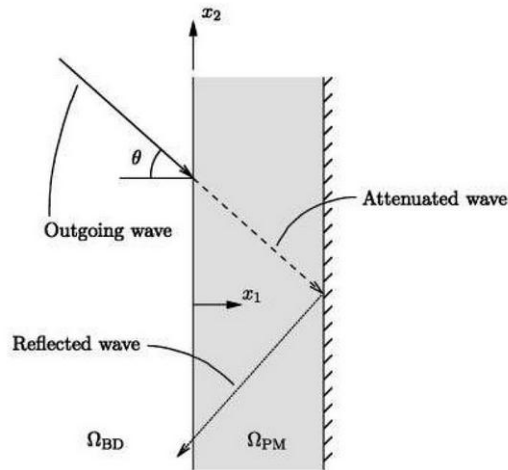


Figure 18 : Schéma de principe des PML

#### 7.7.4 Caractéristiques mécaniques dynamiques - amortissement

Les caractéristiques mécaniques dynamiques des matériaux sont définies dans le chapitre matériaux (cf. § 3).

Concernant l'amortissement, il convient de rappeler l'importance du choix de cette donnée sur les résultats et, paradoxalement, le peu de certitude concernant la valeur à retenir. Néanmoins, la multiplication des enregistrements de séisme sur ouvrage combinée à des calculs comparatifs devrait permettre, à l'avenir, d'affiner les valeurs d'amortissement à retenir.

L'amortissement introduit numériquement doit permettre de tenir compte des phénomènes d'amortissement réels suivants :

- amortissement matériel du béton et du rocher ;
- amortissement dû à la dissipation des ondes à l'infini dans la fondation ;
- amortissement dû à la dissipation des ondes dans la retenue ;
- amortissement dû aux non-linéarités (ouverture de fissures, frottement..).

La valeur choisie est donc fortement dépendante :

- de la méthode de calcul retenue : dans le cadre d'une analyse sur base modale considérant une fondation sans masse et des masses ajoutées de Westergaard, seul l'amortissement modal permet de représenter l'ensemble des phénomènes dissipatifs. Une valeur de 5 à 7%, voire 10% en cas de fortes sollicitations et non-linéarités peut être retenue. Pour l'utilisation de modèles plus évolués introduisant l'absorption des ondes en fondation et dans la retenue par exemple, le modélisateur choisira un amortissement plus réaliste pour le béton ;
- des résultats obtenus : si une analyse menée avec un faible amortissement met en évidence une forte fissuration, accentuant alors les phénomènes d'amortissement par non-linéarités, il peut être pertinent de reprendre le calcul avec un amortissement plus important.

#### 7.7.5 Non-basculement d'un plot dans la retenue – kinetic blocks

Cette méthode a été développée pour répondre de manière simple à la stabilité des consoles vis-à-vis d'un basculement vers l'amont, notamment dans le cadre d'une retenue abaissée.

La plupart des analyses dynamiques sont réalisées en supposant un comportement élastique linéaire. Cette hypothèse est globalement justifiée pour les oscillations vers l'aval, mais discutable pour les oscillations amont qui font apparaître des tractions horizontales et verticales.

Les tractions horizontales sont annulées par l'ouverture des joints. Par conséquent les consoles se désolidarisent plus ou moins partiellement, et les forces d'inertie ne sont reprises qu'à travers les moments. Les contraintes verticales se retrouvent renforcées et sont par conséquent sous-estimées par un modèle numérique élastique linéaire.

La méthode Kinetic blocks est un post-traitement dont l'objectif est de vérifier si l'énergie cinétique acquise par un bloc de béton est suffisante pour entraîner le basculement vers l'amont de ce bloc. Il est supposé de manière conservatrice que la résistance à la traction du béton est dépassée et qu'une fissure traversante amont aval se développe. Une analyse géométrique sommaire permet, en effet, de comprendre que ce basculement augmente l'élévation du centre de gravité du bloc étudié, et par conséquent son énergie potentielle de pesanteur. La déperdition d'énergie liée à l'ouverture de la fissure et à la déformation élastoplastique du point de contact résiduel est négligée. La vérification d'un non-basculement d'une partie d'un plot n'est a priori pas nécessaire en cas de présence de boîtes de cisaillement.

En pratique, le bloc est considéré comme rigide et a une vitesse initiale qui correspond à la vitesse maximale de son centre de gravité. Lors du basculement, le centre de gravité G suit une trajectoire circulaire, le bloc pivotant sur une étroite zone plastifiée. Le mouvement de ce point de contact est négligé durant le basculement du bloc. L'ouverture  $\varepsilon$  de la fissure est déterminée par un bilan énergétique, en convertissant l'énergie cinétique du bloc en énergie potentielle de pesanteur, nécessaire à la rotation du bloc.

Une approximation réaliste de la largeur de la zone plastique consiste à diviser le poids du bloc par la résistance à la compression du béton. La largeur  $p$  ainsi déterminée permet de localiser le pivot P, centre de rotation du bloc.

Les forces dissipatives étant négligées, l'énergie est constante lors du basculement du plot. L'énergie cinétique initiale est égale à la variation d'énergie potentielle de pesanteur, due à la montée  $\Delta z_g$  du centre de gravité du bloc :

$$\frac{1}{2} (m_{\text{bloc}} + m_{\text{westergaard}}) v_g^2 = m_{\text{bloc}} g \Delta z_g$$

Géométriquement, on obtient ensuite l'expression de l'ouverture aval  $\varepsilon$  :

$$\varepsilon = \frac{v_g^2 (m_{\text{bloc}} + m_{\text{westergaard}}) (e - p)}{2g m_{\text{bloc}} z_g} \tan \theta$$

On en déduit alors l'angle de basculement du bloc  $\Delta\theta$  :

$$\Delta\theta = \frac{\varepsilon}{e - p}$$

Il y a basculement si le centre de gravité passe au-dessus du point P.

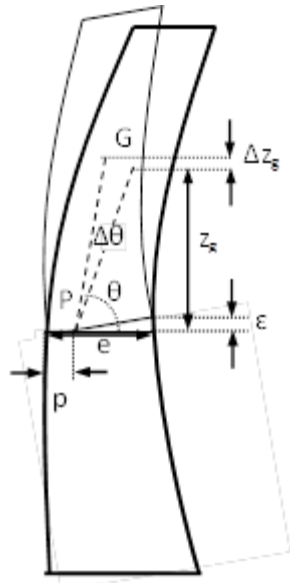


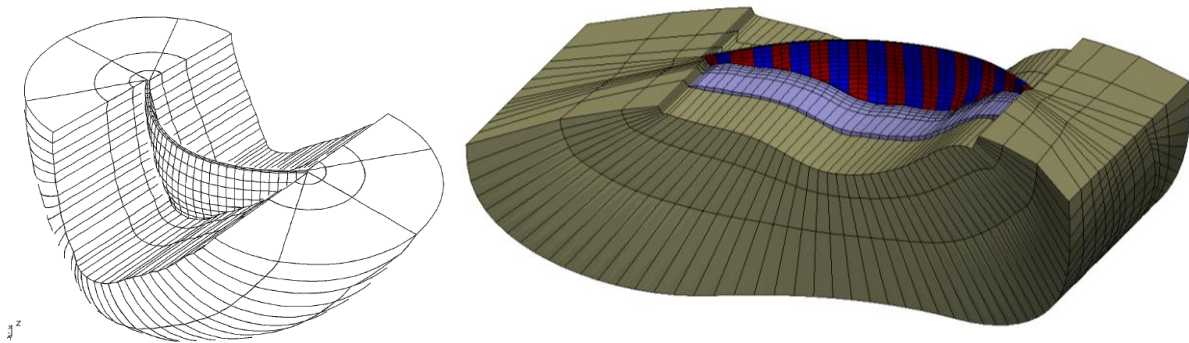
Figure 19 : Illustration des données géométriques

## 7.8 Quelques exemples de pré et post-traitement

Cette partie donne des exemples de maillages et de post-traitements qu'il est généralement nécessaire de faire figurer dans les rapports d'études de comportement de barrages-voûtes.

### 7.8.1 Maillage

Les figures suivantes visualisent quelques exemples de maillages utilisés pour l'analyse du comportement statique ou dynamique (cf. [Figures 20 & 21](#)). Pour cette dernière, les maillages proposés ici sont relativement affinés pour tenir compte de la propagation des ondes en fondation.



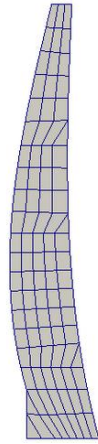


Figure 20 : Maillage pour analyse statique

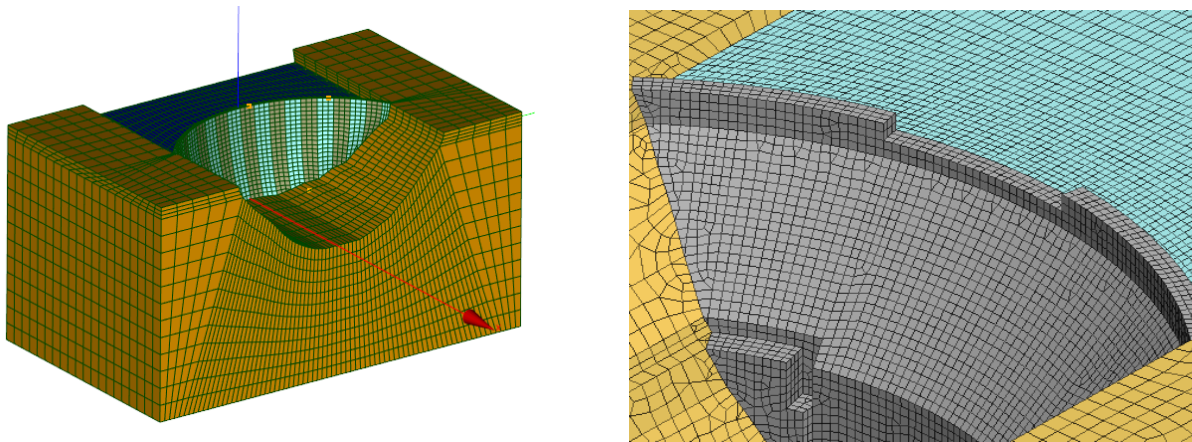


Figure 21 : Maillage pour analyse dynamique (avec résolution de la propagation des ondes dans la fondation) – éléments quadratique à gauche, éléments linéaires à droite

### 7.8.2 Post-traitements

Les éléments de post-traitement spécifiques suivants sont considérés comme des points essentiels dans l'analyse de comportement d'un barrage-voûte :

- la projection des contraintes principales par éléments sur les parements de la voûte (cf. [Figures 22 & 23](#)), ou sur des coupes horizontales (cf. [Figure 24](#)) et verticales (cf. [Figure 25](#)) dans le corps de l'ouvrage: ces visualisations (nécessairement simplifiées pour représenter sur un plan un comportement 3D) facilitent la compréhension des cheminements de contrainte dans la structure et en fondation et mettent en évidence les zones susceptibles de fissurer. Les deux contraintes principales sont représentées sous forme de trait dont l'orientation est cohérente avec la direction de la contrainte et dont la longueur varie en fonction de l'intensité. La couleur du trait peut également permettre de distinguer traction (en rouge sur les exemples) et compression (en bleu). Pour aider à la lecture des valeurs de contraintes, ces visualisations peuvent être complétées par des visualisations des isovaleurs de chaque contrainte principale ;

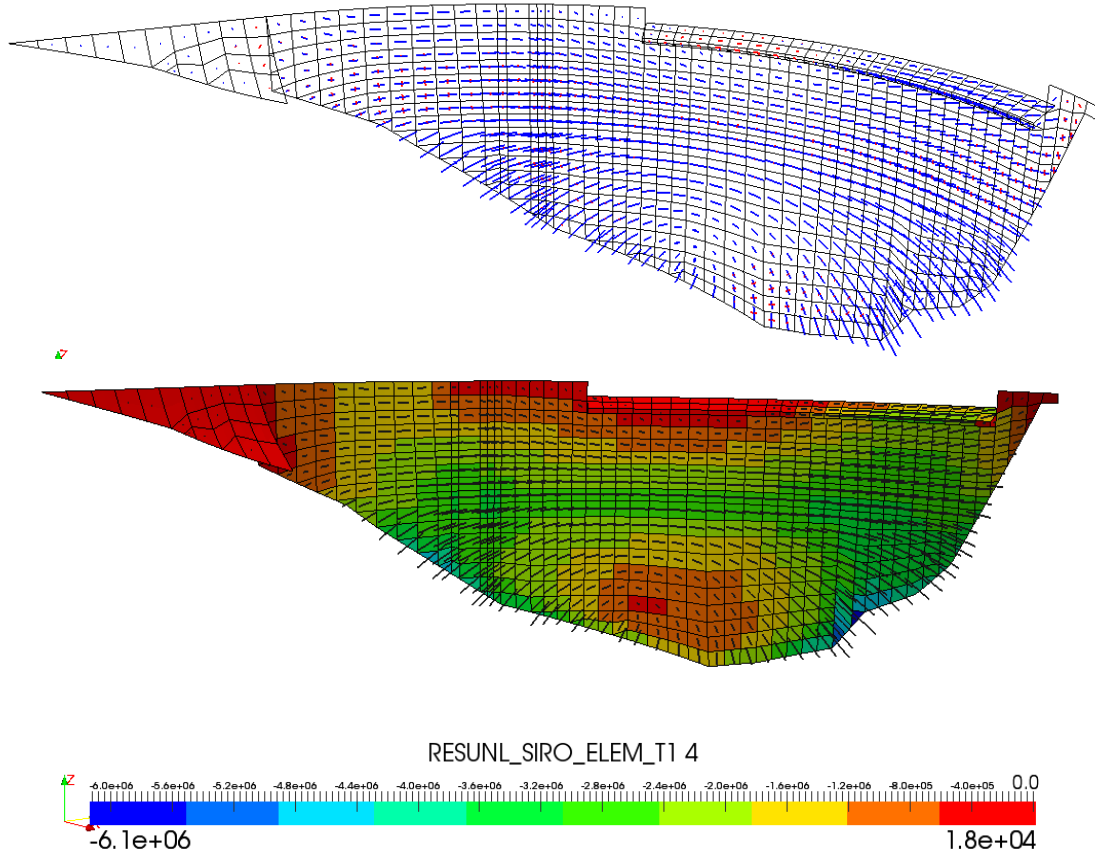


Figure 22 : Rosettes des contraintes sur parement aval (dessus) et direction et valeur de la première contrainte principale (dessous) (en Pa)

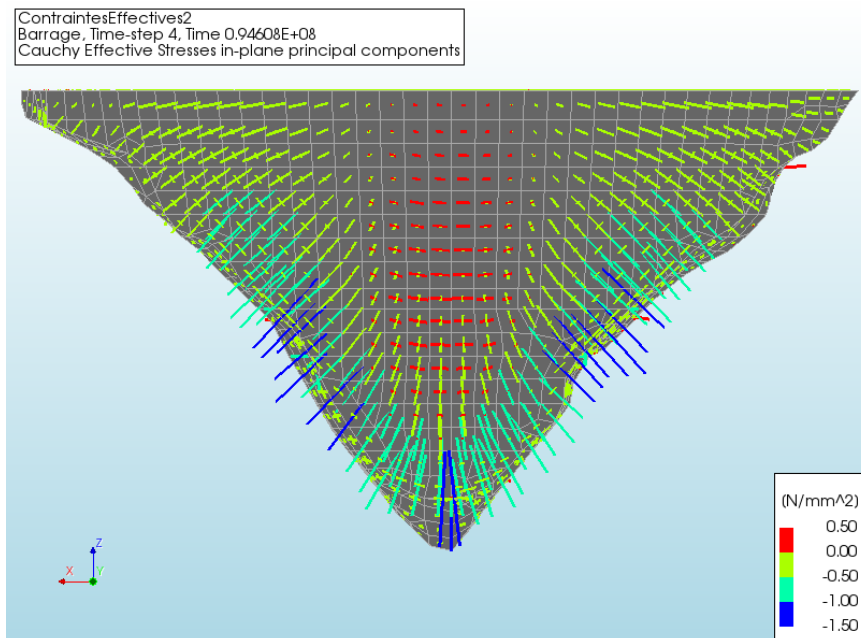


Figure 23 : Autre visualisation des rosettes des contraintes principales sur les parements. La direction est donnée par le vecteur, l'intensité par l'échelle de couleur.

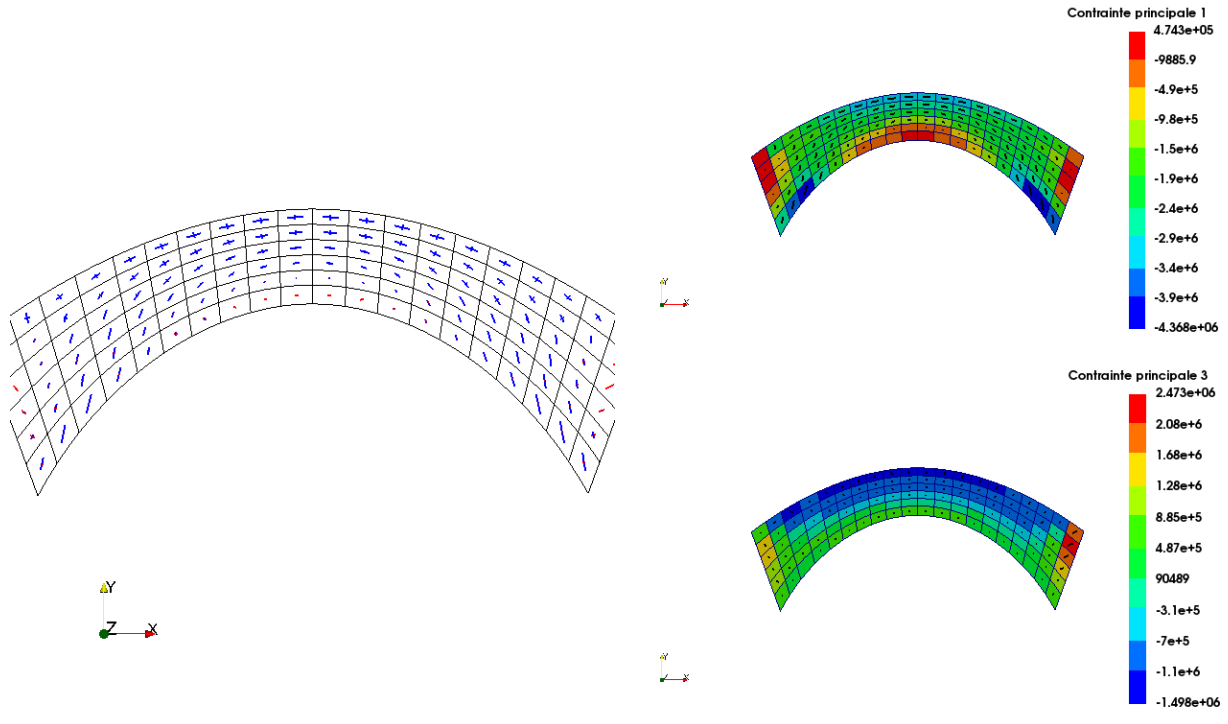


Figure 24 : Projections des contraintes principales sur une coupe en plan (en Pa)

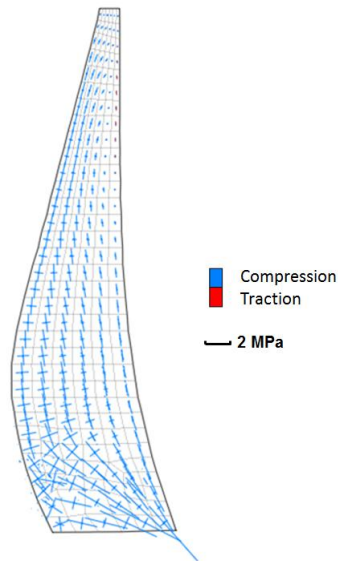


Figure 25 : Rosettes des contraintes principales - Coupe verticale en console de clé

- Pour le calcul dynamique, le tracé des enveloppes de contrainte permet avantagement d'appréhender l'intensité de la sollicitation dynamique. L'exemple ci-dessous présente l'enveloppe des contraintes d'arcs, calculé au droit de la console de clé. Les contraintes calculées pour le cas statique (niveau de retenue RN) y sont également indiquées.



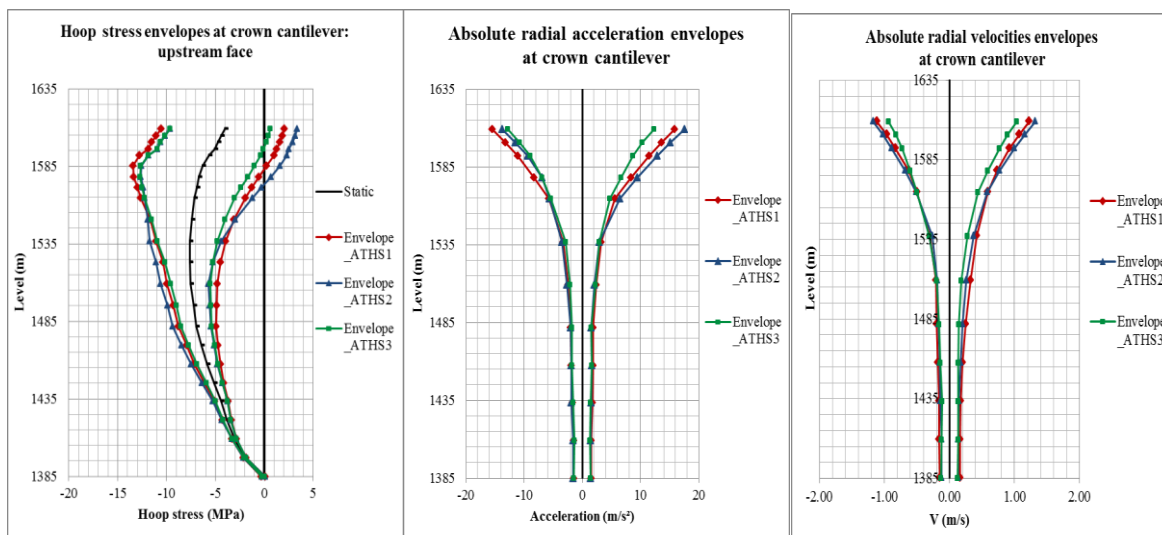


Figure 26 : enveloppes des contraintes d'arc (gauche), des accélérations (milieu) et des vitesses (droite) calculée au droit de la console de clef. Les résultats pour 3 séismes ainsi que le cas statique (RN) sont indiqués

- Le vérificateur doit s'intéresser aux déformées en plan et en coupe (cf. figures suivantes)

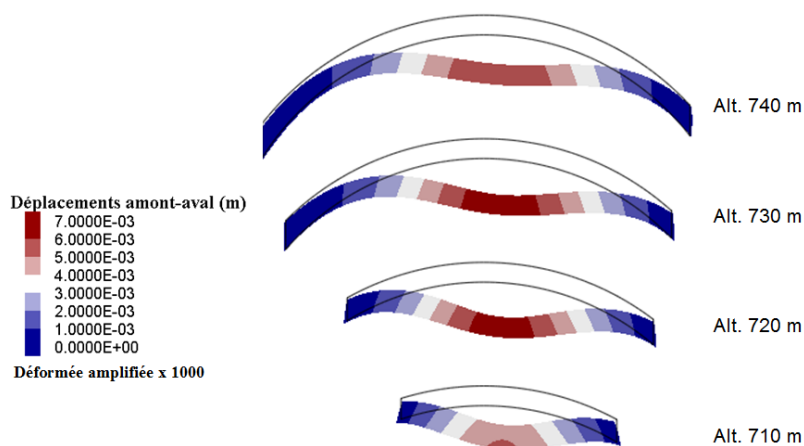


Figure 27 : Déplacements amont-aval – Coupes horizontales sur arcs successifs

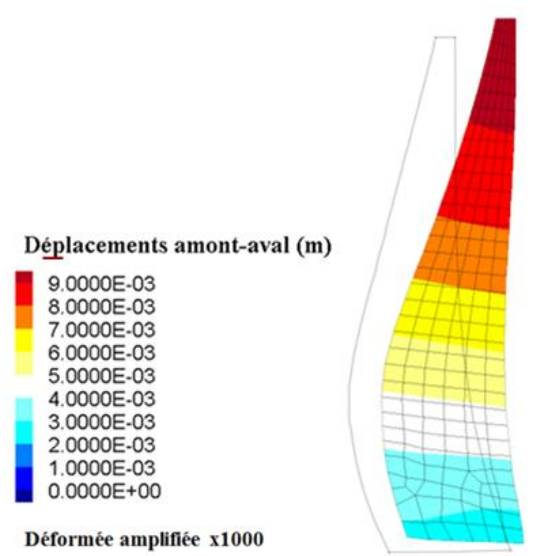


Figure 28 : Déplacements amont-aval – Coupe verticale sur console de clé

- la comparaison des contraintes normale et tangente par élément, au niveau du contact béton/rocher par exemple (Figure 29 à Figure 32) : elle permet de s'assurer du transfert des efforts de cisaillement entre la voûte et la fondation. La contrainte normale peut être représentée par un disque dont le rayon est proportionnel à la valeur de la contrainte. La contrainte tangentielle est représentée par un trait ou flèche dont l'origine est au centre du disque et dont la taille et la direction est également cohérente avec la contrainte calculée. Cette visualisation permet de distinguer les zones soumises à de forts cisaillements. Une telle représentation peut être réalisée aux nœuds, par éléments, voir sur l'ensemble d'un plot ;

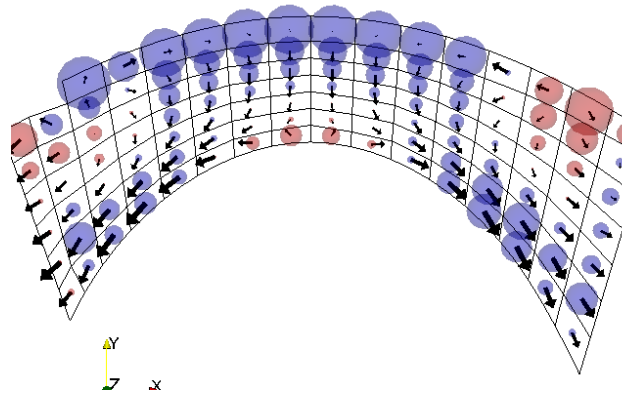


Figure 29 : Contraintes normales et tangentes sur une coupe en plan

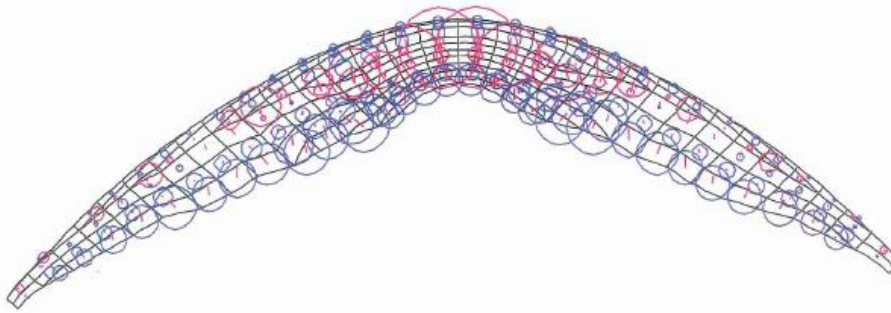


Figure 30 : Contraintes normales et tangentes au contact béton - rocher

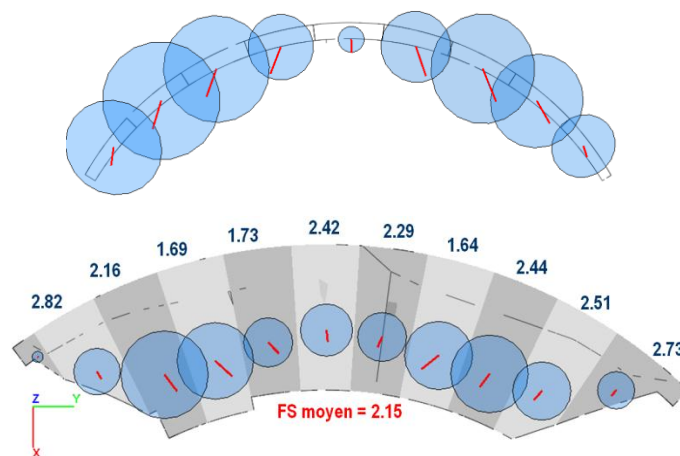


Figure 31 : Analyse des résultantes normales et tangentielles par plot au contact béton/rocher

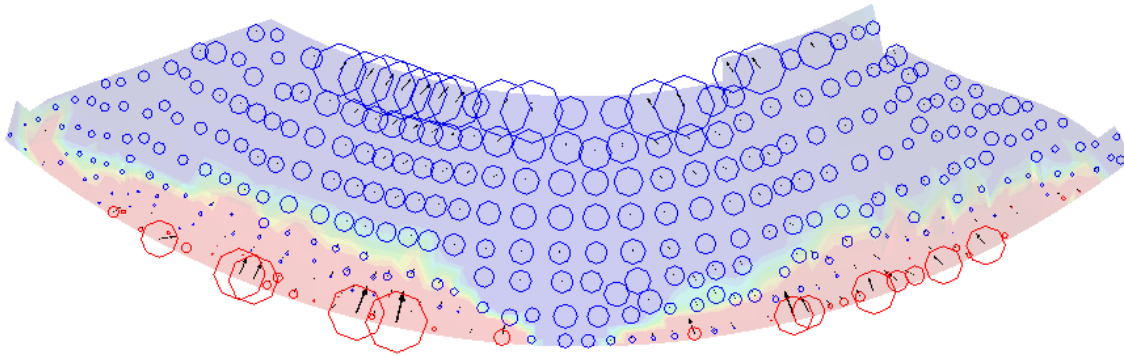


Figure 32 : visualisation des contraintes normales (cercles bleus pour la compression et rouges pour la traction) et contraintes tangentielles (flèche). Les isovaleurs correspondent au ratio entre la contrainte tangentielle et la contrainte normale.

- la visualisation des résultantes par plot au contact béton/rocher (Figure 33) permet d'apprécier les conditions du transfert des efforts de la voûte à la fondation ;

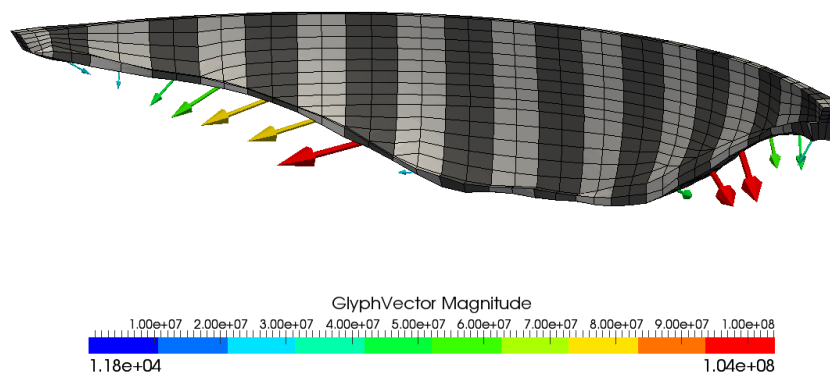


Figure 33 : Visualisation des résultantes par plots (en N)

- l'utilisation de modèles non-linéaires s'accompagne également de post-traitements spécifiques : on peut citer entre autres les visualisations des ouvertures normales (Figure 34), des glissements tangentiels au contact (Figures 35 & 36), de la répartition des pressions interstitielles (Figure 37) pour les éléments-joints ou celles des variables d'endommagement pour les lois du même nom ;

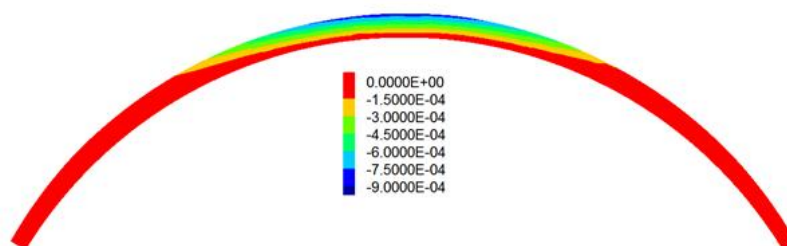


Figure 34 : Déplacement normal relatif au contact béton/rocher (ouverture du joint)

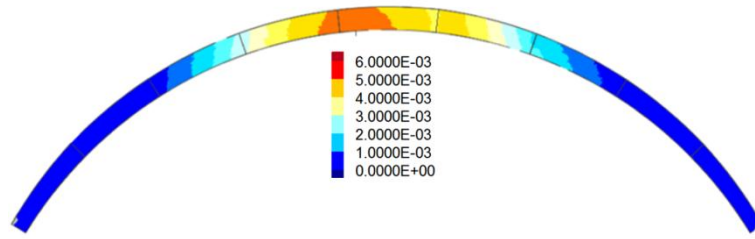


Figure 35 : Déplacement de cisaillement au contact béton/rocher (glissement tangentiel)

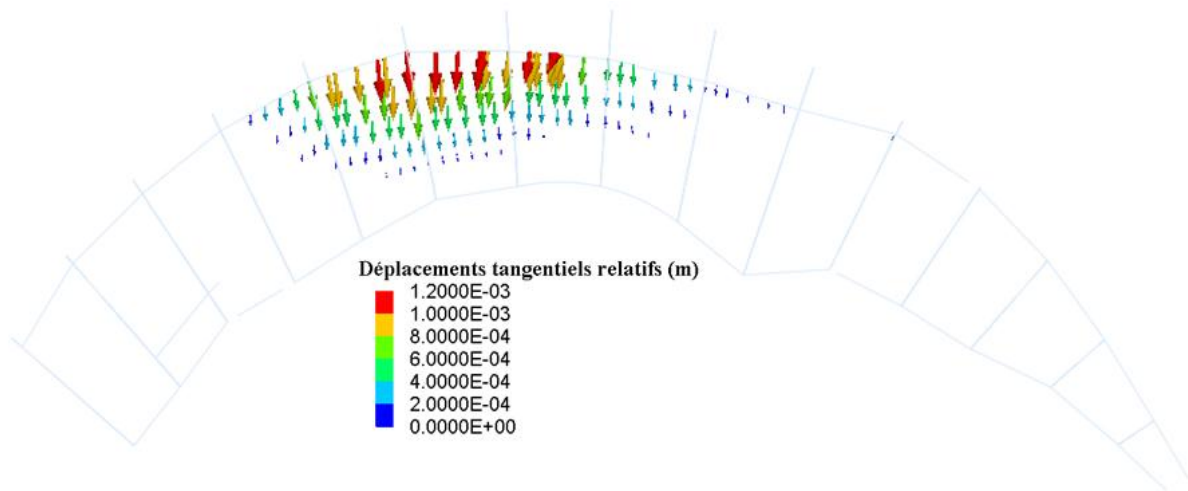


Figure 36 : Déplacements tangentiels relatifs au contact béton/rocher.

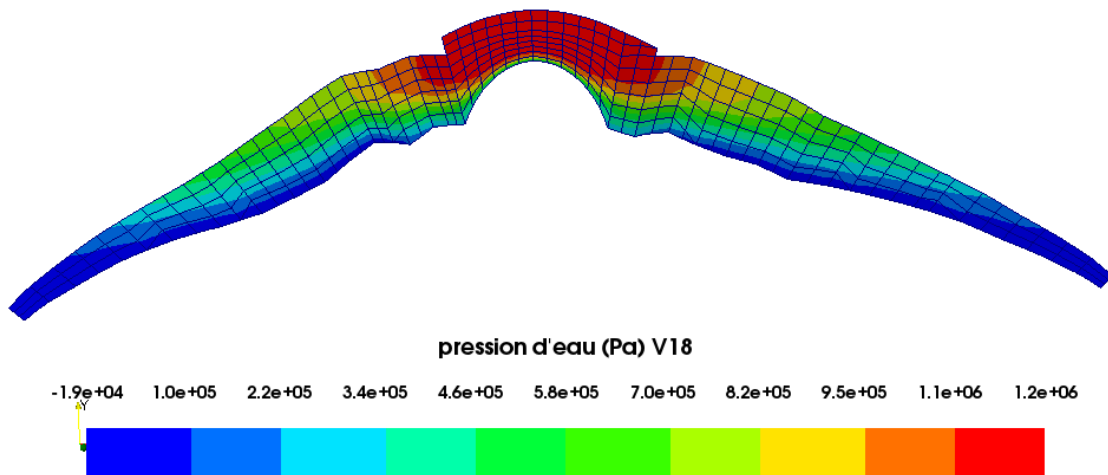


Figure 37 : Isovaleurs des pressions d'eau au contact béton / rocher

Recommandations pour la justification du comportement des barrages-voûtes

## 8 Références

### 8.1 Concept généraux

- [1-1] Comité autrichien des barrages, « Dams in Austria », Congrès CIGB de Vienne 1991
- [1-2] Bourdarot E., Hoonakker M., (2012) Le comportement des barrages voûtes en vallée large : expérience tirée des barrages de Laouzas et Vouglans. CIGB ICOLD Kyoto Q95-R11

### 8.2 Les Fondations

- [2-1] Bieniawski Z.T., 1974. Estimating the strength of rock materials. J. S. African Institute of Mining and Metallurgy, Vol. 74, No.8. pp. 312 -320
- [2-2] Bieniawski Z.T., 1989. Engineering rock mass classifications. New York: Wiley
- [2-3] Barton N.R., Lien R. and Lunde J., 1974, Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support. Rock Mech. 6 (4), 189-239.
- [2-4] Hoek E. & Brown E.T., 1997, Practical estimates of rock mass strength. Int. J; Rock Mech. Mn-Sci, vol 34, pp 1165-1186.
- [2-5] Hoek E, Kaiser P.K. & Bawden W.F., 1997, Support of underground excavations in hard rock, Balkema, Rotterdam
- [2-6] Hoek E., Carozzatores C.T. & Corkum B., 2002, Hoek&Brown Failure Criterion, 2002 Ed., Proceedings of the 5th North American Rock Mechanics symp., Toronto, Canada 2002: vol 1, pp.267-273
- [2-7] AFTES, 2003, Recommandations de l'AFTES Caractérisation des massifs rocheux utile à l'étude et à la réalisation des ouvrages souterrains - GT1R1F1, Tunnels et ouvrages souterrains n°177 mai/juin 2003, pp 138-186
- [2-8] Barton & Choubey, 1977 : résistance au cisaillement d'une discontinuité ( sans effet d'échelle)
- [2-9] Barton & Bandis, 1990 : résistance au cisaillement d'une discontinuité (avec effet d'échelle partiel sans prendre en compte la dilatance)
- [2-10] 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°133,4e trimestre 2010, pp37-50.
- Archives de EDF-TEGG sur les fondations de barrages

### 8.3 Matériau béton

- [3-1] ICOLD 2009. The physical properties of hardened conventional concrete in dams. Bulletin 145. International Commission on Large Dams, ICOLD. January 2009.
- [3-2] Collection Cahiers interactifs de l'Ifsttar - Auscultation des ouvrages d'art - CII1. Téléchargement: <http://www.ifsttar.fr/collections/CahiersInteractifs/CII1/telecharger.html>
- [3-3] Tardieu B. et Carrere. A. Ten years of experience in calculation of cracked concrete dams and other non-linear structures, Congrès International des Grands Barrages, Copenhagen, July 1989.
- [3-4] Bazant Z.P., 1988, Mathematical Modeling of Creep and Shrinkage of Concrete. Chapter 2, p.99 – 215., Material Models for Structural Analysis. In : Bazant Eds – UK : John Wiley & Sons, Ltd.

[3-5] Bourdarot E. & Robbe E., 2012. Prise en compte des résultats de l'auscultation dans la modélisation des barrages en béton. Colloque CFBR Auscultation des barrages et des digues. Chambéry, 2012.

[3-6] ACI, Mass Concrete for Dams and Other Massive Structures. ACI Committee 207, 1970. Journal Proceedings, vol. 67, n°4, pp. 273-309.

[3-7] DGPR, 2014. Risque sismique et sécurité des ouvrages hydrauliques. Rapport rédigé à la demande du MEDDE-DGPR. Octobre 2014.

#### 8.4 Auscultation

[4-1] Post G., Tardieu B., Bonazzi D., Carrère A., 1992, Arch dams, Modern computations, observation of dams in operation, design practice, HOHA1 university Nanjing, China, October 17-20, 1992

[4-2] Fabre JP., Bourdarot E. 2003 « Analyse du comportement mécanique à long terme des barrages-voûtes » 21eme congrès ICOLD Q82-R43 Montréal.

[4-3] Monfort L., Millet J.-C., Fabre JP., Bordes JL., Euvrard D., Ricard C., Royer P., 1991, Éléments de méthodologie pour la détection et l'analyse du vieillissement des barrages illustrés par des exemples», ICOLD Congrès International des Grands Barrages – Q65 R23 Vienne

[4-4] Mauris F., Fabre JP., Sausse J., 2013, Diagnosis of arch dams affected by uplift in foundation. Lessons learned from 42 monitored dams in France. 9<sup>th</sup> ICOLD European Club Symposium. Venice. Italy

[4-5] Sausse J., Fabre JP., 2011, Diagnosis of dams affected by swelling reactions: lessons from 150 monitored concrete dams in France- 6th conference on dam engineering - Lisbon.

[4-6] Bourdarot E., Robbe E., 2012 Prise en compte des résultats de l'auscultation dans la modélisation des barrages en béton (Barrage d'Ocana) Colloque CFBR: « Auscultation des barrages et des digues. Pratiques et perspectives », 2012, Chambéry

[4-7] Willm G., Beaujoint N., 1967, Les méthodes de surveillance des barrages au service de la production hydraulique d'Electricité de France, problèmes anciens et solutions nouvelles, IXth International Congress on Large Dams, Istanbul, ICOLD, vol. III, Q34 R30 pp. 529-550. In French

[4-8] Penot I., Daumas B., Fabre JP., 2005, Monitoring behavior: The methods used by EDF to monitor the behaviour of the company's dams: HST Thermal model, Water Power Magazine, December 2005

[4-9] Penot I., Daumas B., Fabre JP. 2009 Analyse et modélisation du comportement des ouvrages de Génie Civil par la prise en compte des températures de l'air : Méthode H.S.T. Thermique. 23eme Congrès CIGB Q91 R60 Brasilia, 2009

[4-10] Hoonakker M., Aigouy S., Fabre JP., Geffraye G., Pons E., 2012 Effets thermiques et maîtrise des sollicitations de voûtes en vallée large, surveillances particulières Colloque CFBR: « Auscultation des barrages et des digues. Pratiques et perspectives », 27-28 November, Chambéry

#### 8.5 Sollicitations

[5-1] Stucky A., Derron M.-H. (1957) : « Problèmes thermiques posés par la construction des barrages-réservoirs », Ecole Polytechnique de l'Université de Lausanne, Publication n° 88, Lausanne..

[5-2] FERC , 1999, Engineering Guidelines for the Evaluation of Hydropower Projects, Chapter 11 – Arch Dams, Octobre 1999.

[5-3] Comité Français de Mécanique des Sols et des Travaux de Fondation, 1995, Tirants d'ancrage, Recommandation T.A. 95, 1995.

[5-4] MEDDE/DGPR, 2014, « Risque sismique et sécurité des ouvrages hydrauliques », Rapport du Groupe de travail « Barrages et séismes », 2014.

[5-5] CFBR EVC, 2013, Recommandations pour le dimensionnement des évacuateurs de crues de barrages, juin 2013.

[5-6] CFBR, 2017, Dimensionnement des évacuateurs de crue de barrage par les dommages incrémentaux ou différentiels : Recommandations pour la mise en œuvre d'une méthode applicable aux barrages en France, Recommandations provisoires.

## 8.6 Critères

[6-1] Bourdarot E., 2016, Discussion sur les mécanismes de défaillances des barrages-voûtes – Retour d'expérience de l'accidentologie et de l'incidentologie, Colloque CFBR 2017.

[6-2] Londe P., Conférence prononcée par P. Londe à Casablanca le 29 mai 1968 (disponible dans Stabilité des massifs rocheux - application aux barrages, suppléments aux annales de l'institut technique du bâtiment et des travaux publics, nov. 1968).

[6-3] CFBR, 2012, Recommandations pour la justification de la stabilité des barrages-poids, Octobre 2012.

[6-4] Molin X., Noret C., Carrere A. et Tardieu B., 2018, "La sûreté des barrages-voûtes existants, Partie II – Culées », XVI CIGB, Q101, Vienne.

## 8.7 Modélisation

[7-1] CIGB 2013, Bulletin 155, "Du bon usage des modèles numériques dans l'ingénierie des barrages ».

[7-2] Kuhlemeyer R. L., and Lysmer J., 1973, "Finite Element Method Accuracy for Wave Propagation Problems," J. Soil Mech. & Foundations, Div. ASCE, 99(SM5), 421-427.

[7-3] Analyse poroplastique des barrages en béton et de leurs fondations. Rôle de la pression interstitielle », thèse de doctorat de l'ENPC. Décembre 1991.

[7-4] Fauchet B., Coussy O., Carrere A, Tardieu B., Poroplastic analysis of concrete dams and their foundations", Dam Engineering, vol II, issue 3, Septembre 1991, pages 165-192.

[7-5] Poroplasticity: modelling of pore pressure effects in concrete and rocks" Waterpower and Dam Construction, July 1992.

[7-6] Stucky A., Derron M.-H., 1957, « Problèmes thermiques posés par la construction des barrages-réservoirs », Ecole Polytechnique de l'Université de Lausanne, Publication n° 88, Lausanne.

[7-7] Vogt F., 1925, – « Uber Die Berechnung der fundament deformation », Avhandling n°2, Norske Videnskaps-Akademi, Math-Naturv. Klasse, Oslo.

[7-8] Londe P., 1965, « Une méthode d'analyse à trois dimensions de la stabilité d'une rive rocheuse », Annales des Ponts et Chaussées.

[7-9] J.V. Lemos, 2012, Modelling the failure modes of dams' foundations, 2012,- Nuovi metodi di indagine, monitoraggio e modellazione degli amassi rocciosi (Eds. G. Barla, M. Barla, A.M. Ferrero, T. Rotonda), Politecnico di Torino, Italy, 2012, pp. 259-272.

[7-10] Noret C. et al., 2011, "Theme A: Effect of concrete swelling on the equilibrium and displacements of an arch dam", 11<sup>th</sup> ICOLD Benchmark Workshop on numerical analysis of dams.

- [7-11] Sellier A. et al., 2017, "Swelling Concrete in Dams and Hydraulic Structures", ISTE Ltd, John Wiley & Sons, Inc.
- [7-12] Andrian. F. et al., 2018, "La sûreté des barrages-voûtes existants, Partie III – Chargements cycliques », XVI CIGB, Q101, Vienne.
- [7-13] MEDDE/DGPR, 2014, « Risque sismique et sécurité des ouvrages hydrauliques », Groupe de travail « Barrages et séismes ».
- [7-14] Léger P. et al., 2005, Variation des sous-pressions dans les fissures sismiques des barrages en béton, 7<sup>ème</sup> Colloque en calcul des structures, Giens, 2005.
- [7-15] Clouteau D., Aubry D. , Tardieu B, 1993, "Three-dimensional calculation of an arch dam under seismic loading including rock-fluid-structure interaction, incident seismic field and topography effects", International Workshop on Dam Safety Evaluation, Grindelwald (Suisse).
- [7-16] Ghanaat Y. et al., 1995, « Measurements of reservoir-bottom reflection coefficient at seven concrete dam sites », Technical Report QS95-01, Report to the US.S. Army Engineer Waterways Experiment Station and the Bureau of Reclamation, Quest Structures, Emeryville, CA.
- [7-17] Clouteau D., 2005, "Miss 6.4 : Manuel Scientifique », ECP.
- [7-18] Wang et al., 2008, "EACD-3D-2008: A computer program for three dimensional earthquake analysis of concrete dams considering spatially-varying ground motion", University of California, Berkeley.
- [7-19] Basu U., Chopra A.K, 2003, "Perfectly matched layers for time-harmonic elastodynamics of unbounded domains : theory and finite-element implementation", Comput. Methods. Appl. Mech. Engrg 192, 1337-1375 ([www.sciencedirect.com](http://www.sciencedirect.com)).
- [7-20] Basu U., Chopra A.K, 2004, "Perfectly matched layers for transient elastodynamics of unbounded domains", International Journal for numerical methods in engineering, 1039-1074.



## ANNEXES

---

## Annexe A : Evolution des méthodes de justification des barrages-voûtes

### A.1 Les précurseurs

La façon dont les premiers barrages arqués (Kebar, Iran ; Almansa et Elche, Espagne ; Pontalto , Italie) ont été conçus et dimensionnés est inconnue, mais on peut par analogie avec les autres types de structures imaginer qu'il y entrerait une grande part d'intuition, fondée sur l'expérience des précédents. L'incertitude concerne le barrage Zola, mis en eau en 1852 : N.J. Schnitter a montré que son dimensionnement était cohérent avec un calcul par ajustement en clé, mais J.L. Bordes n'a trouvé aucun document de calcul de l'époque.

### A.2 Les méthodes 2D

Quoi qu'il en soit dès le début du XX<sup>ème</sup> siècle ce sont les modélisations bidimensionnelles des arcs qui vont principalement être utilisées pour dimensionner les barrages-voûtes. On rejoint l'ingénierie des ponts, comme le rappelle A. Coyne dans son cours à l'école des Ponts et Chaussées : « *un barrage-voûte reporte la majeure partie de la poussée de l'eau sur les rives par des effets d'arc. C'est comme un pont à une arche qui aurait fait quartier vers l'amont* ».

La **formule du tube** dite « du P.R/e » ([Figure 38](#)) est la plus simple, sinon la mieux adaptée mais ses conditions limites aux appuis sont irréalistes : en négligeant les moments elle ne peut donner de valeurs de déplacements corrects ; mais elle a la grande qualité de fournir les contraintes d'arc moyennes.

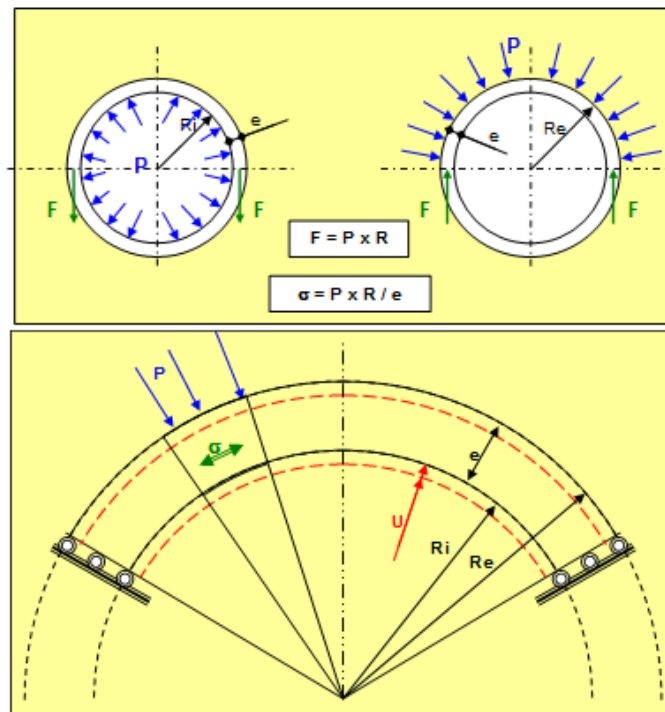


Figure 38: Formule du tube dite « du P.R/e »

Cette particularité lui a valu de servir de critère de prédimensionnement, encore aujourd'hui. La [figure 39](#) représente les valeurs du P.R/e pour les voûtes construites sur projets de Coyne et Bellier de 1935

à 1975 : hormis quelques cas particuliers expérimentaux (notamment le Gage en 1953), on voit la valeur moyenne passer progressivement de 3 à 4, puis 5 MPa.

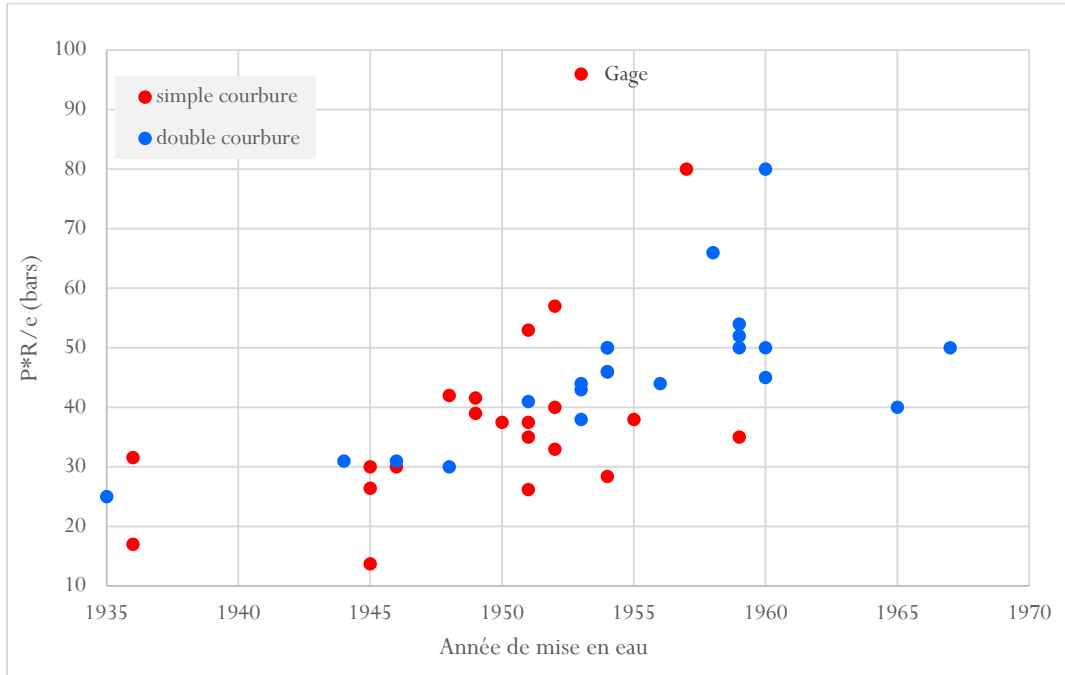


Figure 39 : Contrainte moyenne d’arc des voûtes françaises (d’après une note interne Coyne et Bellier, vers 1967)

Il faut noter qu’une variante généralisée du P.R/e a été définie par G. Lombardi sous la forme du « slenderness coefficient » (coefficient d’audace) défini par :

$$NL = \frac{F^2}{V \times H}$$

où F est la surface développée de la voûte, H sa hauteur et V le volume de béton. Il est possible en effet de démontrer que  $NL \sim 3,3 \cdot H \cdot \sigma_{moy}$ .

Toujours en bidimensionnel horizontal, le **calcul élastique d’un arc**, circulaire ou non, symétrique ou non, sur appuis rigides ou déformables, fournit les éléments de réduction, contraintes et déplacements en tous points (Figure 40).

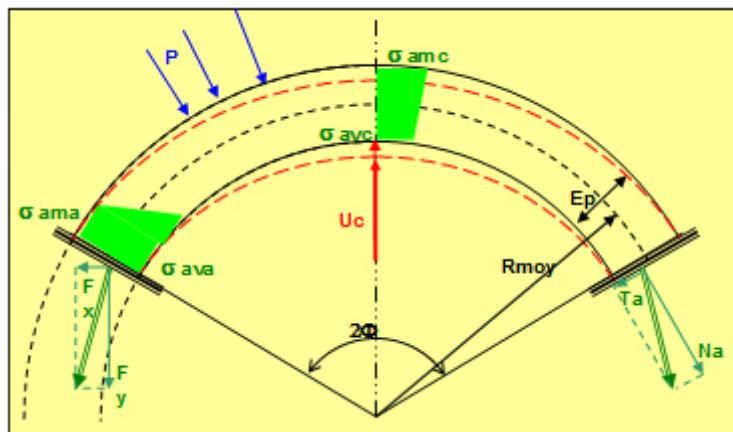


Figure 40: Arc élastique symétrique sur appuis rigides

L'apparition de moments engendre une répartition des contraintes normales d'arc, supposée suivre une distribution linéaire (hypothèse de Navier), avec augmentation en clé à l'amont et aux appuis à l'aval, et diminution sur les faces opposées. Ces phénomènes sont d'autant plus accentués que l'épaisseur relative de l'arc est importante : les contraintes maximales vont jusqu'à doubler par rapport au  $P.R/e$ , et les minimales peuvent devenir des tractions.

D'où l'étape suivante qui consiste à éliminer les zones tendues qui dans la réalité sont censées ne transmettre aucun effort, par ouverture des joints ou de fissures (Figure 41). C'est la notion d'**arc actif** inscrit dans la géométrie de l'arc réel. La détermination des zones tendues et des contraintes extrêmes qui en résultent se fonde sur les études de Pigeaud et est obtenue, en pratique, par une méthode graphique grâce au « rapporteur Géhin » (Figure 42).

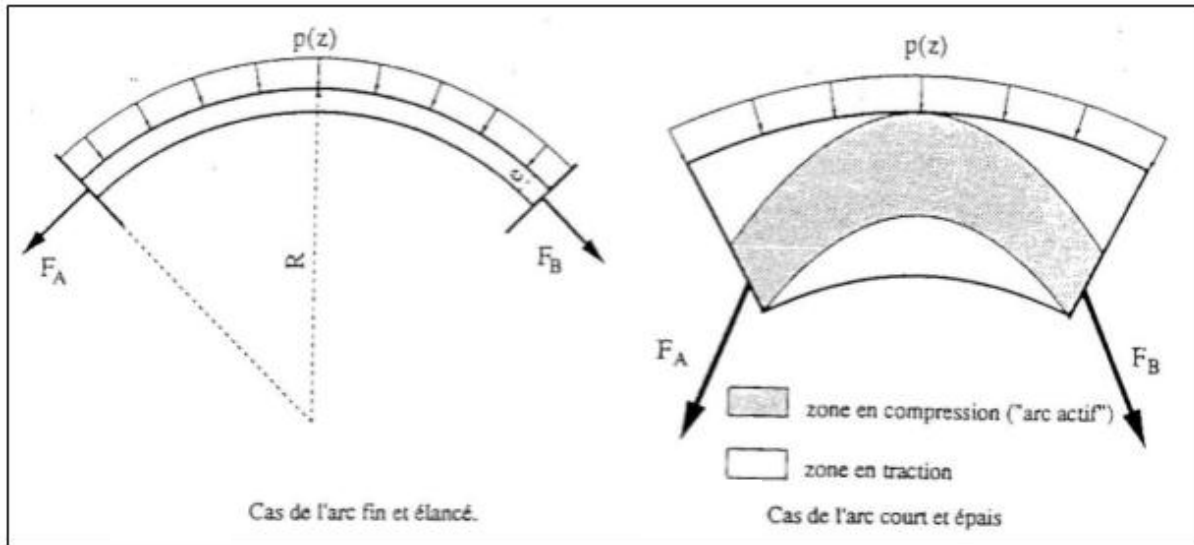


Figure 41 : Arc élastique fin et arc actif inscrit dans un arc épais

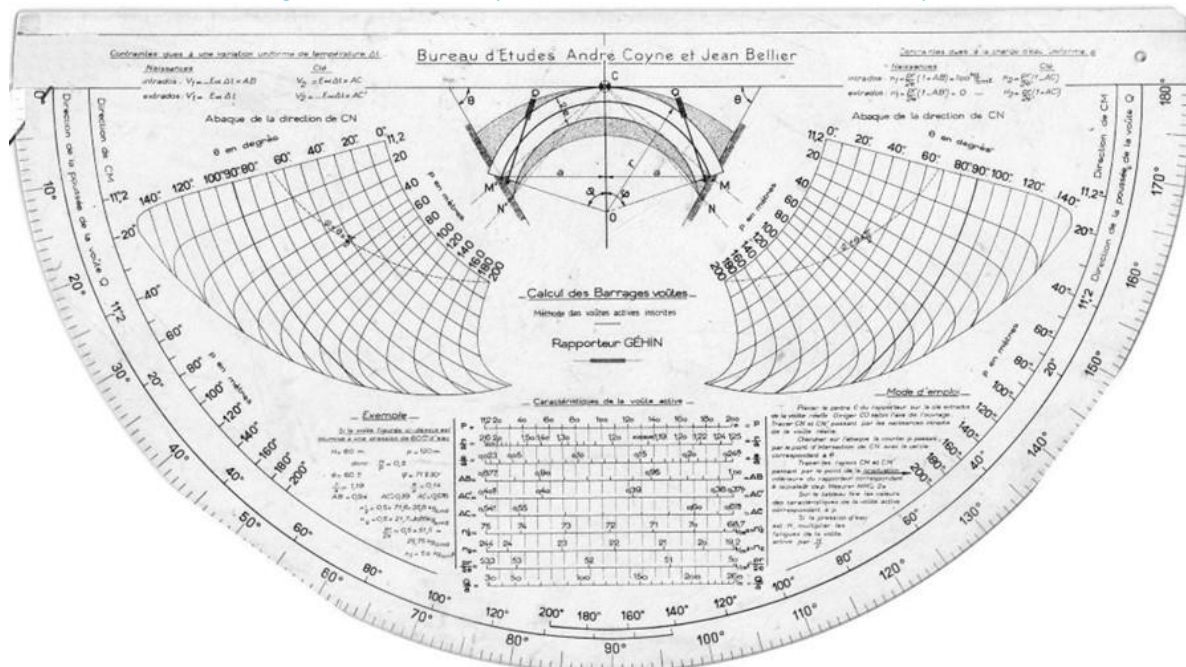


Figure 42 : Rapporteur GÉHIN pour la détermination des arcs actifs

Pour en finir avec les modèles bidimensionnels, il faut citer la notion d'**arc plongeant** : mise en œuvre pour le projet de Marèges (1935), elle résulte de l'observation de la distribution des contraintes telle

Recommandations pour la justification du comportement des barrages-voûtes

qu'elle apparaissait sur le parement aval des modèles physiques de voûtes en plâtre, très utilisés à cette époque, et telle qu'elle apparaîtra plus tard avec les modèles numériques 3D (Figure 43).

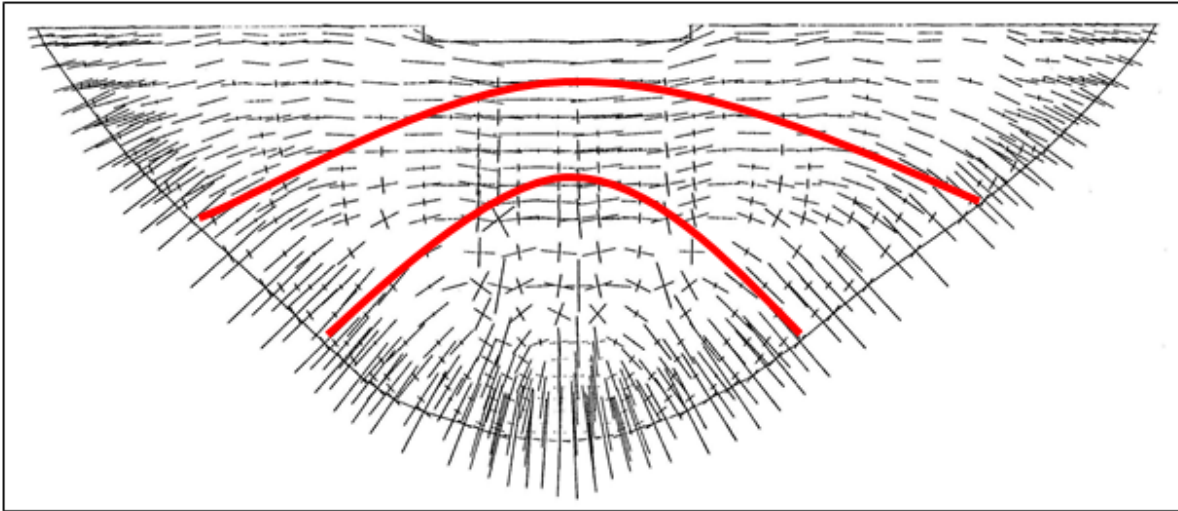


Figure 43: Contraintes principales sur le parement aval, et lignes d'arcs plongeants

### A.3 Les méthodes 3D de la RDM

La construction de voûtes en vallées relativement larges ( $L/H > 5$ ) fragilise l'hypothèse des arcs horizontaux indépendants, pour laquelle la déformée en clé devient irréaliste (Figure 44).

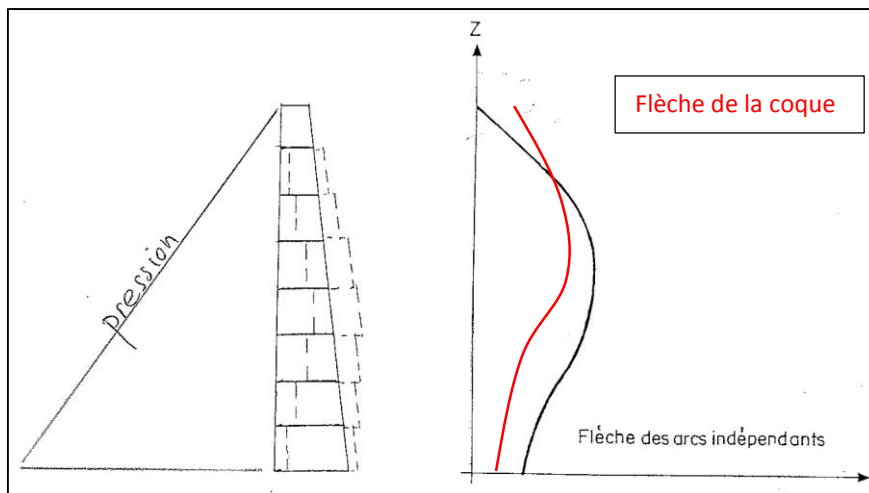


Figure 44: Déformée des arcs indépendants et de la coque 3D

Une réponse à ces critiques a été apportée par des méthodes numériques du domaine de la résistance des matériaux. Il s'agit de rechercher une cohérence entre les déplacements des arcs superposés en ajustant les transferts verticaux d'efforts.

Le premier calcul d'ajustement entre arcs et console de clé a été réalisé aux USA par Visher et Wagoner en 1889, suivi par Ritter (1913). Le principe consiste à répartir la charge hydraulique entre les arcs horizontaux et la console de clé (Figure 45), censée représenter toutes les liaisons verticales.

La généralisation à un échantillonnage de plusieurs consoles verticales a conduit à la Trial Load de l'USBR 1938, ultérieurement améliorée par M. Leroy en ajustant les 6 degrés de liberté, ce que permettait le calcul par ordinateur (Vouglans, 1968).

La relative fragilité des liaisons verticales entre arcs, notamment à la base des consoles, n'est toutefois pas méconnue : « l'encastrement vertical des murs risquant de se rompre, la sécurité exige que les arcs soient calculés pour supporter la totalité de la charge d'eau » (A. Coyne).

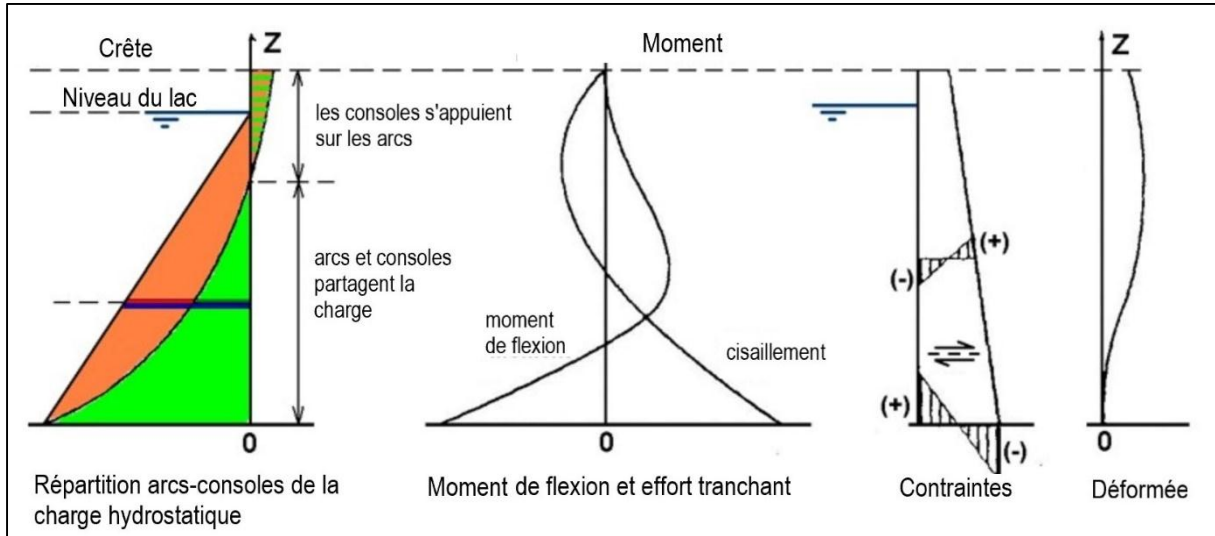


Figure 45 : Ajustement radial en clé

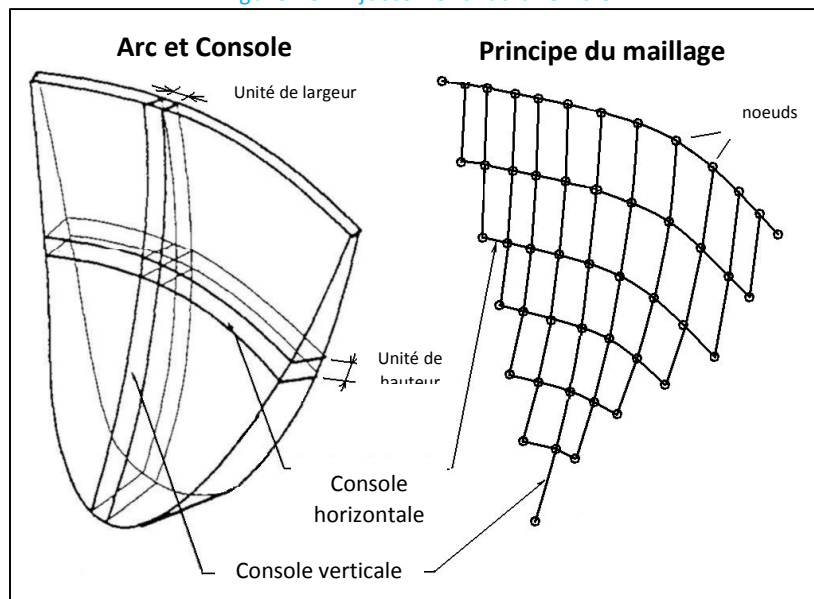


Figure 46: Principe et maillage de la Trial Load

Il faut, pour être complet dans la famille des méthodes formelles, signaler la proposition de G. Lombardi d'une méthode aux équations intégrales développées dans une coque (« Les Barrages en Voûte Mince », ETH 1954), qui n'a connu pratiquement qu'un succès d'estime.

Dans toutes ces méthodes qui se rattachent plus ou moins à la résistance des matériaux, les contraintes à travers les sections sont calculées à partir des éléments de réduction (forces et moments) en suivant des distributions conventionnelles (hypothèses de Navier, répartition linéaire des contraintes normales, distribution parabolique des cisaillements).

A la même époque, il est d'usage de doter les voûtes de culées poids, dont l'objectif essentiel est de maximiser la cote de retenue par rapport aux possibilités topographiques du site. Le dimensionnement de ces culées est simple comme le montre la [figure 47](#), fac-similé d'une note technique Coyne et Bellier des années soixante : l'angle de frottement sollicité  $\varphi$  est souvent pris égal à  $\text{ArcTg}(0,75)$ ...

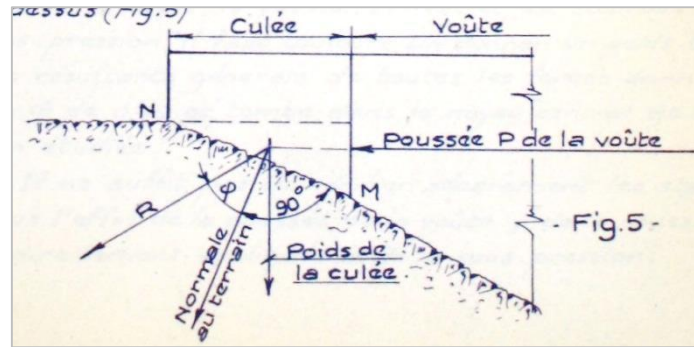


Figure 47: Equilibre d'une culée poids (note interne Coyne et Bellier)

#### A.4 Les éléments finis

A partir des années 1970, apparait la méthode de calcul aux éléments finis, introduits dans le domaine du génie civil par O.C. Zienkiewicz.

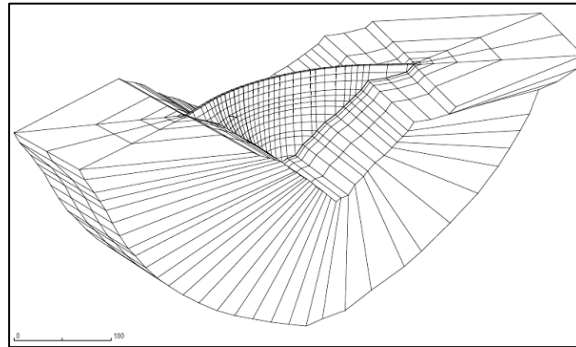


Figure 48: Exemple de modèle aux éléments finis d'un barrage-voûte

La nouvelle méthode va vite fasciner de nombreux ingénieurs et s'imposer face à tout ce qui se faisait auparavant, sans que soient clairement perçus les changements qu'elle apporte : d'abord, elle travaille essentiellement dans le domaine de l'élasticité linéaire. Oubliées donc, au moins temporairement, les approches unilatérales des arcs actifs. Et comme les inconnues principales sont les déplacements, au lieu des éléments de réduction précédemment, on n'est plus obligé de faire référence à des répartitions forfaitaires de contraintes dans une section ; les éléments finis calculent les contraintes approchant, en fonction du maillage, celles de la théorie de l'élasticité, avec ses bénéfices, mais aussi ses limites...

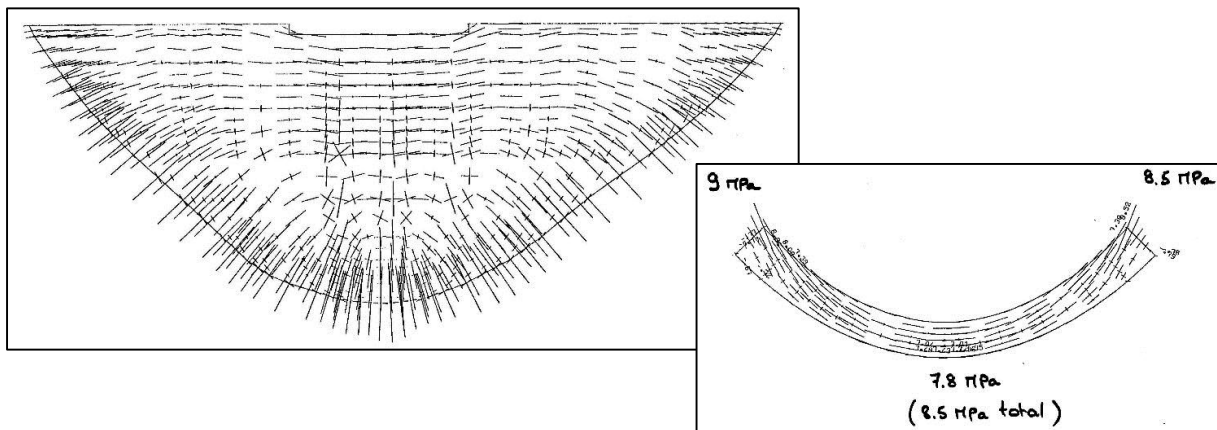


Figure 49 : Contraintes principales calculées aux éléments finis

Les premières applications de la méthode des éléments finis au dimensionnement des ouvrages neufs mettent en évidence des difficultés relatives à la définition des critères : on s'aperçoit vite que les contraintes maximales calculées dépendent fortement de la définition du maillage, et du type d'éléments finis. Une tentative de s'affranchir de cette difficulté aboutit à la création d'un code qui tend à reprendre les hypothèses de la Trial Load : fondation semi-infinie de Vogt, éléments de coque épaisse homogènes avec les poutres ; c'est le code COQEF3, qui servira à justifier les dernières voûtes hexagonales, et est encore utilisé aujourd'hui en pré-dimensionnement, en raison de sa très grande simplicité de mise en œuvre.

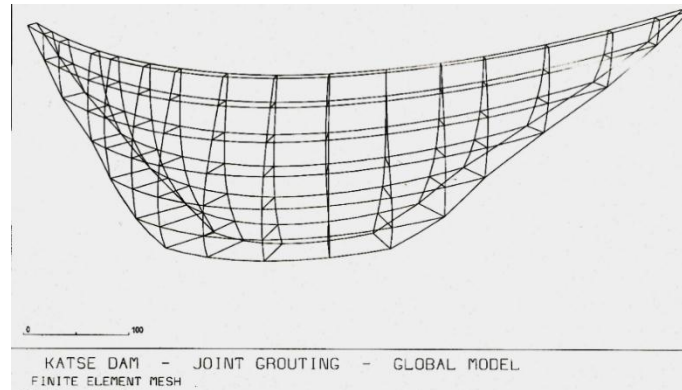


Figure 50 : Modèle aux éléments finis de coque épaisse - fondation de Vogt

Très vite, le caractère fortement unilatéral des matériaux (béton, masse rocheuse) impose de dépasser les restrictions de l'élasticité : la formulation « no tension » également due à Zienkiewicz, qui permet de neutraliser les contraintes de traction au pied amont, est mise en œuvre pour la première fois dans le cadre du projet de Laparan (1983). Elle sera ensuite complétée par les joints non linéaires unilatéraux de Mohr-Coulomb (limitation des tractions et des angles d'incidence), qu'on utilise régulièrement pour la simulation de certaines pathologies.

Parallèlement aux progrès des modèles, le domaine des actions considérées s'étend, à commencer par les effets hydrauliques : alors que traditionnellement le chargement hydraulique s'arrêtait miraculeusement au pied amont, on introduit d'abord les poussées hydrauliques sur les zones de plus forts gradients supposés (voiles d'injection et drainage), puis au sein même des matériaux en extension.

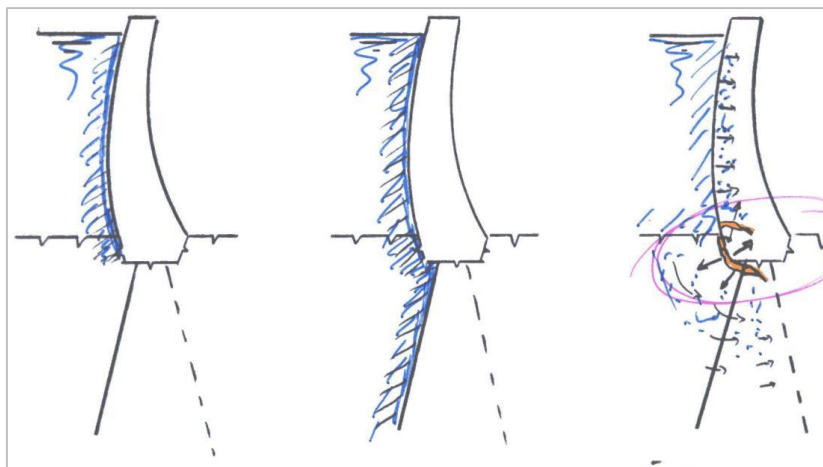


Figure 51 : Evolution des chargements hydrauliques



D'abord mis en œuvre par des artifices de chargement extérieurs, ces actions sont ensuite mises en œuvre par des extensions logicielles inspirées de la géotechnique, telles que l'ajout de la pression interstitielle comme variable d'état (poro-plasticité dans le code Gefdyn), ce qui conduit à travailler dans le domaine des contraintes effectives.

### A.5 Les calculs dynamiques

L'évaluation du comportement des voûtes aux séismes, à l'époque des méthodes formelles, s'est limitée aux équivalents pseudo-statiques, sans, puis avec prise en considération d'une amplification modale. Les effets de l'eau suivaient les formules de Westergaard ou Zangar.

La méthode des éléments finis a permis de calculer les modes propres de vibration des voûtes et, par voie de conséquence, de calculer les déplacements vibratoires induits par une sollicitation sismique. Là encore, les effets non linéaires unilatéraux prennent toute leur importance dès lors que les niveaux sismiques deviennent importants, l'ouverture des joints de construction verticaux induisant une dissipation d'énergie, donc un amortissement important. Des artifices ont été introduits pour en tenir compte, soit par introduction d'un coefficient d'amortissement pouvant aller jusqu'à 20%, soit par introduction de joints numériques unilatéraux à la place de quelques joints physiques de construction.

Les exercices proposés dans le cadre des ateliers organisés depuis 1991 par le comité technique de la CIGB sur les méthodes de calcul pour barrages permettent d'illustrer ces modélisations. Le bulletin CIGB n° 155 « *Du bon usage des modèles numériques dans l'ingénierie des barrages* » fournit la liste des problèmes proposés, dont les données et résultats sont en cours de publication.

## Annexe B : Fondations

### B.1 Caractérisation des massifs rocheux – Approches empiriques

Les méthodes décrites dans cette annexe sont données à titre indicatif et doivent être considérées comme des outils supplémentaires pour passer aux valeurs géotechniques à grande échelle en prenant soin de vérifier qu'elles sont utilisées dans les contextes pour lesquelles elles ont été établies. La liste n'est pas exhaustive.

#### B.1.1 Résistance à la compression du massif

La résistance mécanique d'une masse rocheuse homogénéisée peut être approchée par le critère de Hoek et Brown<sup>13</sup>, dont l'équation générale est (en contraintes effectives) :

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} \left( m_b \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^a$$

avec  $\sigma_1$  = contrainte principale majeure  
 $\sigma_3$  = contrainte principale mineure  
 $\sigma_{ci}$  = résistance à la compression uniaxiale 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 [2-6]:

- 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  $m_i$ , qui caractérise la résistance triaxiale de la matrice rocheuse intacte et est déduit de la relation :  $\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} \left( m_i \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + 1 \right)^{0.5}$ .

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 :

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

<sup>13</sup>Cette 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 [2-6] 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 éventuelle 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

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

### B.1.2 Résistance au cisaillement des discontinuités

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

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

avec	JRC	le coefficient de rugosité
	JCS	la résistance à la compression de la paroi du joint, en MPa
	$\varphi_b$	l'angle de frottement de base
	$\sigma_n$	la contrainte normale au joint, en MPa
	$\tau$	la contrainte de cisaillement limite, en MPa

JRC est déterminé en comparant l'aspect du joint avec des profils standard [2-4]. 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 :

$$JRC_n = JRC_0 \times \left[\frac{L_n}{L_0}\right]^{-0,02JRC_0} \quad [B-1]$$

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. Pour ce paramètre, il faut également prendre en compte l'effet d'échelle :

$$JCS_n = JCS_0 \times \left[\frac{L_n}{L_0}\right]^{-0,03JCS_0} \quad [B-1]$$

La borne maximum du paramètre  $JCS_0$  est la résistance à la compression simple de la roche mère (notée  $\sigma_{ci}$  précédemment) déterminée en laboratoire sur une éprouvette de 60 mm de diamètre au minimum (avec un élanement 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  $\sigma_n$ , 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  $\tau/\sigma_n$ , 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  $\varphi_b$  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  $\varphi_b$ . L'analyse structurale doit permettre d'identifier ce qui est réellement mobilisé.

Dans le cas du calcul de la stabilité d'un plot du barrage 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 de Barton (cf. § 2.1.2) 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 d'un plot au glissement sur un joint rocheux considère implicitement que ce joint est continu à l'échelle du plot (grande persistance) et correspond à une cinétique défavorable (débouché à l'aval notamment). Cette configuration doit être cohérente avec le modèle géologique.

## B.2 Précisions sur le critère de rupture

### B.2.1 Valeurs caractéristiques de C et $\tan\varphi$ – 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 (cf. § 2.1.1) et de Barton (cf. § 2.1.2) conduisent à des courbes intrinsèques paraboliques entre la contrainte de cisaillement  $\tau$  et la contrainte normale effective  $\sigma'$  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, pour un intervalle donné de variation des contraintes, à une droite appelée droite de Coulomb. De cette approximation découle le critère de rupture de Mohr-Coulomb qui est de la forme :  $\tau = c' + \sigma'_n \tan\varphi'$ .

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 la gamme de contraintes normales prévues 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 Hoek & Brown. La pente  $\tan(\varphi_{\text{fond}})$  et l'ordonnée à l'origine  $C_{\text{fond}}$  varient en sens inverse quand on parcourt la gamme de contraintes considérée. Par sécurité, les paramètres  $C_{\text{fond},k}$  et  $\tan(\varphi_{\text{fond}})_k$  (indice k pour valeurs caractéristiques selon l'Eurocode 7) 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.

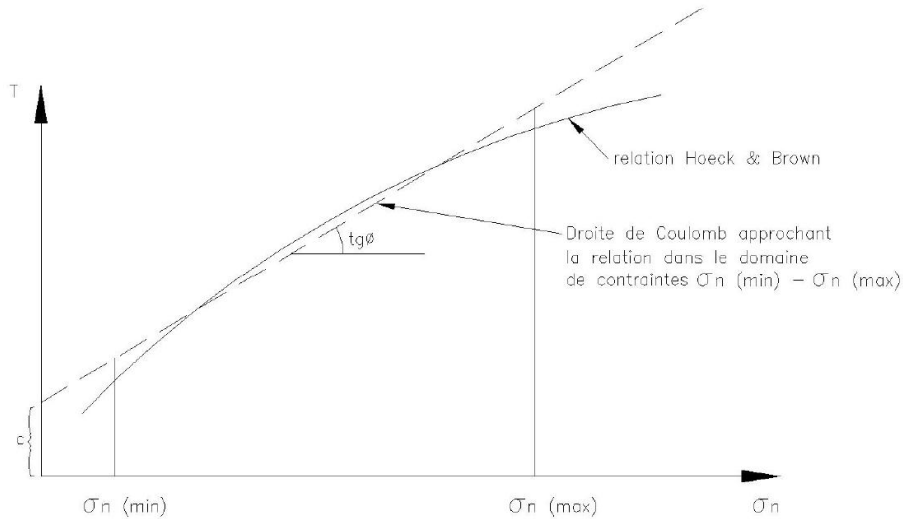


Figure 52 : Droite de Coulomb approchant la relation de Hoek et Brown pour déterminer  $c_{fond}$  et  $\varphi_{fond}$

Pour le cas des massifs rocheux, Hoek [2-6] a proposé des solutions analytiques pour les valeurs de  $c'$  et  $\varphi'$  à considérer.

### B.2.2 Paramètres caractéristiques des résistances au cisaillement d'un joint rocheux

La résistance au cisaillement d'une discontinuité n'est pas une valeur constante. On peut en général différencier deux valeurs caractéristiques :

- une résistance maximale de pic atteinte avant un éventuel endommagement de la discontinuité ;
- une résistance résiduelle, plus faible, atteinte asymptotiquement lorsque la résistance de pic est dépassée.

L'utilisation de l'une ou de l'autre de ces résistances est à choisir avec précaution en fonction de la situation envisagée. Une attention particulière est à porter dans le cas des discontinuités à comportement fragile, où la résistance résiduelle est bien inférieure à la résistance de pic.

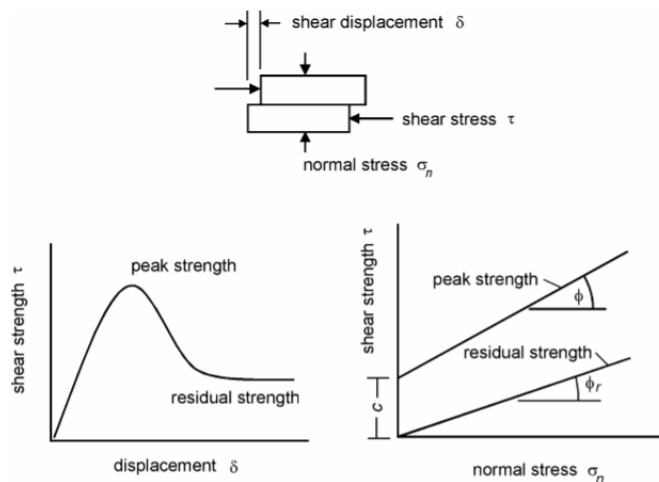


Figure 1: Shear testing of discontinuities

Figure 53 : valeurs de résistance au cisaillement de pic et valeur résiduelles

### B.2.3 Illustration pédagogique des principaux paramètres liés au cisaillement d'une discontinuité ou joint

#### B.2.3.1 Cohésion et angle de frottement

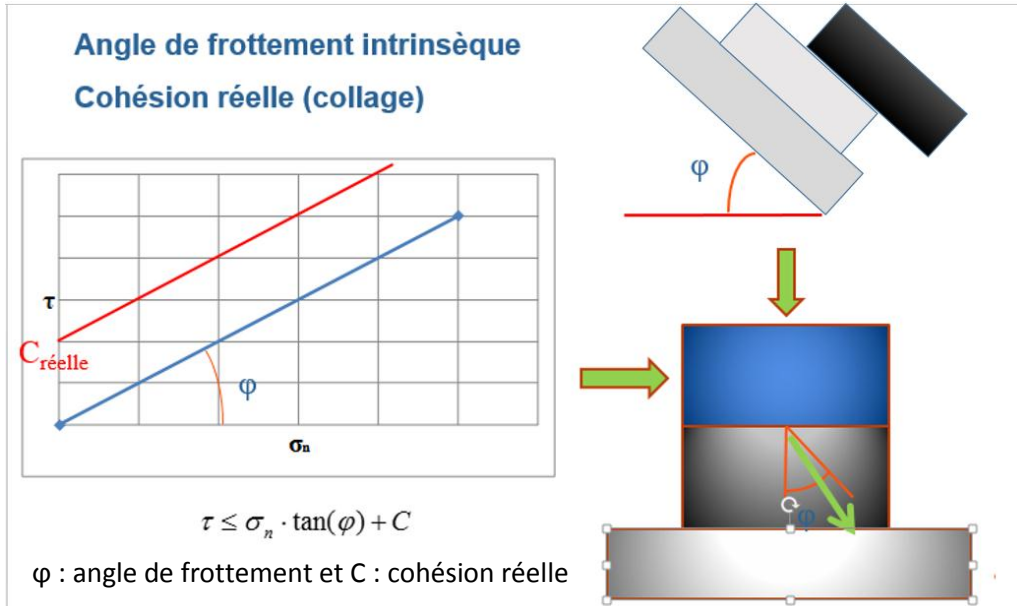


Figure 54 : Angle de frottement et cohésion

#### B.2.3.2 Effets de la dilatance liée aux aspérités du joint en fonction de la valeur de la contrainte normale appliquée

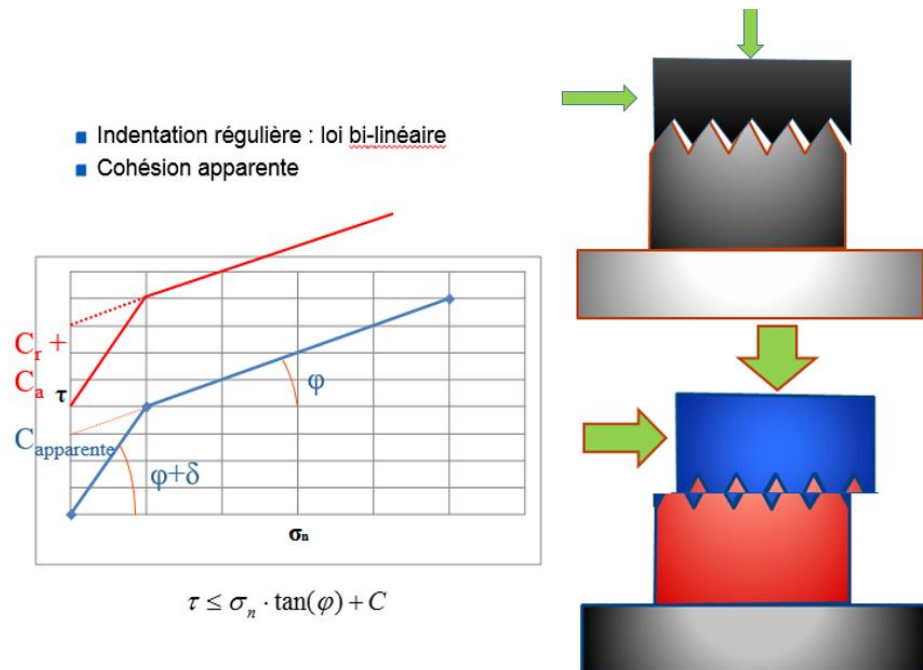


Figure 55 : Effets de la dilatance, cohésion réelle et cohésion apparente  
 $\varphi$  : angle de frottement

$\delta$  : angle de dilatance lié aux aspérités si la contrainte normale est faible.

$C_{apparente}$  : Cohésion réelle  $C_r$  augmentée de la cohésion liée à la traversée des aspérités quand la contrainte normale empêche le soulèvement de l'éponte supérieure.

D'un point de vue physique, cela signifie que le déplacement normal au plan de glissement est rendu possible par les faibles efforts normaux  $\sigma_n$  appliqués, les aspérités glissant les unes sur les autres en se soulevant.

Au-delà d'une certaine valeur de  $\sigma_n$ , le glissement est bloqué et le cisaillement passe non plus par le contact entre les aspérités, mais par le cisaillement de la matrice à la base des aspérités.

Cependant 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 cisailé 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  $\varphi_b$ , les comparer aux valeurs attendues et en déduire des valeurs caractéristiques prudentes.

#### *B.2.3.3 Résistance à la traction*

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.

#### Références

[B-1] Barton N.R, 1982, Modelling Rock Joint Behavior from in situ Block tests

## Annexe C : Caractéristiques mécaniques des discontinuités de béton

On peut s'intéresser à caractériser les discontinuités du béton (joints entre plots, une reprise de bétonnage spécifique, ou une fissure importante) dans le cas où le corps d'un barrage-voûte pourrait présenter un comportement non-monolithique et/ou non-linéaire (suite à l'apparition de contraintes entraînant une fissuration ou une ouverture de joints). Cette annexe présente des caractéristiques mécaniques des joints de béton qui peuvent être adoptées pour ce cas spécifique.

L'expérience internationale issue des programmes d'essais les plus significatifs fait ressortir les principaux résultats suivants [C-1] :

- 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 :
  - $f_{t\text{-joint}} \approx \{0,55 \text{ à } 1,0\} \cdot f_{t\text{-béton}}$  selon la qualité du traitement ;
  - $C_{\text{joint}} \approx 0,90 C_{\text{béton}}$  ;
- lorsque les reprises de bétonnage n'ont fait l'objet d'aucun traitement, la résistance à la traction et la cohésion des joints de reprise sont inférieures à celles du béton dans sa masse :
  - $f_{t\text{-joint}} \approx \{0,40 \text{ à } 0,80\} \cdot f_{t\text{-béton}}$ ,
  - $C_{\text{joint}} \approx 0,40 C_{\text{béton}}$ .

Si l'on ne dispose pas d'essais de cisaillement spécifiques sur les joints, on peut adopter en premier ordre de grandeur 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 :  $f_{t\text{-joint},k} = 1/2 f_{t\text{-béton},k}$  ;
  - reprises non traitées :  $f_{t\text{-joint},k} = (0 \text{ à } 1/3) f_{t\text{-béton},k}$  ;
  - après fissuration :  $f_{t\text{-joint},k} = 0$ .
- valeur caractéristique de la cohésion des joints :
  - reprises traitées :  $C_{\text{joint},k} = 1/2 C_{\text{béton},k}$  ;
  - reprises non traitées :  $C_{\text{joint},k} = (0 \text{ à } 1/3) C_{\text{béton},k}$  ;
  - après fissuration :  $C_{\text{joint},k} = 0$ .
- valeur caractéristique de la tangente à l'angle de frottement interne des joints :
  - reprises traitées :  $\tan(\varphi_{\text{joint}})_k = \tan(\varphi_{\text{béton}})_k$  ;
  - reprises non traitées :  $\tan(\varphi_{\text{joint}})_k = \min \{ \tan(\varphi_{\text{béton}})_k ; 1 \}$  ;
  - après fissuration :  $\tan(\varphi_{\text{joint}})_k = \min \{ \tan(\varphi_{\text{béton}})_k ; 1 \}$ .

### Références

[C-1] EuroWG, 2004. Working Group on Sliding Safety of Existing Gravity Dams. Final report. Co-ordinator: Giovanni Ruggeri. ICOLD European Club, 2004.



## Annexe D : Auscultation et surveillance

### D.1 Les principaux types de fissuration

Le caractère hautement hyperstatique des voûtes leur confère naturellement un très bon niveau de sûreté, mais a contrario peut favoriser une fissuration localisée. En effet, malgré les efforts des concepteurs pour dessiner des formes réduisant au maximum les zones tendues, on ne pourra jamais les éviter, ne serait-ce que par les différences de rigidités du béton et du rocher aux encastremements, notamment au pied des consoles.

Face à une voûte présentant des fissures, il importe d'identifier et de nommer les différents faciès de fissures, pour les rattacher à des phénomènes physiques connus, soit à un fonctionnement « normal » de l'ouvrage et à ses phénomènes d'adaptation, soit à un comportement pathologique ou « singulier ». Le vérificateur pourra alors choisir les actions en fonction de cette catégorisation de fissures (suivi par observation, auscultation, traitement de fissures, renforcement de la structure).

#### D.1.1 Fissuration liée au fonctionnement normal d'une voûte

La présence des contraintes de traction provoque des fissurations préférentielles :

- fissures horizontales en pied des consoles, dans le béton ou dans le rocher, accentuées par les effets thermiques. Elles sont liées aux contraintes de traction issues de la flexion des consoles, vers l'aval sous l'effet hydrostatique ou thermique froid, vers l'amont sous l'effet thermique chaud. Selon la qualité de réalisation des reprises de bétonnage, ces tractions peuvent conduire à une ouverture de ces reprises (depuis l'amont et/ou l'aval selon l'alternance des températures), des percolations d'eau, et des dépôts de calcite sur le parement aval caractéristiques d'un certain nombre de voûtes. Ces fissures sont parfois appelées « fissures de rotation empêchée de pied de console ».



Figure 56 : Fissures horizontales calcifiées de pied des consoles – parement aval

Si les rives sont très inclinées et le rocher très rigide, les fissures peuvent s'incliner parallèlement au contact, ce qui a été observé sur une voûte très mince. A noter que la construction d'une voûte par plots, avec des reprises de bétonnage décalées en hauteur, évite un continuum de fissures sur plusieurs plots adjacents.

- fissures horizontales en partie supérieure des consoles. Elles correspondent souvent à une flexion des consoles « empêchée » par la raideur de l'arc de crête (inversion des moments en partie supérieure des consoles), parfois couplée à un cisaillement entre arcs de raideurs différentes. Dans ce cas aussi, des percolations avec dépôts de calcite sur le parement aval peuvent avoir lieu au travers de reprises de bétonnage non étanches :

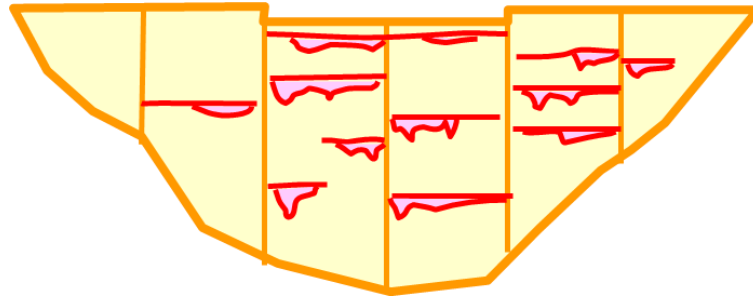


Figure 57 : Fissures horizontales calcitées en partie supérieure des consoles – parement aval

- fissures horizontales sur le parement aval, dues à des tractions par temps chaud
- ouverture des joints verticaux, sur le parement aval du fait de la poussée hydrostatique ou d'un refroidissement, sur le parement amont en cas de réchauffement

Toutes ces fissurations ne remettent pas en cause la stabilité de la voûte. Elles nécessitent un suivi par observation visuelle. En cas de doute, des carottages au travers du béton permettent de déterminer l'extension de la fissure, son orientation, son ouverture, et surtout si des traces de cisaillement sont présentes (qui indiqueraient un déplacement relatif irréversible des lèvres de la fissure, à étudier). Un étanchement général du parement amont est très rarement effectué ; en revanche des opérations ponctuelles de pontage de fissures sont plus fréquentes. L'enlèvement de calcite sur le parement aval est peu pratiqué, et peut se justifier en cas de dégradations très avancées des joints et reprises.

Les ouvertures des joints verticaux interplots cités ci-dessus ne doivent pas inquiéter en l'absence d'évolutions irréversibles. Elles ne nécessitent généralement pas de traitement particulier, hormis des pontages amont si l'on veut supprimer toute infiltration au travers des joints.

- autres fissures : du fait du retrait (thermique) du béton, ou encore d'agressions externes (gel, variations de température, agents atmosphériques, eaux agressives), des désordres locaux peuvent apparaître : fissures de surface, desquamation, faïençage, dissolution de laitance, joints épaufrés. Ils doivent être suivis et peuvent donner lieu à des réparations ponctuelles.

### D.1.2 Fissurations singulières ou pathologiques

Sans être exhaustif, on peut lister quelques typologies :

- fissure de cisaillement de pied. C'est le développement extrême de fissures initiées par des tractions de pied amont, qui deviennent traversantes et intéressent un ou plusieurs plots adjacents. Le phénomène se rencontre préférentiellement sur les voûtes larges où la flexion des consoles centrales est plus prononcée. La voûte est quasiment cisailée, comme sur cette voûte de la figure ci-dessous au L/H voisin de 7 où la fissure était traversante. Une réévaluation complète de la stabilité de la voûte est alors nécessaire, tenant compte des reports d'efforts engendrés par cette fissuration.

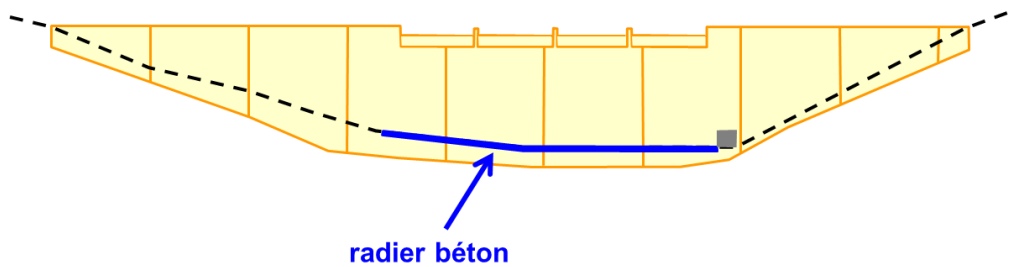


Figure 58 : Fissuration par cisaillement du pied – parement aval

- fissures de gonflement du béton. On observe généralement deux réseaux de fissures : micro-fissures en étoile ou nid d'abeille (souvent angle de 120° entre fissures), et macro-fissures qui épousent les lignes de faiblesse constituées par les joints et reprises de bétonnage. Une analyse de stabilité couplée à de l'auscultation, voire à des essais en laboratoire, permet de caractériser l'importance du phénomène et la nécessité d'éventuels travaux confortatifs.

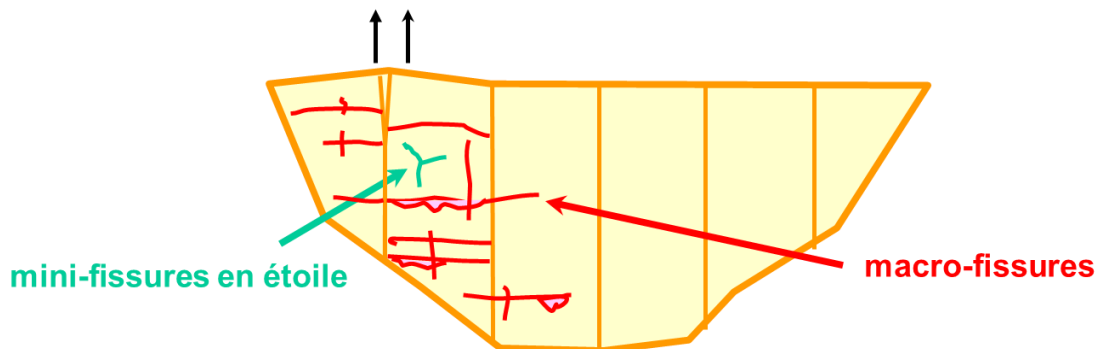


Figure 59 : Fissuration par gonflement du béton

- fissures perpendiculaires au contact béton – fondation. Elles peuvent être liées à une hétérogénéité de la fondation en termes de rigidité, dont l'effet se propage dans la structure.

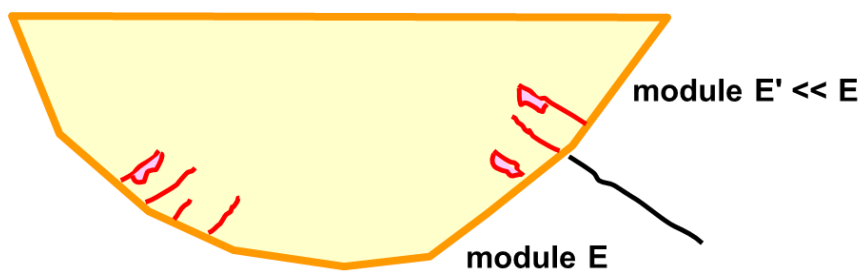


Figure 60 : Fissuration par hétérogénéité des modules de fondation

- fissures biaises près du contact. Leurs origines peuvent être très diverses : fissures thermiques liées à un passage de construction particulier, fissures de cisaillement parallèles au contact liées à des mouvements différentiels verticaux entre plots (par exemple gonflement, ou tassement d'une rive). Il est important de bien comprendre la cause de ces fissurations (par l'auscultation, la modélisation, l'historique de construction et d'exploitation) afin d'appréhender leur caractère évolutif ou non.

- fissures liées à un mouvement de la fondation. Citons le cas du barrage de Zeuzier (Suisse) décrit en [Annexe E](#). Le barrage ne pouvant suivre les amplitudes de déplacements imposés par le mouvement de la fondation, d'importantes fissurations ont été constatées :

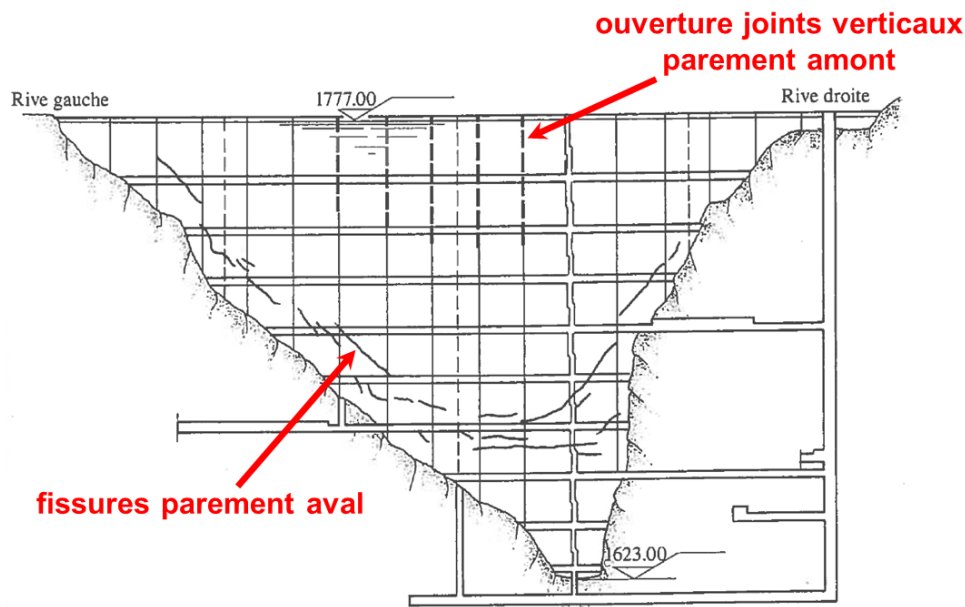


Figure 61 : Fissure par tassement de la fondation (Zeuzier, Suisse)

## D.2 Les principes des méthodes d'analyse statistique des grandeurs mesurées

### D.2.1 Le modèle classique : HST

La méthode HST a été imaginée à l'origine par EDF dans les années 60 pour analyser les déplacements des voûtes (l'additivité des effets est une hypothèse justifiée par la mécanique des matériaux dans le domaine élastique). Elle permet de bien séparer les effets hydrostatiques et saisonniers, et de mettre en évidence l'irréversible. Elle est formulée de la manière suivante :

Mesure brute = effet hydrostatique + effet saisonnier + effet du temps + résidu

- les effets réversibles sont :
  - l'effet hydrostatique : un polynôme (degré 1 à 4 de la cote de la retenue, nul à RN) ;
  - l'effet saisonnier : une fonction périodique de période un an (avec 1 à 2 degrés d'harmoniques) ;
- l'effet irréversible est :
  - l'effet du temps : un polynôme (degré 1 à 4) et/ou une exponentielle négative du temps.

Tous les modèles simplifiés (avec des effets de degré moindre) sont aussi calés par régression linéaire puis sont classés par ordre d'efficacité. Un de ces modèles est définitivement validé par le vérificateur qui apprécie la qualité du résultat.

Cette analyse a l'avantage de la simplicité :

- la mesure des variables explicatives est réduite au minimum : la cote de la retenue et la date, qui contient la saison et exprime l'état thermique moyen du barrage [\[4-7\]](#) ;

- les variables sont séparées indépendantes et additives : la méthode des moindres carrés débouche sur la résolution d'un système linéaire et les résultats sont très simples à exprimer et à comprendre ;
- le modèle est très adapté à l'analyse des phénomènes mécaniques, l'effet des charges étant instantané et additif (comportement linéaire) ;
- le modèle reste très efficace pour les phénomènes hydrauliques : sa formulation est moins physique, mais reste acceptable et très efficace dans le domaine d'utilisation habituel.

### D.2.2 Prise en compte de la température : La méthode HSTT

C'est le besoin d'analyser finement les effets thermiques de la canicule de 2003 sur les déformations des voûtes qui a conduit à la mise au point opérationnelle de ce modèle. Il a simplement été ajouté un terme qui tient compte des écarts de température de l'air aux normales saisonnières. Il s'agit de la température de l'air mesurée à une station météorologique située dans la région du barrage, car il est rare de disposer de séries chronologiques de qualité mesurées près de l'ouvrage ou dans le béton. Cette pratique s'est avérée très efficace pour les structures d'épaisseur classique, mais n'est pas adaptée pour des structures très minces (voûtes multiples) dont les déplacements ne peuvent être expliqués que par les températures mesurées localement (air ou béton).

Formulation du modèle : voir [\[4-8\]](#) [\[4-9\]](#)

Les déformations d'une structure dépendent du champ de température interne. Cependant, il peut être montré que pour les voûtes, où les contraintes varient linéairement dans l'épaisseur, cette influence se résume d'une part à l'influence de la température moyenne (prépondérante pour les barrages de plaine) et d'autre part à l'influence du gradient de température dans l'épaisseur (qui augmente pour les barrages d'altitude, du fait du déphasage entre températures de l'air et de l'eau lié aux phénomènes de prise en glace du lac et de fonte des neiges). La méthode HSTT tient compte de ces deux grandeurs (moyenne et gradient de température), qui restent en effet très corrélées.

La prise en compte de la température de l'eau (modélisée ou mesurée) et de la température mesurée dans le béton peut également compléter et améliorer cette méthode. Par ailleurs, la mesure de la température dans le béton peut aussi permettre de préciser les cas de charges thermiques [D-1] [D-2].

### D.2.3 Modèles spécifiques

Ces modèles sont plus difficiles d'utilisation et d'interprétation. Cependant, dans quelques cas particuliers, il peut être pertinent d'utiliser des modèles plus pointus qui permettent de caractériser plus précisément :

- la déformation du béton (viscoélastique non linéaire) en prenant en compte :
  - une certaine viscoélasticité : il a été constaté que de l'ordre de 30% des déformations sont différées dans le temps et que la raideur du béton est donc plus importante lors des marnages rapides. La modélisation peut se faire en ajoutant un effet retardé de la cote de la retenue [D-3] [D-4] ;
  - une fissuration (comportement non-linéaire) qu'il est possible de prendre en compte pour modéliser le comportement des joints et fissures, voire de la structure globalement. La mesure peut être modélisée comme fonction non-linéaire (rupture de pente, etc..) de la somme des effets.
- la piézométrie au contact béton/rocher :

- la piézométrie au contact béton/rocher mérite une attention particulière, car elle est parfois délicate à analyser lorsque la fissuration du contact modifie sa perméabilité (loi de Poiseuille). Ces piézomètres sont caractérisés par un régime à contact fermé, puis une transition, qui peut être assez rapide, vers un autre régime à contact ouvert avec des niveaux nettement plus élevés. Une modélisation couplée non-linéaire assez réaliste et physique est possible. On peut montrer que la fonction non-linéaire sigmoïde est satisfaisante pour approcher les effets de la loi de Poiseuille. L'amplitude de l'effet hydrostatique dépend de la saison, et celle de l'effet saisonnier dépend du niveau de remplissage [D-5] [D-6].

Présentations des résultats (effets réversibles, mesures brutes et corrigées)

L'effet réversible d'une variable est obtenu en la faisant varier seule dans le modèle. Ces effets permettent de comprendre l'origine des variations mesurées, de les quantifier, les décrire et les juger par rapport notamment aux attendus des barrages de ce type, ou par rapport aux résultats d'un calcul.

Il est intéressant de calculer des mesures corrigées (ou ramenées à conditions identiques) en fixant les valeurs des variables explicatives réversibles (le plus souvent à cote haute et à saison constante).

Les mesures corrigées correspondent à la somme de l'évolution irréversible et des résidus (écarts entre mesures et modèle), deux éléments de surveillance essentiels sur le long terme et sur le court terme.

A l'arrivée de chaque nouvelle mesure, la mesure corrigée peut être calculée et le graphique de l'évolution des mesures est surveillé, ce qui permet de déceler facilement toute évolution anormale ou toute tendance à long terme. La modélisation est donc un outil de surveillance puissant.

**D.3 Passage des déplacements mesurés aux déformations internes**

Le calcul de l'allongement moyen d'un arc horizontal est possible à partir des mesures de déplacement radiaux de cet arc en plusieurs points et tangentiels aux extrémités [4-3] par la formule :

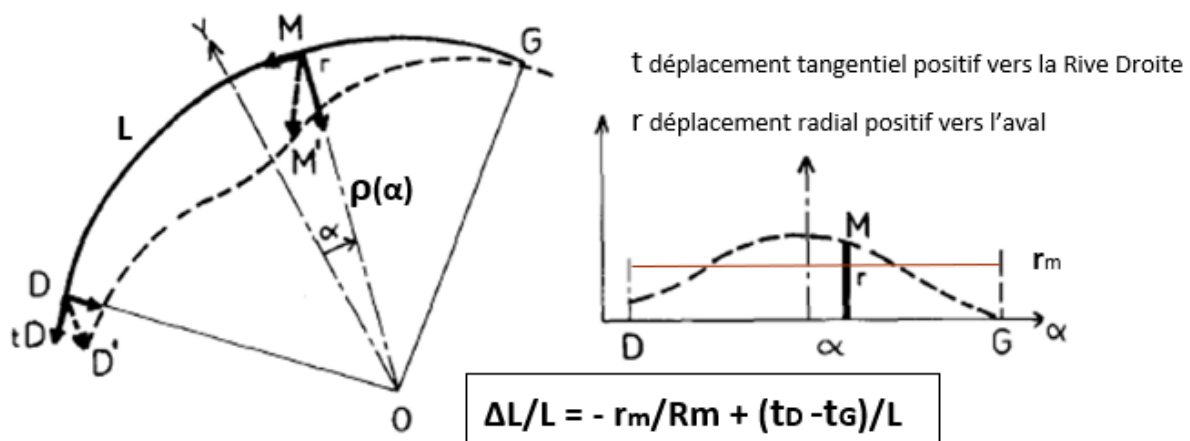


Figure 62 :  $\Delta L/L$  : Allongement d'un arc de Rayon moyen  $R_m$  et de longueur  $L$ , pour un déplacement radial moyen  $r_m$  et des déplacements tangentiels des extrémités  $t_D$  et  $t_G$

C'est une relation purement géométrique, valable même si la courbure de l'arc est variable, qui exprime que l'allongement d'un arc ne dépend que de son déplacement radial en tout point et des déplacements tangentiels des deux extrémités.

En auscultation, si l'on a suffisamment de connaissance du déplacement radial (assez de points de mesure pour avoir l'allure de la variation sur l'arc) et tangentiel des extrémités (précision de la mesure et bonne direction de la direction radiale), alors on peut sans difficulté évaluer l'allongement d'un arc (cf. l'exemple ci-dessous, allongement calculé sur une portion d'arc située entre 2 lignes de pendules).

### Passage des déplacements (mm) aux déformations internes (μ/m):

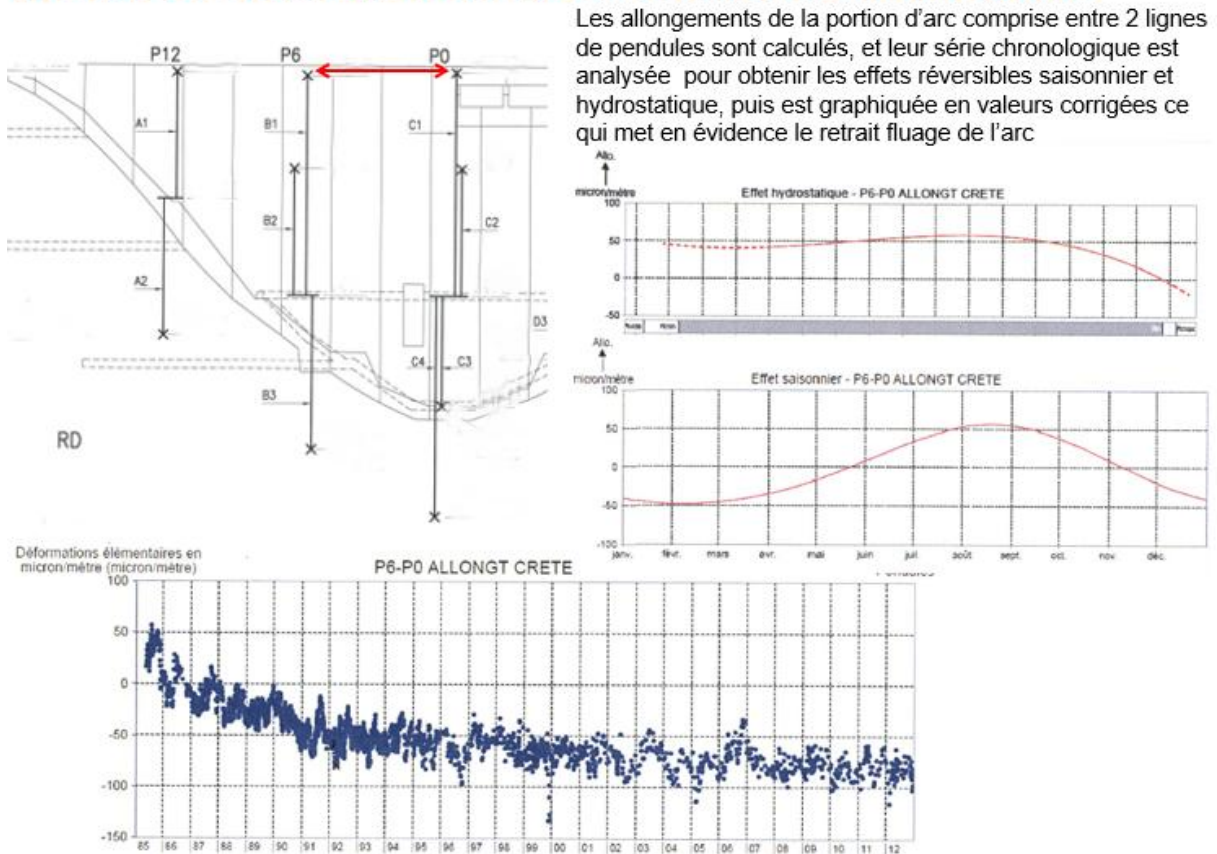


Figure 63 : Exemple de calcul d'allongement d'arc de crête à partir de dispositifs de pendules, et résultats de l'analyse HST

Si on ne connaît que le déplacement en clé, il faut alors faire des hypothèses sur les déplacements des extrémités (nuls aux appuis) ainsi que sur la forme ou l'allure de la répartition des déplacements radiaux sur l'arc.

Le calcul de l'allongement pour un arc indépendant (régulièrement chargé) montre que le déplacement moyen à prendre en compte est fonction de la flèche en clé : moitié de la flèche en clé pour un arc encastré, et 2/3 de la flèche en clé pour un arc non encastré.

Pour les déformations de type hydrostatique, il faut prendre en compte des efforts d'appui des consoles plus forts au centre, et le déplacement moyen est un peu plus important que pour les déformations d'origine thermique.

Si on ne connaît que les déplacements (radiaux et tangentiels) du plot de clé et des plots des extrémités des rives, alors on peut estimer, pour un arc correctement encastré :

$$\Delta L / L = - (r_D + 2 r_{clé} + r_G) / 4R_m + (t_D - t_G) / L$$

En l'absence de mesures plus détaillées, on pourra dire en première approximation (hypothèse de fixité des rives) que l'allongement d'un arc correctement encastré peut être apprécié par la mesure du seul déplacement en clé :

$$\Delta L/L = -r_{clé}/2R_m$$

#### D.4 Un REX sur les champs de pression observés en fondation dans la partie centrale des voûtes

Une étude de synthèse a été menée en 2011 sur la piézométrie sous les barrages-voûtes du parc EDF [4-4].

Le schéma suivant présente le niveau moyen de pression sous 34 voûtes, en tenant compte des positions X (amont aval) et Y (profondeur) des piézomètres sous la partie centrale des voûtes minces. Les dimensions sont ramenées à l'épaisseur en pied.

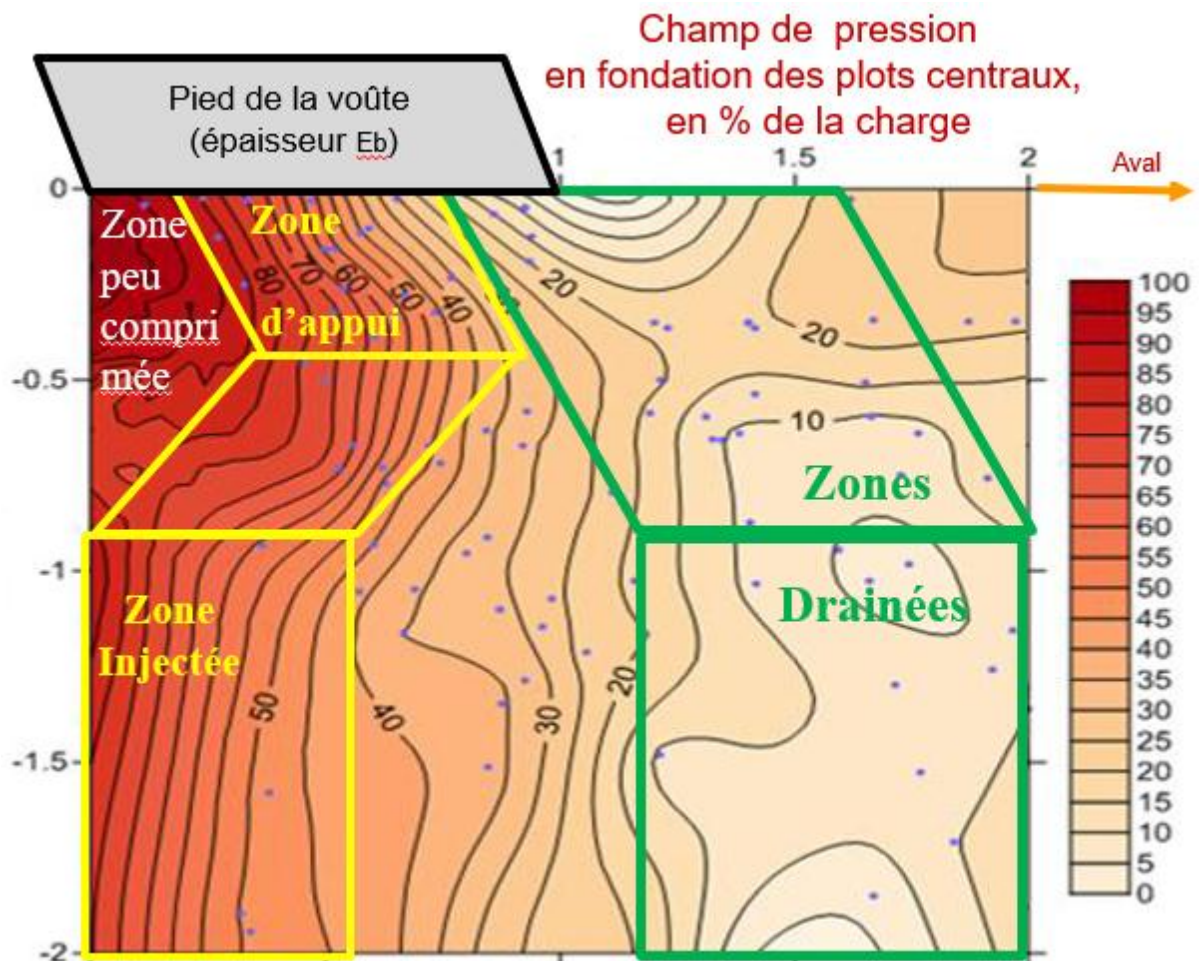


Figure 64 : L'analyse statistique tenant compte de l'ensemble des voûtes du parc EDF, met en évidence l'effet du drainage, des injections, et des efforts au contact barrage/fondation

- au niveau du contact béton rocher, on constate une forte piézométrie globale jusqu'au milieu de l'emprise de l'ouvrage ( $X=0,5$ ). Il y a ensuite une décroissance pour arriver jusqu'à l'aval de



la voûte où la pression est nulle. Le schéma met en évidence le rôle des forces d'appui au contact béton/rocher (pénétration de la pression dans la zone amont décomprimée, puis forte perte de charge dans la zone comprimée) ;

- plus en profondeur, on note le rôle du rideau d'injections (perte de charge très notable) et du drainage (les pressions sont très faibles dans la zone drainée). La perte de pression s'effectue entre  $X=0,5$  et  $X=0,7$  selon la profondeur.

Le graphique ci-dessous présente le niveau piézométrique mesuré (à retenue normale), en fonction de la position amont-aval des piézomètres (exprimée en % de l'épaisseur à la base), pour des piézomètres situés sous les plots en partie centrale de l'ouvrage. Il ne tient pas compte de la profondeur des prises de pression (cette simplification est justifiée pour la plupart des ouvrages, au regard du champ de pressions moyen (voir premier schéma) dont le gradient est essentiellement horizontal).

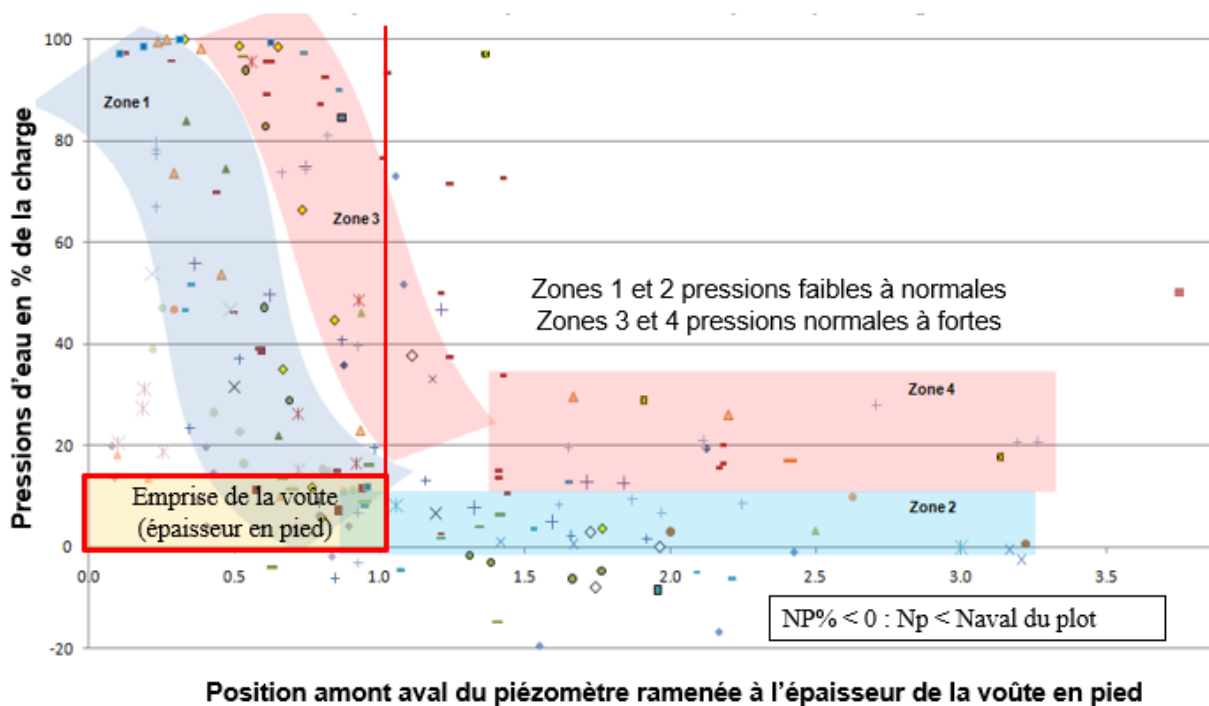


Figure 65 : Répartition des pressions d'eau en partie centrale de la fondation des voûtes auscultées du parc EDF.

Cette présentation met en évidence les importantes différences de comportement entre les ouvrages, avec des niveaux proches de la pleine charge pour des piézomètres pouvant se situer jusqu'à la limite de l'emprise de l'ouvrage ( $X=1$ ). Quand, pour expliquer ces variations, on regarde ouvrage par ouvrage, on voit que la pénétration des pressions sous la partie amont de l'ouvrage dépend de la décompression du rocher amont (liée au rapport  $L/H$ ) et peut atteindre la moitié ou les  $2/3$  de l'épaisseur ; en aval de la zone d'appui, le rabattement dépend du drainage installé et des caractéristiques géologiques du rocher (perméabilité, anisotropie, directions de la fissuration du rocher).

- certains ouvrages montrent des pressions d'eau comprises entre 15% et 30% de la charge au-delà de leur emprise (pour  $X>1$ , zone 4). Un jugement sur le niveau de la piézométrie devra prendre en compte les facteurs qui l'expliquent (profondeur du piézomètre, géométrie de la voûte, du drainage, et géologie de la fondation) ;
- de rares piézomètres peuvent indiquer de fortes pressions bien loin à l'aval de l'ouvrage. Ils sont très profonds et la charge  $y$  est directement liée à la géologie (milieu karstifié, bancs calcaires subhorizontaux).

NB : Certains niveaux sont négatifs. En effet, il arrive que les niveaux observés dans les piézomètres soient (en pied des rives) inférieurs à la cote du pied aval du plot considéré.

#### D.5 Utilisation de l'auscultation pour le calage des modèles (modules d'élasticité...)

Les modélisations numériques, qui servent à étudier ou expliquer les phénomènes en jeu, doivent reproduire du mieux possible le comportement observé de l'ouvrage, acquis au fil des ans par la surveillance et l'analyse des données d'auscultation.

Les données d'auscultation sont le résultat d'un « essai de mise en charge » en vraie grandeur de l'ouvrage et de sa fondation. Elles permettent, indirectement, en alimentant les calculs numériques, de déterminer les modules de déformation du béton et du rocher (éventuellement anisotrope), les coefficients de dilatation du béton et du rocher, et l'état thermique de l'ouvrage.

Le calage du module d'élasticité du béton et du rocher se fait par essais successifs jusqu'à minimiser les écarts avec les déplacements mesurés sur l'ensemble des déplacements de la structure. Il convient de faire le calcul pour un marnage bien connu au travers des mesures d'auscultation. Le dispositif de mesure des déplacements (pendules ou planimétrie) comprend à minima un profil en clé avec un point en crête qui permettra de caler le module du béton  $E_b$ , un point en pied ou en rives est utile pour caler le module du rocher  $E_r$ . Des profils supplémentaires en rive sont nécessaires si on veut affiner le calage (hétérogénéité ou anisotropie éventuelle du rocher : utilisation des déplacements tangentiels).

Le modèle numérique est d'abord calé (par choix de  $E_b$  et  $E_r$ ) pour obtenir le meilleur ajustement aux valeurs des effets hydrostatiques HST. Les cas de charge modélisés sont purement hydrostatiques entre RN et RP. Puis des cas de charge purement thermiques entre des champs de température représentant l'été et l'hiver permettent d'affiner les coefficients de dilatation et les champs de température pour obtenir au mieux les effets saisonniers HST.

Les mesures d'auscultation doivent constituer un échantillon assez bien réparti dans l'année et sur une plage de variation de cotes suffisante, ce qui permet de déterminer (par analyse HST) l'effet hydrostatique entre deux cotes d'exploitation pour lesquelles des mesures assez nombreuses ont été réalisées : en général entre RN et un remplissage partiel (RP). Dans certains cas particuliers où les échantillons de mesures sont mal équilibrés (peu de mesures topo en hiver en montagne, mesures faites « en remplissage au printemps », pas de mesures « à l'abaissement en hiver »), les effets thermiques sur le parement amont indissociables de la variation de cote (mais qui dépendent de la saison) peuvent générer des imprécisions de séparation des effets. Ce cas est rare, mais si un calcul plus précis est utile, la simulation des variations du remplissage et de l'état thermique du barrage sur une période assez longue (plusieurs années) serait une méthode pour ajuster au mieux les caractéristiques du béton et du rocher sur l'ensemble des valeurs brutes mesurées.

L'effet hydrostatique et l'effet saisonnier sont évalués (méthode HST par moindres carrés) en même temps, à partir de tous les déplacements observés dans les diverses situations d'exploitation, aux différents niveaux de remplissage, en été, en hiver, avec une vitesse de variation du plan d'eau rapide, ou lente. L'effet hydrostatique calculé par HST est donc un effet moyen (sur un grand nombre de cycles de marnage comportant des variations en toute saison), dont la valeur est en général proche de l'effet du marnage pur sans influence thermique. De même, l'effet thermique calculé est un effet moyen pour une cote d'exploitation moyenne (la séparation n'est donc pas parfaite pour les barrages à exploitation très saisonnière). Ce résultat est en général suffisamment robuste pour que l'effet saisonnier représente correctement un effet purement lié à une variation thermique entre une situation hivernale et estivale

La piézométrie permet de remonter au champ des pressions interstitielles, et aux contrastes de perméabilité du rocher (notamment en relation avec l'ouverture de la zone fissurée au contact béton/rocher). Ceci s'obtient par modélisation des écoulements (loi de Darcy ou de Poiseuille). Les mesures de débit permettent de caler en absolu la perméabilité des différentes zones de rocher. Elles donnent des ordres de grandeur, suffisamment précis pour bien comprendre les phénomènes, et pour porter un jugement sur le comportement de l'ouvrage. Néanmoins la prise en compte précise du drainage, des organes d'étanchéité, n'est pas aisée dans ces modélisations.

La modélisation du comportement à la mise en eau et dans les années qui suivent (retrait fluage, effet des cycles annuels) est calée pour reproduire au mieux les comportements observés ; il en est de même pour la modélisation du gonflement des bétons : la répartition des vitesses de gonflement doit permettre de reproduire les déformations observées, voire prévues par extrapolation.

Le lecteur pourra utilement se référer à [4-6] pour plus d'informations sur le calage des caractéristiques du béton et du massif rocheux par analyse des résultats d'auscultation.

**Les données d'auscultation participent également au calage des autres modèles** (géologique, mécanique de la fondation).

Les données des essais d'eau dans les chambres piézométriques, des débits de drainage et de la piézométrie dans les rives sont utiles à la construction des modèles hydrogéologiques de fondation (perméabilité en grand, et zonage des perméabilités).

### Références

- [D-1] Tatin, M. 2014. Comportement thermique des barrages en béton: amélioration des modèles d'analyses physico-statistiques des mesures de déplacements. Ph.D. thesis; Université de Grenoble; Labo 3SR.
- [D-2] Tatin, M., Briffaut, M., Dufour, F., Simon, A., Fabre, JP. 2015 Thermal Displacements of Concrete Dams: Accounting for Water Temperature in Statistical Models. Engineering Structures Volume 91, 15 May 2015, Pages 26-39.
- [D-3] Berthollet, A. (2003) Contribution à la modélisation du béton vis-à-vis du vieillissement et de la durabilité Thèse INSA Lyon.
- [D-4] Salençon, J. (2009) Viscoélasticité pour le calcul des structures. 157 pages. Éditions de l'École Polytechnique. N° ISBN978 2-7302-1557-2
- [D-5] Simon, A., Tatin, M., Royer, J., Florian, M., Fabre, JP. Analyse des mesures d'auscultation des barrages avec les réseaux de neurones. 2012. Colloque CFBR Auscultation des barrages et des digues. Pratiques et perspectives, 2012 , Chambéry
- [D-6] Fabre, JP., Mauris, F., Simon, F. 2015 Nouvelles analyses du comportement des fondations des barrages (Non-linéarités, Effets Elastiques différés) Colloque CFBR Fondation des barrages, Chambéry Avril 2015

## Annexe E : Incidentologie - Accidentologie

Cette annexe est composée d'extraits d'un article d'Eric Bourdarot présenté dans le cadre du colloque du CFBR « Enjeu et sûreté des barrages et digues » à Chambéry en 2016.

### E.1 Défaillance des fondations

La défaillance des fondations constitue le principal risque pour un barrage-voûte. Deux cas de rupture complète ont en effet été constatés sur des barrages-voûtes, attribuables aux conditions d'appui de la voûte :

- le barrage de Malpasset par la défaillance de la fondation ;
- le barrage de Meihua par une rupture le long du joint pulvino situé à la base. Ce cas ne constitue pas à proprement parler une défaillance de la fondation et sera traité à part.

#### E.1.1 Malpasset (France 1959)

Le barrage-voûte à double courbure de Malpasset, d'une hauteur de 66,5 m sur fondations, d'un volume de 48 000 m<sup>3</sup>, d'une longueur en crête de 223 m, de 1,5 m d'épaisseur en crête, 6,8 m à la base, fondé sur des gneiss et des micaschistes, a été construit entre 1952 et 1954. Après une mise en eau longue (en 1959 le niveau d'eau était encore inférieur de 7 m à la cote d'exploitation normale), de fortes précipitations début décembre entraînaient une montée brutale du niveau d'eau (4 m en 24 h). Le 2 décembre le barrage se rompit laissant subsister une partie de la rive droite et la base des consoles centrales. En rive gauche ne subsistait qu'une partie du mur en aile et l'extrémité rive droite de la culée.

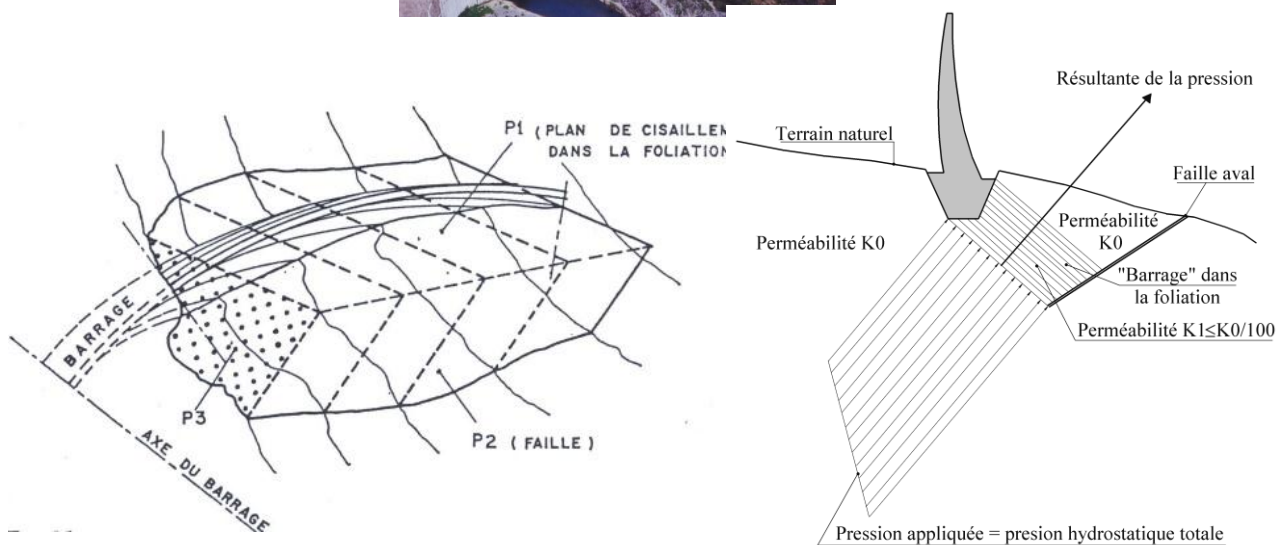


Figure 66: Barrage de Malpasset. Restes de l'ouvrage en rive gauche (gauche). Schéma de la zone de rupture (centre). Forces hydrauliques s'exerçant sur le dièdre (droite).

Les investigations et études réalisées ont montré que la rupture de l'appui RG s'est produite sous les effets combinés des sous-pressions et de la poussée de l'ouvrage. La présence d'une faille faiblement inclinée à l'aval, l'orientation de la schistosité de la roche ont favorisé la rupture d'une portion de la fondation, suivant une géométrie assimilable à celle d'un dièdre rocheux.

Par ailleurs dans les micaschistes, la réduction de la perméabilité de la roche sous l'effet des contraintes de compression, a pu également jouer un rôle en limitant le drainage dans l'appui rive gauche. Dans cette zone, la montée des sous-pressions s'est avérée doublement déstabilisatrice par amplification des poussées sur le plan amont du dièdre et diminution de la résistance au cisaillement sur le plan aval. Cet accident a eu un impact majeur à la fois :

- sur la prise en compte des conditions de stabilité des appuis des barrages-voûtes, en particulier la nécessité de mieux identifier les familles de discontinuités dans les appuis, de prendre en compte l'effet des sous-pressions ;
- sur les conditions d'étanchéité-drainage dans les appuis et dans certains cas la nécessité de mettre en œuvre des dispositions de drainage ;
- sur la surveillance et l'auscultation des ouvrages, en particulier lors de la phase de mise en eau ;
- par la mise en place d'une réglementation dans le domaine des barrages et la création du CTPB ;

Néanmoins comme l'indique Marcel Mary : « Il est de fait que la rupture du barrage de Malpasset n'a pas entamé la confiance des constructeurs en ce type d'ouvrages et les causes de l'accident ayant bien été établies cette confiance est parfaitement justifiée »

### E.1.2 Frayle (Pérou, 1961)

Le barrage du Frayle, construit au Pérou à proximité de la ville d'Aréquipa, voûte très mince à double courbure (1,60 m en crête, 6,2 m à la base), de 70 m de hauteur, mis en eau en 1958, situé dans une vallée très étroite à parois presque verticales a connu en 1961, alors que le niveau de la retenue atteignait la première fois la cote RN-9,30, un éboulement massif (15 000 m<sup>3</sup>) d'une partie de son appui RG. La fondation de l'ouvrage est constituée d'andésite, roche volcanique présentant de très bonnes caractéristiques mécaniques. Elle est recoupée cependant par un jeu de diaclases globalement subverticales sensiblement parallèles à la culée RG.

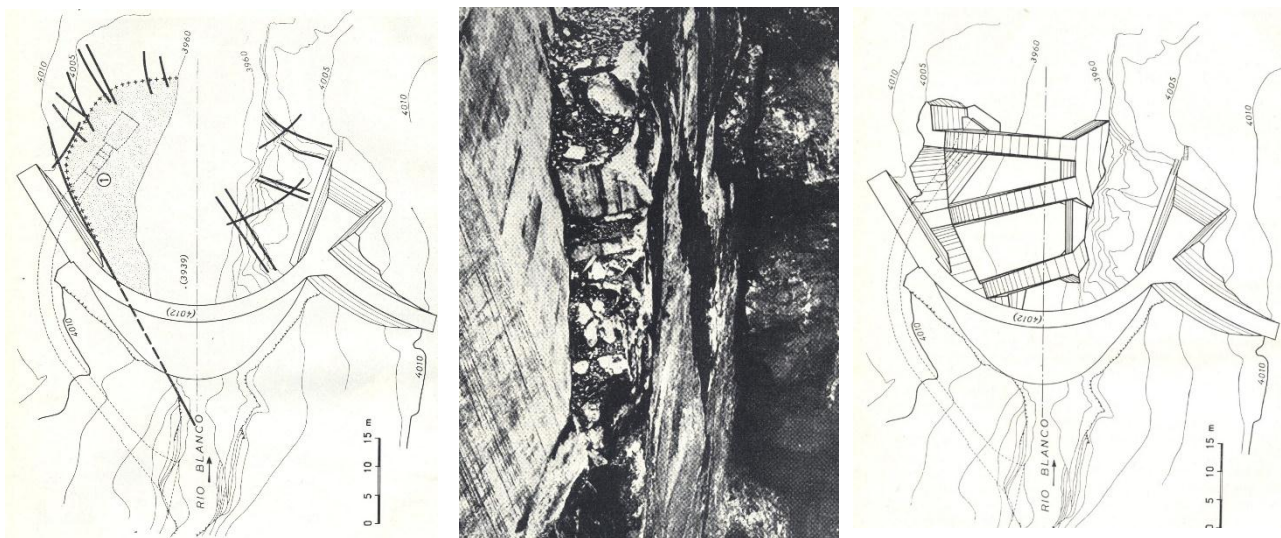


Figure 67: Barrage du Frayle. Distribution des discontinuités et zone éboulée en RG (grisée). Appui RD après éboulement (centre). Confortement (droite).

L'éboulement de 1961 qui a supprimé la fondation rive droite jusqu'au nu de la culée RG, faisant apparaître une falaise verticale de 20 m de hauteur, s'est produit bancs par bancs. La galerie de restitution, dont la chambre des vannes se trouve à l'aval, a été coupée par l'éboulement. Avant l'éboulement de petites venues d'eau avaient été observées dans la chambre des vannes puis progressivement sous forme de jets sous pression. La mise en pression des diaclases par des circulations directes depuis la retenue et le drainage naturel, insuffisant à l'aval, ont donc conduit à des abattements successifs des bancs verticaux espacés de quelques minutes, signalés par le gardien. Les travaux de réparation ont consisté en un renforcement de l'appui rive gauche par contreforts, butonnés sur la rive droite, accompagné de la création d'un réseau de drainage efficace.

### E.1.3 Idbar (ex-Yougoslavie, 1955)

Le barrage-voûte mince à double courbure d'Idbar construit entre 1958 et 1959, de 38 m de hauteur pour une longueur totale en crête de 105 m, une épaisseur en crête de 2,1 m, 4,2 m à la base et d'un volume de 7000 m<sup>3</sup> a été conçu comme un ouvrage expérimental afin d'évaluer les possibilités de construire un barrage de type voûte sur une fondation particulièrement déformable. Il est fondé sur des calcaires comportant une zone schisteuse particulièrement déformable en partie inférieure de la rive droite.

Lors de la première mise en eau de l'ouvrage des suintements importants sont apparus sur cette rive, dans la zone de contact entre les calcaires et les schistes qui ont conduit au lancement de travaux d'étanchement. Au cours de ceux-ci, la survenue d'une crue a entraîné le remplissage de la retenue et un déversement de l'ouvrage. Pendant cette période des fuites importantes se sont développées en RD (estimation jusqu'à 1 m<sup>3</sup>/s) conduisant à une déstabilisation de plusieurs blocs calcaires. Après l'arrêt du déversement, un bouchon en pied de voûte a été miné et l'ouvrage vidangé.

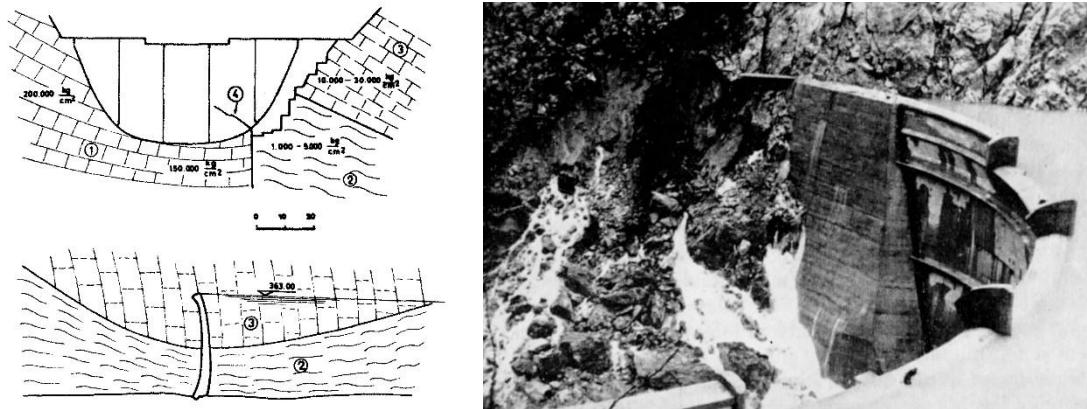


Figure 68: Barrage d'Idbar : coupe géologique et fuites dans l'appui RD

Des déplacements importants de l'appui atteignant jusqu'à 12 cm en crête en rive droite ont été observés. Sur la voûte, une ouverture des joints entre plots et une fissuration se développant au droit du contact calcaire-schistes et remontant à 40 ° vers la console de clef a été observée. L'ouverture maximale observée des fissures a été de 6 mm.

### E.1.4 Montsalvens(Suisse) [E-1]

Le barrage-voûte de Montsalvens, premier barrage-voûte à arcs à courbure variable construit en Europe entre 1919 et 1920, d'une hauteur de 52 m, d'un volume de 26 000 m<sup>3</sup>, d'une longueur en crête de 110m, de 2 m d'épaisseur en crête, 22 m à la base est fondé sur des calcaires du Malm. En

rive gauche les bancs sont subverticaux et de faible épaisseur. Cette disposition conjuguée à la relative finesse de l'éperon sur lequel s'appuie l'ouvrage induit depuis l'origine une mobilité irréversible de cet appui.

Suite aux déversements de l'évacuateur situé dans cette zone ayant entraîné des éboulements de la falaise, des confortements de surface (gunitage) ont été mis en place. La poursuite des évolutions et la réévaluation des conditions de passage des crues ont conduit au renforcement de la capacité de l'EVC rive gauche (mise en place de hausses Hydroplus) ainsi qu'à la nécessité d'un renforcement de l'appui RG.

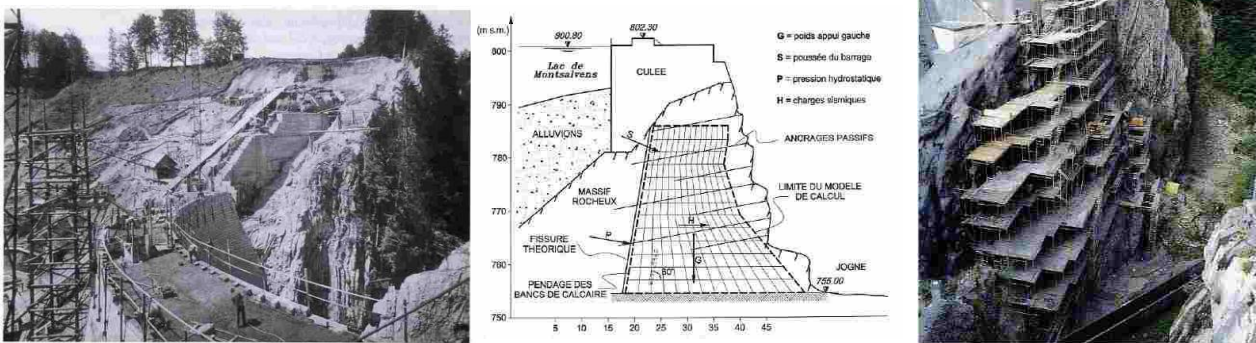


Figure 69: Barrage de Montsalvens. Construction. Principe du confortement. Réalisation des travaux.

Ce renforcement, visant à protéger la falaise contre tout risque d'éboulement superficiel et à augmenter la résistance au cisaillement le long des plans de litage, a été réalisé par le clouage de la paroi sur 1900 m<sup>2</sup> à l'aide de 252 boulons de 288 mm de diamètre de 6 m de longueur et par la mise en place de 169 barres de 50 mm de diamètre et de 27 m de longueur.

### E.1.5 El Atazar (Espagne)

Le barrage d'El Atazar qui sert à l'alimentation de la ville de Madrid est un barrage-voûte à double courbure de 134 m de hauteur avec une longueur en crête de 484 m. Construit entre 1966 et 1972 sur une fondation schisteuse affectée de plusieurs familles de discontinuités et de faille, l'ouvrage nécessita des investigations et des études poussées ainsi que différentes dispositions constructives : ouvrage épais (épaisseur en crête 6 m, à la base 36,70 m, volume de béton de 900 000 m<sup>3</sup>), excavations importantes (2 Mo m<sup>3</sup>), renforcement de la fondation. Ainsi en rive gauche différents glissements pendant les terrassements imposèrent un renforcement du talus amont par un réseau de poutres ancrées par tirants précontraints complété par une protection de surface. En rive droite, un système de 7 longrines ancrées par 135 tirants de 220 T et de 50 m de longueur a servi à stabiliser les couches de schistes, compte tenu de leur pendage vers la vallée et de la perte de butée en pied entraînée par le creusement du bassin d'amortissement.

Dès la mise en eau des déplacements dissymétriques vers la rive gauche ont été observés, attribués aux différences de déformabilité de la roche en rive gauche et aux renforcements en pied de rive droite. Une fissuration globalement plongeante entre le parement amont et les galeries inférieures a également été observée accompagnée de fuites significatives qui ont justifié un traitement par injection. En 1978 après une montée rapide du plan d'eau à une cote historique, une augmentation rapide des débits a été observée (jusqu'à 130 l/s) conduisant à une baisse du plan d'eau et de nouvelles injections.

En 1985, des investigations ont attribué les mouvements de l'ouvrage à une détérioration des caractéristiques mécaniques de la fondation. Une campagne d'injection a été réalisée et une réduction des déplacements de l'ouvrage a été observée. En 1988, le niveau du plan d'eau a dépassé le seuil

déversant. Depuis cette date l'ouvrage fait l'objet d'une surveillance attentive appuyée sur un renforcement du dispositif d'auscultation. Des injections de la fissure à l'aide de produit souple sont également effectuées. Une stabilisation progressive des évolutions irréversibles de l'ouvrage est observée.

#### E.1.6 Esch sur Sûre (Luxembourg)

Le barrage d'Esch sur Sure, barrage-voûte mince situé au Luxembourg de 50 m de hauteur environ sur fondations, 1,5 m d'épaisseur en crête et de 4,3 m en pied présente un développement de 168 m en crête et de 75 mètres à la base. La déformation de cette voûte mince en vallée large a amené le développement en pied d'ouvrage d'une fissuration dans le bas de la voûte accompagnée de fuites dans l'usine, située en pied d'ouvrage, maximales en hiver. Des campagnes d'injection répétées ont permis de réduire ces fuites, sans empêcher leur réapparition.

La solution adoptée à Esch sur Sûre a consisté à réaliser une plinthe en pied amont ancrée au rocher, raccordée de manière souple au barrage et complétée par un voile d'injection. Par ailleurs afin d'éviter le risque de développement ou de réactivation d'une fissure au-dessus du niveau de la plinthe, un enduit de résine epoxy a été appliqué sur les 10 m inférieurs du barrage. Ces travaux ont été l'occasion d'investigations du rocher en rive droite qui ont montré la présence d'un rocher présentant un certain degré de fracturation et d'altération. Des travaux ont été réalisés, comprenant un curage général du rocher superficiel altéré en pied aval rive droite et la réalisation d'une série de gradins totalisant 1000 m<sup>3</sup> de béton, ancrés par 60 tirants de 90 tonnes, soigneusement drainés. Une quinzaine de tirants de 400 tonnes ont été mis en place sur la culée.

#### E.1.7 Zeuzier (Suisse, 1979)

Le barrage de Zeuzier de 156 m de hauteur construit entre 1954 et 1957 a présenté un comportement satisfaisant jusqu'en 1978, date à partir de laquelle un mouvement vers l'amont a été observé. En 1979, les phénomènes se sont accélérés et des fissures d'une ouverture atteignant 15 mm apparurent en pied aval. Cette fissuration s'est accompagnée d'un déport vers l'amont de 12,5 cm, d'un tassement au droit du barrage de 13 cm et d'un resserrement de la vallée à 7,5 cm. Ces désordres apparurent concomitamment avec le creusement de la galerie de reconnaissance routière du Rawil située à 1500 m en distance horizontale et 400 m environ en profondeur. Dans cette galerie, des débits dépassant 500 l/s furent de manière transitoire observés, bien corrélés avec les déplacements de la voûte. L'ordre de vidanger le réservoir et d'arrêter les travaux de la galerie furent rapidement donnés.

L'ouvrage est en effet fondé sur des couches calcaires du Malm reposant elles-mêmes sur des couches du Dogger dans lesquelles était emprisonnée une nappe captive. La galerie routière creusée dans le Malm a entraîné par l'intermédiaire d'un jeu de failles et de discontinuités un drainage de la nappe captive et le tassement en masse des couches du Malm sus-jacentes. Ce phénomène a pu être bien décrit par le modèle couplé mécanique-hydraulique FES mis au point par le Dr Lombardi.

#### E.1.8 Discussion

Les cas présentés ci-dessus mettent en évidence différents mécanismes pouvant entraîner la déformation des appuis d'un barrage-voûte. Cette déformation est un sujet majeur de préoccupation, compte tenu du scénario extrême que constitue la perte d'un appui, rédhibitoire pour la stabilité de l'ouvrage.

Les processus de déformation s'expliquent principalement par la rhéologie du massif rocheux, les couplages mécaniques-hydrauliques (Malpasset, Frayle, Zeuzier) et les phénomènes d'érosion. Les questions qui se posent concernent l'évaluation de la cinématique de la déformation et les limites d'acceptabilité de ces déformations pour la voûte. Il faut noter que l'essentiel des renforcements



décrits dans les différents exemples ci-dessus, ont été mis en œuvre avec anticipation par rapport à une situation assimilable à des états-limites de service et avant que des dégradations impactant significativement l'exploitation de l'ouvrage n'interviennent. En ce sens, ils nous renseignent sur les processus redoutés pouvant conduire à ces états.

Ces exemples montrent que les barrages-voûtes peuvent accepter des déplacements d'appui (jusqu'à 12 cm à l'dbar) et trouver différentes formes d'adaptation : ouverture du contact béton/rocher, ouverture de joints de plots ou de reprises de bétonnage, fissuration avec développement de fuites.

La préoccupation majeure concerne l'éventualité d'une accélération brusque des phénomènes pouvant aboutir plus ou moins rapidement à la situation-limite que constitue la rupture de l'appui. La difficulté étant de définir, lorsqu'un déplacement irréversible se développe, quels mécanismes entrent en jeu et quelle évolution ils vont connaître. L'évaluation de leur cinématique devient alors essentielle en recherchant si les déformations observées peuvent s'accompagner d'une mobilisation défavorable de jeux de discontinuités, de la formation de zones de localisation de la déformation (bandes de cisaillement), d'une perte de résistance par dépassement des caractéristiques de pic, du développement de zones de circulations préférentielles et d'une augmentation des sous-pressions.

Dans les situations défavorables, la présence d'un drainage efficace, en empêchant la diffusion des sous-pressions au reste de l'appui, constitue une barrière principale. Combiné à l'analyse d'autres paramètres (piézométrie, déplacements), le suivi de l'évolution des débits de drainage devrait faciliter la détection des changements de cinétique des phénomènes couplés mécaniques et hydrauliques.

## E.2 Le cas particulier du barrage de Meihua (Chine, 1981) [E-2]

Le barrage-voûte de Meihua présentait une hauteur de 22 m, une longueur développée en crête de 64 m, une épaisseur en crête de 1 m, à la base de 1,2 m, de 2 m au niveau du socle. Il a en effet été réalisé avec un joint périmétral de type pulvino. Il comportait un évacuateur de surface calé 0,7 m sous la crête. Achievé en mars 1981, sa mise en eau s'est terminée en juin 1981. En juillet, suite à une crue, un déversement de 0,3 m sur la crête a été observé. Un nouveau déversement fut enregistré les 11/12 septembre 1981 et les déversements se sont poursuivis jusqu'au 18 septembre. Les inspections de l'ouvrage n'ont alors rien détecté d'anormal. A 13 h 35, le 18 septembre, le barrage se rompait en totalité. Les expertises de terrain ont mis en évidence des marques de glissement le long du joint périmétral, ainsi qu'une rupture des plots d'extrémité ne comportant pas de joint périmétral.

Les études menées ont conclu à un mécanisme de glissement le long du joint périmétral amenant à une surcharge des plots d'extrémité, leur rupture entraînant la rupture de la voûte. Les effets thermiques ont pu dans ce cas jouer un effet amplificateur. Cette rupture attire l'attention sur les angles de frottement qui peuvent être mobilisés au contact de rives peu pentues. Dans cette situation, un joint de type pulvino présente une situation défavorable, un joint sec béton-béton ayant le plus souvent des caractéristiques au cisaillement nettement moins bonnes que celles d'un joint béton-rocher.

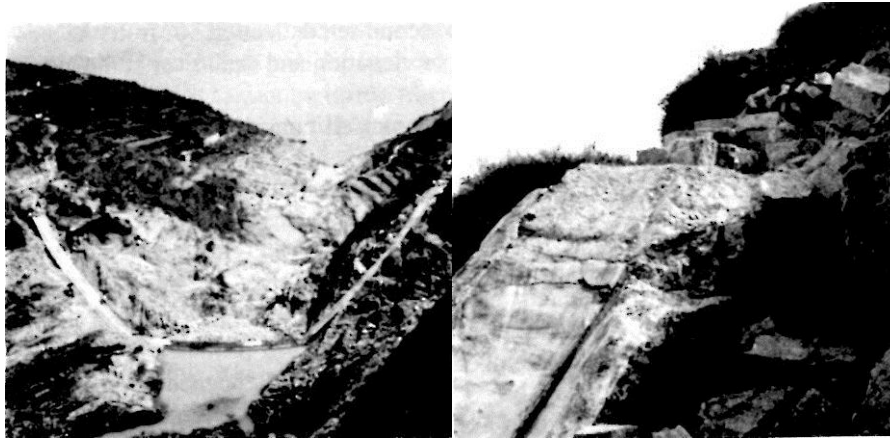


Figure 70: Barrage de Meihua : vue générale et appui RG

### E.3 Erosions des appuis

#### E.3.1 Moyie River (Etats Unis, 1925)

Le barrage de Moyie River construit aux Etats-Unis dans l'état d'Idaho est une voûte cylindrique de 16 mètres de hauteur, très mince (0,60 m d'épaisseur en crête, de 1,6 m à la base). L'appui RG était formé par une mince arrête séparant la vallée principale d'un petit affluent. Un canal déversoir revêtu de bois de 7,2 m de largeur, 3,6 m de profondeur, de 15 m de longueur, situé en RG de la voûte, servait d'évacuateur de crue.

Suite à une crue, partiellement due à la rupture de trois petits barrages amont, un déversement de 2 à 4 m sur le barrage a été observé, entraînant une érosion de l'appui rive gauche et le creusement d'un chenal de 15 m de profondeur et de 5,5m de largeur à la base. L'érosion de l'appui a été également accélérée par le courant en provenance d'un affluent RG immédiatement à l'aval.

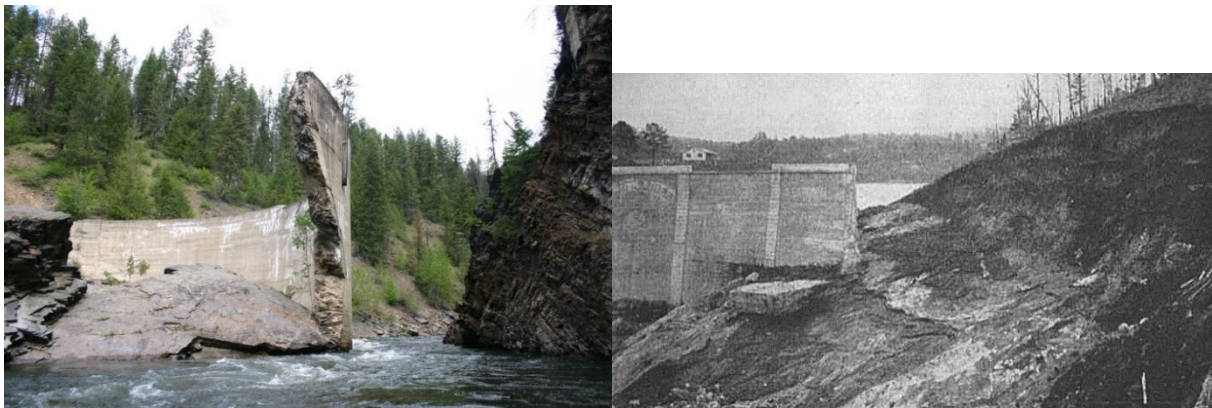


Figure 71 : Barrages de Moyie river (gauche) et de Lake Lanier (droite)

Malgré la perte d'une partie significative de l'appui RG, le reste de la voûte est resté en place.

#### E.3.2 Lake Lanier (Etats Unis 1926)

Le barrage de Lake Lanier ou Vaughn Creek, construit dans l'état de Caroline du nord, a été achevé en mars 1925. L'ouvrage cylindrique très mince et très large présentait une hauteur de 19 m, une longueur en crête de 91,5 m, une épaisseur en crête de 0,30 m, 3,8 m en pied, et comportait deux culées-poids en rive droite et rive gauche. En situation d'atteinte de la RN pour la première fois le 21 janvier 1926, des fuites sont apparues sous la culée RG ainsi que des craquements dans le béton suivis d'un tassement et d'un basculement de la culée. Le reste de la voûte est resté en place. La rupture peut

être imputée à la qualité de la fondation, bonne globalement sous l'ouvrage, sauf localement sous la culée RG.

### E.3.3 Sweetwater (Etats-Unis, 1895)

Le barrage de Sweetwater situé dans l'état de Californie était initialement un barrage-voûte en maçonnerie de 30 m de hauteur construit en trois phases en 1886, 1887 et 1888.

Une première crue en 1895 occasionne un déversement de 0,6 m sur le parapet et 1,5 m sur la crête pendant 40 heures, sans dégradation. Renforcé à l'aval, l'ouvrage surélevé de 6 m en 1910-1911 est transformé en voûte-poids. Le 30 janvier 1916 une crue occasionne un déversement de 1,1 m sur la crête, amenant une rupture de la culée rive droite, puis d'une partie de l'appui RD. Le reste de l'ouvrage ne connaît pas de dégâts. A la suite de cette rupture partielle un nouvel évacuateur est intégré en rive droite et l'ouvrage est remis en eau.

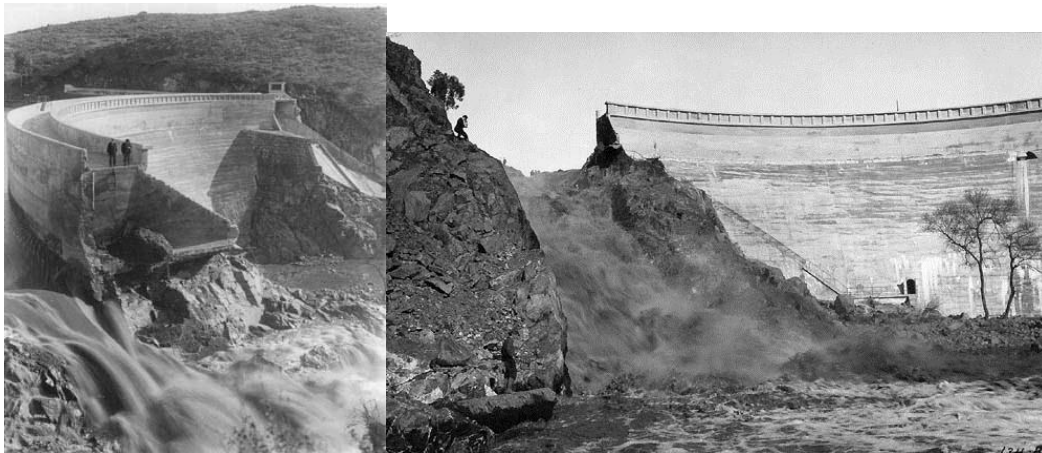


Figure 72 : Barrage de Sweetwater. Erosion de l'appui RD.

### E.3.4 Discussion

Ces différents exemples montrent qu'en cas de déversement les rives peuvent constituer des zones de fragilité particulière en raison le plus souvent d'une qualité moindre des appuis qui explique souvent la mise en place de culée-poids. Dans ce cas la déstabilisation des culées peut intervenir par une action combinée des érosions et des sous-pressions.

Il faut noter par ailleurs que dans les trois cas évoqués ci-dessus, la perte significative d'une partie de la voûte n'a pas entraîné de rupture de l'ensemble de l'ouvrage, les efforts étant redirigés vers la partie basse des appuis. Il est possible également, compte tenu du volume des retenues, que le processus d'érosion ait induit une perte progressive des appuis, mais une baisse corrélative de la poussée sur les ouvrages.

Ce processus diffère de celui d'un mécanisme de rupture de type Malpasset qui se traduit à pleine charge par un effacement brutal de l'ensemble de l'appui, entraînant la rupture complète de l'ouvrage.

## E.4 Comportement du pied amont des barrages-voûtes

La mise en extension du pied amont des barrages-voûtes, qui accompagne le mouvement de flexion des consoles vers l'aval sous l'effet du chargement de la retenue, se trouve amplifiée par les évolutions irréversibles de l'ouvrage et par l'effet des pressions interstitielles. Elle se traduit le plus souvent par une ouverture de la zone du contact barrage/fondation qui traduit l'adaptation de l'ouvrage à ses conditions d'encastrement. Suivant les situations (géologie, forme de l'ouvrage...) elle peut se

développer dans la fondation par l'ouverture de discontinuités ou de manière moins favorable plus haut à l'intérieur de l'ouvrage. En fonction de cette localisation les conséquences en termes de stabilité de l'ouvrage et de moyens d'intervention peuvent donc s'avérer différentes. Plusieurs barrages-voûtes autrichiens réalisés dans les années 1980 sont représentatifs de cette question et diffèrent par les solutions apportées.

#### E.4.1 Kölnbrein (Autriche) [E-3]

Le barrage de Kölnbrein barrage-voûte mince à double courbure de 200 m de hauteur, situé dans une vallée relativement large (longueur développée en crête de 626 m - rapport L/H= 3,1) présente une épaisseur en crête de 7,6 m et à la base de 36 m. Son volume est de 1,6 Mo de m<sup>3</sup>. Construit entre 1971 et 1977, le barrage a vu se développer dès sa mise en eau un réseau de fissuration plongeante en pied amont de la voûte. Différentes actions ont été tentées : campagnes d'injections répétées, congélation, réalisation d'une plinthe en pied amont.

A la suite de cette dernière un nouveau réseau de fissures s'est développé dans la voûte démarrant au-dessus de la plinthe et affectant une partie plus étendue de la voûte. Par ailleurs, la recherche d'une efficacité poussée du clavage avait conduit à la formation en pied aval d'un réseau de fissures se propageant à l'intérieur de la voûte. Une extension de la fissuration depuis le parement amont pouvant rejoindre le réseau de fissures aval et compromettre la reprise des cisaillements à la base de l'ouvrage a conduit à la mise en œuvre d'un confortement lourd en pied aval constitué d'un massif en BCR sur lequel s'appuie le tiers inférieur de la voûte, par l'intermédiaire d'appuis réglables.

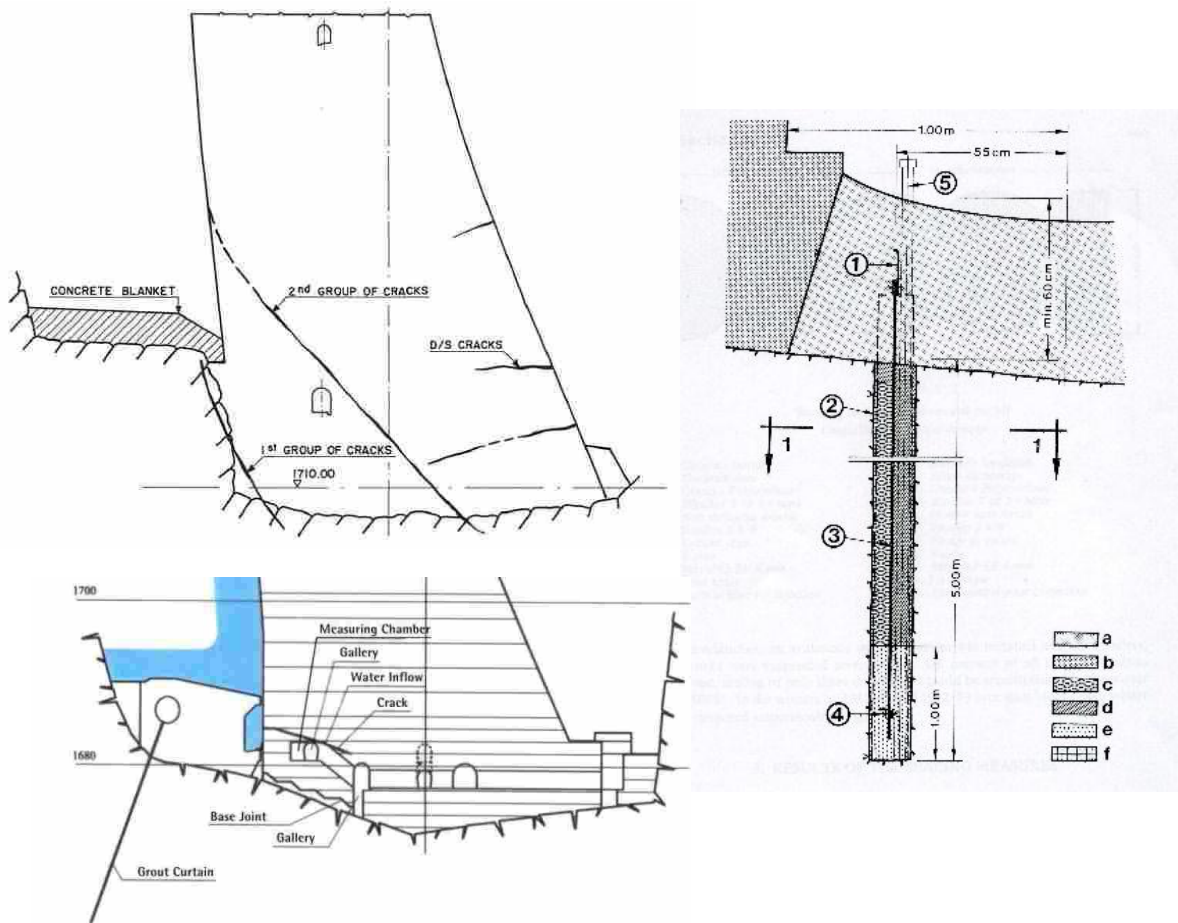


Figure 73: Kölnbrein. Patron de fissuration (gauche). Schlegeis. Ecran étanche sous l'ouvrage (centre). Zillergrundl. Patron de fissuration et joint de base mis en pression (droite).

#### E.4.2 Schlegeis [E-4]

Le barrage de Schlegeis, barrage-voûte mince à double courbure de 131 m de hauteur situé dans une vallée large (longueur développée en crête de 721 m - rapport L/H=5,5), présente une épaisseur en crête de 9 m et à la base de 34 m. Son volume est de 960 000 m<sup>3</sup>. Construit entre 1969 et 1971, l'ouvrage comportait une galerie de drainage basse située à 7 m du parement amont et placée directement au contact du rocher à partir de laquelle des drains étaient distribués dans la fondation. Lors du remplissage de la retenue, une augmentation progressive des débits de drainage a été observée s'amplifiant considérablement pour les niveaux hauts de remplissage du réservoir pour atteindre 251 l/s. Les fuites provenaient principalement de joints en fondation en relation avec leur ouverture mesurée par extensométrie.

Après un essai de traitement par injections, le remède retenu a été la mise en œuvre d'un voile étanche souple de 6 m de profondeur, réalisé à partir du radier de la galerie dans une tranchée réalisée par forages sécants et constitué d'une membrane plastique ancrée en fond et en sommet de forage et d'un remplissage en sable et graviers injectés de résine. En fond de galerie, un radier en béton de 0,60 m d'épaisseur ferme l'étanchéité.

#### E.4.3 Zillergründl (Autriche) [E-5]

Le barrage de Zillergründl, barrage-voûte mince à double courbure de 186 m de hauteur, situé dans une vallée relativement large (longueur développée en crête de 506 m - rapport L/H = 2,36) présente une épaisseur en crête de 7,0 m et à la base de 42 m. Son volume est de 1,37 Mo de m<sup>3</sup>. Construit entre 1980 et 1985, il comprenait dès l'origine un dispositif de plinthe amont raccordé par un joint souple au pied de voûte et un joint horizontal préformé sur le tiers amont de la voûte entre le pied de la plinthe et la galerie de drainage. L'objectif de ce joint drainé était de servir de zone de localisation à la zone d'ouverture du contact barrage/fondation.

Lors de la mise en eau de l'ouvrage, à environ 10 m de la fin du remplissage, une fissure s'est formée au-dessus du niveau étanché de la plinthe débouchant à l'intérieur de l'ouvrage et entraînant une fuite de 150 l/s.

Le développement de cette fissure montre que lors de la mise en extension du pied de voûte, l'absence de forces de sous-pressions à la base de l'ouvrage ne permet pas de maintenir suffisamment en compression le pied de voûte et rend possible, sous l'effet des sous-pressions se développant dans le béton ou dans des reprises au-dessus du niveau de la plinthe, un phénomène assimilable à une fracturation hydraulique.

La solution mise en œuvre a été, au lieu de drainer le joint, de le mettre en pression à 8 bars et d'injecter la fissure.

#### E.4.4 Laouzas (France) [E-6]

Le barrage de Laouzas, voûte mince à double courbure de 52 m de hauteur sur fondations, situé dans une vallée relativement large (longueur développée en crête de 295 m - rapport L/H = 5,67) présente une épaisseur en crête de 2,5 m et à la base de 10,5 m. Son volume est de 60 000 m<sup>3</sup>. Dès la mise en eau une ouverture du contact barrage/fondation a été observée se traduisant par une augmentation sensible des débits de drainage. L'accentuation du phénomène sous les effets du fluage et de la redistribution des efforts dans la structure a conduit à différentes interventions : reclavage de l'ouvrage puis déplacement du réseau de drainage en pied aval.

En dépit d'un ralentissement des évolutions, l'atteinte de niveaux historiques en janvier 2006 sur certains paramètres a conduit à réexaminer en détail le comportement de l'ouvrage. La mise en place

d'un profil piézométrique au tiers aval des consoles centrales a mis en évidence la propagation des pressions jusqu'en pied aval en hiver à cote haute. Dans cette situation il apparaît que la poussée de la voûte au pied des consoles est subhorizontale et s'applique sur leur encastrement d'une épaisseur de 3 m environ. Ce mode de fonctionnement, vraisemblablement assez courant même s'il n'est pas toujours mis en évidence, attire l'attention sur les conditions de transmission des efforts de la butée aval à la fondation.

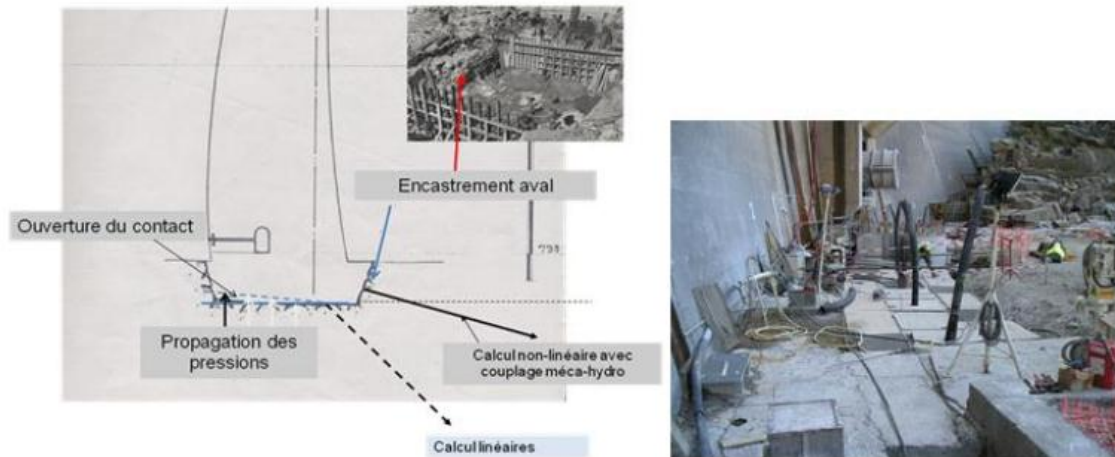


Figure 74: Barrage de Laouzas. Mécanisme d'ouverture du contact et conséquences sur la distribution des efforts en pied d'ouvrage. Réalisation de la poutre aval de confortement.

Dans le cas de Laouzas la solution proposée et mise en œuvre est de conforter la butée par la mise en place d'un dispositif de précontrainte combiné à un dispositif de drainage. Ce dispositif supporté par une poutre en béton de 1,3 m d'épaisseur, dissociée mécaniquement du barrage, assure le confinement de la fondation tout en prévenant la propagation des pressions vers l'aval, garantissant ainsi la pérennité de la fonction de la butée dans la transmission des efforts des consoles centrales à la fondation.

#### E.4.5 Inguri (Géorgie) [E-7]

Le barrage-voûte d'Inguri, plus haut barrage-voûte du monde jusqu'au début des années 2000, présente une hauteur de 271 m sur fondation, une épaisseur en crête de 10 m et de 90 m à la base du socle sur lequel est construit l'ouvrage. Le volume de béton atteint 3,9 Mo de m<sup>3</sup>. L'ouvrage est situé à l'emplacement d'un petit anticlinal calcaire. De nombreux accidents traversent la fondation de l'ouvrage en particulier une faille en rive droite, fracture secondaire d'une faille sismiquement active passant dans la retenue à 1 à 1,5 Km de l'ouvrage.

Un joint périmétral de type pulvino est réalisé entre le pied de la voûte et le socle dont l'épaisseur moyenne à la base est de 50 m. La réalisation du socle et du pulvino a été motivée à la fois par l'hétérogénéité de la fondation, le besoin d'adaptation aux éventuels déplacements différentiels et par la recherche d'une localisation des extensions de la voûte au droit du joint. Un important système d'injection et de drainage a été mis en place avec un ensemble de réseaux de galeries dans le corps de l'ouvrage se prolongeant sur les rives. L'ouvrage comprend en particulier en pied deux galeries en série (injection et drainage), la première traversant le contact barrage/fondation en position relativement amont.

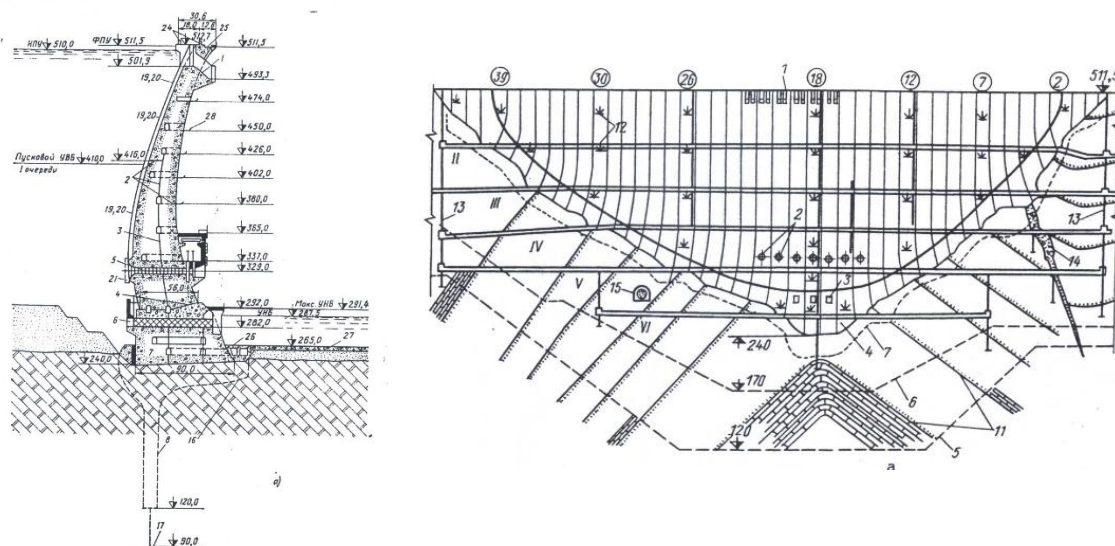


Figure 75: Barrage d'Inguri. Coupe en partie centrale. Elévation aval.

La mise en eau de l'ouvrage a montré qu'en dépit de la présence du pulvino l'ouverture du contact barrage-fondation s'est produite, les pressions interstitielles s'établissant dans ce joint et non dans le pulvino, isolé de la retenue par un waterstop placé en position amont. Les mouvements d'ouverture du contact barrage/fondation ont amené des fuites importantes au travers des revêtements des galeries amont et la nécessité de renforcements massifs par un anneau fortement ferrailé et bétonné de la galerie basse. Les forts gradients hydrauliques autour de la galerie, dans une fondation présentant des remplissages érodables, ont entraîné des déboussages locaux et son noyage.

#### E.4.6 Discussion

Le comportement du pied amont des barrages-voûtes, même s'il présente globalement les mêmes causes, peut se traduire par des conséquences différentes, suivant les dispositions adoptées en pied d'ouvrage mais également la nature de la fondation. Dans cette situation où la compatibilité des déformations entre le pied de voûte et la fondation joue un rôle important, la localisation de l'ouverture du contact peut se situer dans une configuration plus ou moins défavorable. Plus favorable dans la fondation, permettant l'ouverture d'un jeu de discontinuités plongeantes en fondation, nettement moins favorable lorsque l'ouverture du contact se produit dans l'ouvrage, favorisée par des dispositions constructives et aux conséquences amplifiées par la présence de galeries.

Il est cependant difficile de trouver dans les différents exemples évoqués des phénomènes qui soient assimilables à une rupture locale en pied d'ouvrage. Ces situations ne sont traduites principalement par des fuites et des montées piézométriques. Les scénarios envisageables, au-delà de cette situation, consisteraient en une rupture par cisaillement du pied d'ouvrage qui se traduirait par une mobilisation des effets d'arc des arcs inférieurs et des fuites plus ou moins importantes en pied.

L'exemple d'Inguri met en évidence, au-delà du non fonctionnement d'un joint de type pulvino pour prévenir l'ouverture du contact barrage/fondation, l'attention qui doit être portée au positionnement des galeries d'injection et de drainage en particulier en partie basse des appuis où dans leur traversée du contact barrage/fondation elles peuvent se trouver soumises à des tractions et des cisaillements. La question se pose également dans le corps des voûtes, la présence d'une galerie en pied d'ouvrage dans une position trop amont pouvant apporter plus d'inconvénients que d'avantages. La réalisation de drains au contact barrage/fondation à partir de telles galeries s'est le plus souvent soldée par la fermeture de ces drains, leur rebouchage et le déplacement du voile de drainage en position plus aval.

## E.5 Dimensionnement. Hardiesse des voûtes.

Si les accidents et incidents observés sur les voûtes peuvent être expliqués par différents mécanismes de défaillance imputables à la fondation et aux sollicitations auxquelles est soumis l'ouvrage, la forme intrinsèque de la voûte est également un facteur important, mais souvent difficile à caractériser. L'exercice consistant à dire a posteriori quelle forme aurait pu convenir n'est jamais effectué et a fortiori le résultat jamais vérifié... Des paramètres permettant de caractériser la sensibilité particulière d'un ouvrage ont été élaborés, dont le plus connu est celui proposé par G. Lombardi ( $F^2/VH$  où  $F$  est la surface développée du parement amont de la voûte,  $V$  son volume et  $H$  sa hauteur) qui caractérise la hardiesse d'une voûte. Globalement ce critère se corrèle bien avec les niveaux de sensibilité des ouvrages [E-8].

### E.5.1 Le Gage 1 (France) [E-9]

Sur cet ouvrage à simple courbure construit en 1953, l'expérience avait été proposée et tentée de dimensionner un ouvrage avec des contraintes moyennes de compression (rapport  $Pr/e$ ) voisines de 10 MPa, soit près du double des contraintes moyennes adoptées à l'époque. Le barrage présente une hauteur maximale sur fondation de 41 m et un développement en crête de 153 m. L'épaisseur en crête est de 1,3 m et à la base de 2,77 m en clef (4m environ aux naissances des arcs). Le volume de l'ouvrage est de 4 500 m<sup>3</sup>.

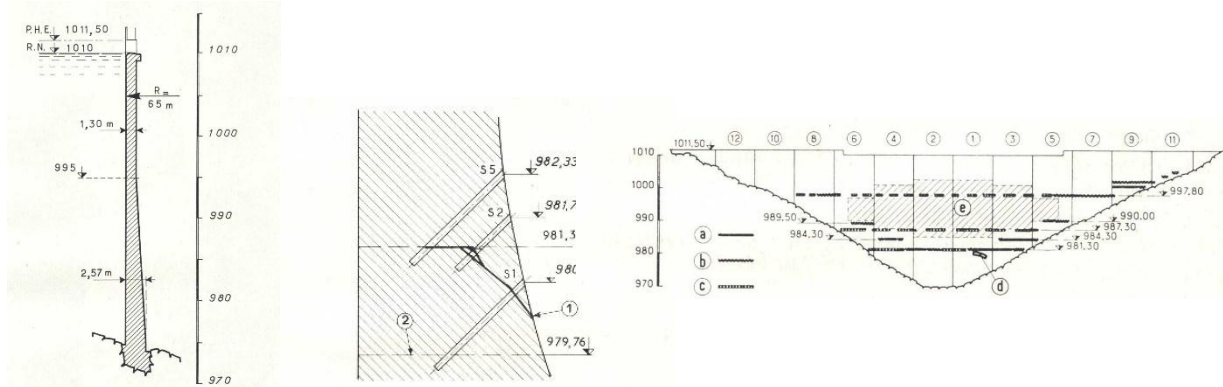


Figure 76 : Barrage du Gage 1. Coupe en partie centrale. Fissure plongeante en parement aval. Fissuration en parement aval.

Les zones de développement de traction et de fissuration avait été identifiées et des armatures mises en place afin d'éviter une meilleure répartition de la fissuration tout en admettant une plastification des aciers. Les premières observations, en particulier à l'occasion des nombreuses variations du plan d'eau faites à titre expérimental, ont dans un premier temps conduit à la conclusion que « Le comportement s'est révélé élastique une fois obtenue une certaine adaptation de la fondation ».

En novembre 1963 cependant, lors du remplissage hivernal, une progression nette de la fissuration est observée, en particulier l'apparition d'une fissure à une dizaine de mètres au-dessus de la console centrale, présentant un caractère plongeant vers l'aval avec un léger rejeu. Cette évolution de la fissuration a conduit à la décision de réaliser un nouvel ouvrage à l'amont immédiat. L'impact de la réalisation en 1962 d'un important tapis de dissipation en pied aval de l'ouvrage a fait l'objet de discussions. Malgré la dissociation de ce tapis, la présence de blocages locaux auraient pu en effet altérer la compatibilité des déformations entre la voûte et sa fondation, impact particulièrement sensible sur un ouvrage mince.

Il faut par ailleurs noter dans le Rapport CIGB 1958 Q21 R 103 [E-9], la remarque suivante : « Pour ce qui est des fatigues thermiques la minceur procure donc un double gain. Il compense dans une



proportion notable, sinon décisive, l'augmentation de la contrainte moyenne sous la charge d'eau si bien qu'au total amincir un barrage-voûte est moins osé qu'il est souvent objecté, c'est plutôt économiser sur la matière pour qu'elle travaille utilement ». L'exemple présenté au § 5.6.1 du barrage de Tolla montre que cette analyse, qui ne tient compte que de l'impact sur les effets d'arc, est mise en défaut par les conséquences défavorables sur les effets consoles.

### E.5.2 Les Plats (France) [E-10]

Le barrage des Plats est un second exemple de barrage-voûte mince en vallée large pour lequel un confortement aval a été réalisé. Ouvrage à simple courbure de 21,0 m de hauteur en crête sur fondation, de 140 m de développement en crête, il présente un rapport largeur de la vallée-hauteur voisin de 5,5. Il s'agit donc d'un ouvrage situé dans une vallée large à fond plat par ailleurs très mince (1,5 m en crête, 3,3 m à la base). Deux mécanismes de défaillance ont été mis en avant dans la décision du renforcement : la présence d'une fissure traversante en pied d'ouvrage faisant redouter un mécanisme de cisaillement du pied des consoles, un reclavage non maîtrisé après un épisode froid à retenue vide. La présence d'un tapis aval fortement ferrailé a pu contribuer à une rigidification de la fondation, altérant selon une problématique voisine de celle du Gage, la compatibilité des déformations entre le pied de la voûte et la fondation.

### E.5.3 Les Toules (Suisse)

Le barrage-voûte des Toules, construit en deux étapes entre les années 1955 et 1964 présente une hauteur de 86 m, une longueur développée en crête de 460 m, une épaisseur en crête de 4,2 m, à la base de 20,50 m pour un volume de béton de 240 000 m<sup>3</sup>. L'ouvrage est donc situé dans une vallée large (rapport l/h voisin de 4,5) à fond relativement plat. Il présente également la particularité de comporter un faible épaissement des consoles en rive et d'avoir été conçu sans boîte de cisaillement. L'ouvrage a par ailleurs été construit en deux phases avec un joint injecté entre les deux ouvrages.

La réévaluation des conditions de stabilité de l'ouvrage en situation de crues et de séisme laissant apparaître d'importantes contraintes de traction en pied amont au droit des consoles latérales, des contraintes d'arc horizontales en crête faisant craindre une ouverture significative des joints de plots, situation défavorable en l'absence de boîte de cisaillement, un renforcement de l'ouvrage a été décidé.

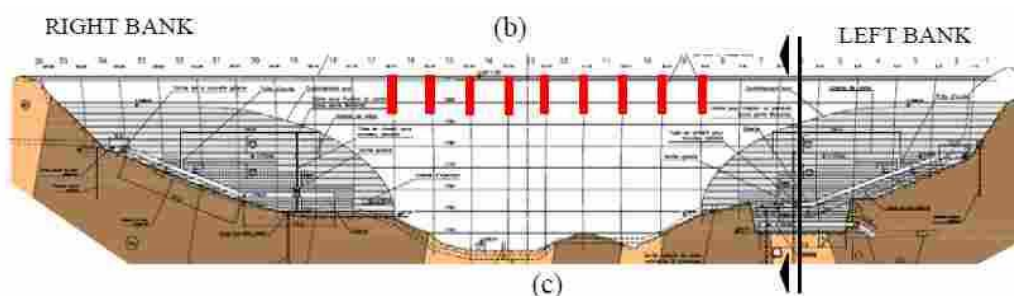


Figure 77 : Barrage des Toules. Vue du renforcement aval.

La solution de confortement adoptée a été d'épaissir les consoles de rive par l'adjonction de deux massifs de béton à l'aval (66 000 m<sup>3</sup> au total). Ce confortement a pour effet de renforcer les effets d'arc et de transférer une partie de la charge des consoles centrales sur les rives, tout en répartissant mieux les contraintes sur celles-ci.

### E.5.4 Discussion

La prise en compte de la géométrie des voûtes apparaît sur ces exemples comme un facteur distinctif, dans le sens où il peut entraîner une sensibilité particulière à certains phénomènes, comme l'ouverture du contact barrage/fondation ou la réponse aux sollicitations thermiques. Même si au final les taux moyens de contraintes conservent toujours des marges importantes vis-à-vis de la résistance à la compression du béton, la fissuration qui se développe dans ces structures minces soulève vite la question de la dimension des sections résiduelles résistantes.

Les formes d'ouvrage jouent également un rôle, en particulier l'épaississement des consoles sur les rives qui doit être suffisant, notamment, pour permettre une meilleure adaptation aux hétérogénéités de la fondation.

## E.6 Les sollicitations thermiques

### E.6.1 Tolla (France)

La qualité de la fondation du barrage de Tolla constituée d'un granite très dur ainsi que la géométrie du site ont conduit à construire entre 1958 et 1960 un barrage-voûte très mince avec des taux de contrainte moyenne atteignant 8 MPa, soit légèrement inférieurs mais proches de ceux du Gage (10 MPa). L'ouvrage présente ainsi une hauteur de 90 m, un rayon amont de 71 m, une épaisseur en crête de 1,50 m, à la base des consoles centrales de 2,43 m, et maximale de 4,2 m aux naissances des arcs.

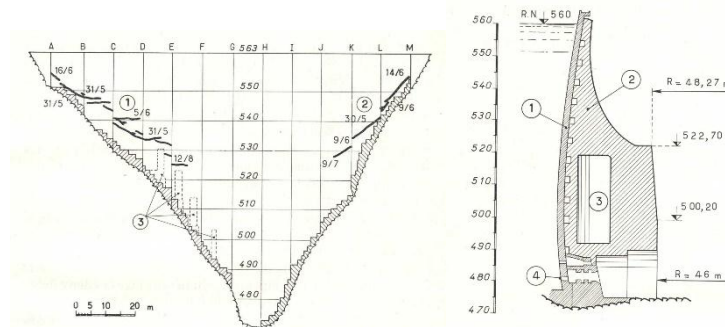


Figure 78: Barrage de Tolla. Localisation des zones de fissuration en parement aval et renforcement aval.

Dès la mise en eau en 1961, une fissuration de la voûte s'est développée en partie haute à partir de l'aval au voisinage des appuis. Cette fissuration est expliquée par l'échauffement de la voûte conduisant au déport des consoles latérales vers l'amont accentué par la déformation en double bosse liée à la poussée hydrostatique.

En 1963 et 1964 fut réalisé un confortement lourd aval sous la forme d'un anneau confortatif relié à la voûte par des murs verticaux formant butons. L'expérience de Tolla montre que l'avantage procuré par la finesse d'une voûte, par la limitation des moments d'encastrement au niveau des rives, se trouve compensé par la forte rigidité de la fondation et surtout par sa moindre inertie thermique.

### E.6.2 Gage 2

Le parti de reconstruire dans un délai rapide un second barrage-voûte directement à l'amont de Gage 1 et donc avec une implantation relativement contrainte, a induit différentes sujétions qui se sont avérées non sans effet sur la réalisation et le comportement de Gage 2. L'adaptation à la géométrie de la fouille et son approfondissement n'ont pu se faire que moyennant la réalisation de blocages en fondation, générateurs de variations d'inertie. L'ouvrage à double courbure réalisé entre 1965 et 1967

présente des dimensions (hauteur, largeur) voisines de celles de Gage 1, mais une épaisseur sensiblement plus importante (1,5 m en crête, 4,5 m à la base). Le volume de l'ouvrage est voisin de 15 000 m<sup>3</sup>.

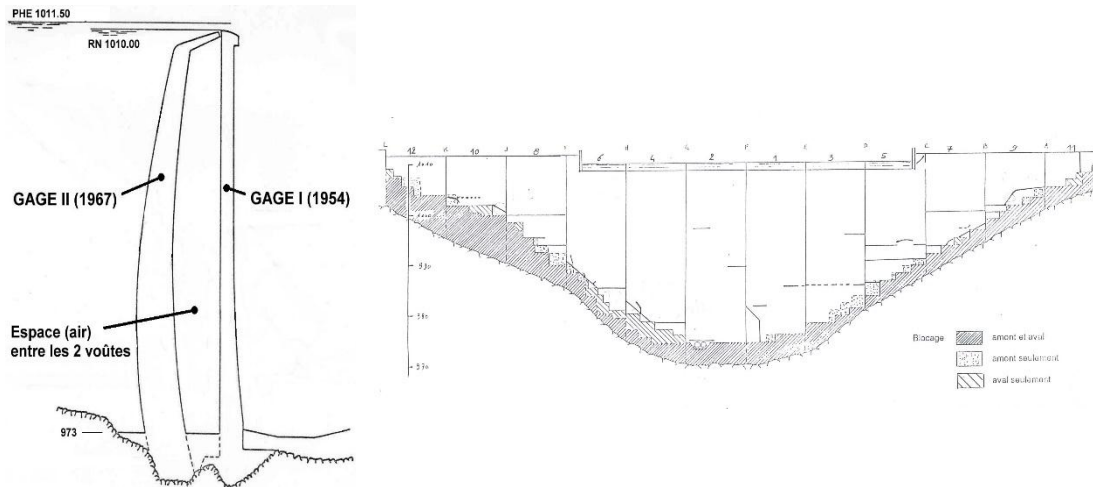


Figure 79: Barrage du Gage. Coupe en console centrale. Développement d'une fissuration en parement aval

L'apparition dans les années 1980 de déplacements irréversibles vers l'amont et d'une fissuration en pied aval débutant en partie haute des appuis et tendant à se propager vers le bas, a conduit à analyser le comportement de cet ouvrage singulier. Il est ainsi apparu que ces évolutions étaient à mettre en rapport avec le changement de mode d'exploitation de l'ouvrage amené à connaître des baisses de plan d'eau accentuées en fin d'été et donc une majoration de ses contraintes thermiques en été. Depuis, la mise en place d'un arrosage du parement amont en été a permis de pallier ces phénomènes et de redonner la pleine gestion du plan d'eau.

Sur un ouvrage mince comme Gage 2 (bien que plus épais que Gage 1), les chargements thermiques apparaissent sensibles en été mais également en hiver en induisant une ouverture du contact barrage/fondation. Afin de réduire la sollicitation de l'ouvrage il a été tiré parti de l'avantage de la situation Gage 1- Gage 2 pour chauffer l'espace inter-voûtair en hiver.

### E.6.3 Discussion

Les sollicitations thermiques s'ajoutent aux autres chargements, en particulier hydrostatique. Ils ne constituent pas cependant, au contraire de ce dernier, un chargement extérieur mais contribuent à développer des efforts dans les voûtes en raison de leur caractère hyperstatique. Ils conduisent à modifier la localisation des zones maximales de sollicitation des appuis suivant les saisons ainsi que les distributions de contraintes dans les structures. La forme des voûtes est un élément important en raison des effets de l'inertie thermique très sensible sur les voûtes minces.

Ils peuvent ainsi amplifier les effets des autres chargements. En hiver, en accentuant l'ouverture du contact barrage/fondation, ils favorisent la propagation des pressions interstitielles vers l'aval. En été à niveau bas de la retenue, ils peuvent conduire au développement d'une fissuration en pied aval qui refermée en hiver permettra cependant la transmission des efforts de compression. Il faut noter que dans ces zones le chargement d'été se combine défavorablement avec les effets du gonflement. Il en est de même pour ce qui concerne la sollicitation des culées.

## E.7 Le gonflement des bétons

Le gonflement dans les barrages-voûtes se traduit globalement par un exhaussement de la crête et un déplacement d'ensemble vers l'amont. Cette déformation a pour effet une mise en extension du

parement aval avec dans certains cas le développement d'une fissuration plus ou moins continue en pied aval. Le gonflement est susceptible de compenser les effets du retrait et du fluage observé dans les premières années de l'ouvrage et conduisant à une ouverture du pied amont. Dans le cas des voûtes présentant des culées le bilan des efforts fait apparaître une augmentation du frottement mobilisé.

### E.7.1 Problématique de la stabilité des culées (Maury, Choranche - France)

Les barrages de Maury et de Choranche sont deux exemples d'ouvrages pour lesquels une augmentation de l'effort résistant au niveau des culées a été recherchée par ajout de précontrainte. Cette solution présente ainsi l'avantage d'assurer la reprise de chargements supplémentaires tels que crues et séisme sans bloquer les possibilités d'adaptation de l'ouvrage sous l'effet des déformations imposées liées au gonflement ; tout blocage peut en effet entraîner un développement de la fissuration ailleurs dans l'ouvrage.

### E.7.2 Précontrainte dans la voûte (Stewart Mountain- Etats-Unis)

Sur le barrage-voûte de Stewart Mountain en Californie, ouvrage de 65 m de hauteur terminé en 1930, les phénomènes d'alcali réaction combinés avec un mauvais traitement de surface des bétons à la construction, et les phénomènes de lixiviation, ont conduit à une perte de liaison des reprises. Afin d'assurer la stabilité au séisme de l'ouvrage 62 tirants précontraints verticaux ont été mis dans l'ensemble des plots de la voûte ainsi que 22 sur la culée RG.

### E.7.3 Fissure aval (Pian Telessio - Italie) [E-11]

Sur le barrage-voûte de Pian-Telessio affecté par une réaction alcali-granulats, une opération de sciage des plots a été effectuée afin d'opérer un déconfinement de l'ouvrage. L'ouvrage comporte en effet un joint périmétral de type 'Pulvino' conduisant à un basculement de l'ouvrage vers l'amont. Une concentration des contraintes de compression dans la zone amont du joint est donc observée. Les travaux de sciage ont été suivis d'une refermeture partielle des joints qui ont fait l'objet avant la mise en eau d'une opération de reblavage. Le retour de l'ouvrage vers l'aval semble ne pas avoir été aussi important qu'attendu.

### E.7.4 Ouvrages remplacés

A noter que pour deux barrages-voûtes soumis à gonflement, la solution d'un remplacement a été préférée à des travaux de réhabilitation. Le barrage de Serra situé en Suisse, voûte très fine, qui avait fait l'objet d'un premier renforcement a été remplacé par un barrage-voûte situé immédiatement à l'aval. Le barrage d'Alto Ceira au Portugal a également été remplacé par un ouvrage construit à 200 m plus à l'aval avec une augmentation en corrolaire de la réserve d'eau.

### E.7.5 Discussion

Les réactions de gonflement des bétons induisent à l'intérieur des voûtes des déformations imposées qui se traduisent par des efforts supplémentaires sur les appuis en raison des blocages latéraux constitués par les appuis. Ce sont des phénomènes lents au cours desquels s'exercent les effets du fluage des bétons mais également des fondations sous l'effet des contraintes de compression et de cisaillement exercés par la voûte.

Le point d'attention que constitue la stabilité des culées trouve des éléments favorables d'appréciation dans le fait que des déplacements millimétriques suffisent pour amener une réorientation plus favorable des efforts.

Ces phénomènes adaptatifs expliquent pourquoi les mesures de contraintes mesurées in-situ sont le plus souvent très inférieures aux prédictions des modèles négligeant ces phénomènes. Les cas les plus sensibles apparaissent dans des situations de singularités géométriques (culées, joint pulvino...). Les mécanismes de défaillance apparaissent dans ce cas assez bien définis et des dispositions existent (précontrainte, sciage) susceptibles d'apporter des solutions confortatives satisfaisantes.

### Références

- [E-1] Confortement de l'appui gauche du barrage de Montsalvens. Philippe Lazaro. Daniel Golliard. Revue Eau-Energie-Air. 1999. Cahier 11/12
- [E-2] Analysis of an experimental dam Failure. Ru Neihua. Water Power and dam construction. July 1989. Stewart Mountain Dam Stabilization. USCOLD Newletters March 1992
- [E-3] Kölnbrein Dam. A special solution for a special problem. G. Lombardi Water-Power Issue. ICOLD Congress Vienna 1991.
- [E-4] Experience with the supplementary installation of an elastic diaphragm in the rock of the Schlegeis dam ar dam. H Flögl, H Stäuble. CIGB 1991. Q 66 R 41.
- [E-5] Arch dam analysis using Zillergründl as example. P. Oberhuber. CIGB 2009. Q 90 R 25.
- [E-6] Le comportement des barrages-voûtes en vallée large. Expériences tirée des barrages de Laouzas et Vouglans. E. Bourdarot, M. Hoonakker. CIGB 2012. Q95 R11.
- [E-7] Analysis of the Behavior of the foudation of Inguri dam. D. Mirtskhulava. L. Noniev. M. Kalabegishvili
- [E-8] Conception et calcul des barrages-voûtes. G. Lombardi. Séminaire Rabbat. Octobre 1997.
- [E-9] Divers renseignements sur le comportement du barrage du Gage. J. Bellier, G. Mauboussin, V. Mladyenovitch. Rapport CIGB 1958 Q21 R 103.
- [E-10] Réhabilitation du barrage des Plats M. Hoonakker, A. Jansen, P. Cazenave, I. Clément. Colloque CFBR novembre 2013. Modernisation des barrages.
- [E-11] Rehabilitation of the Pian-Telessio dam affected by alacali-aggregate reaction. F. Amberg. R. Bremen. N. Brizzo. ICOLD 2009 Q 90 R213.

## Annexe F : Erodabilité du rocher au déversement

Les barrages voûtes qui sont en béton et dont la fondation est plutôt résistante à l'érosion sont a priori capables de supporter un certain déversement en pied aval.

Le cas le plus connu est le barrage de Vajont en Italie [F-1], barrage voûte en béton à double courbure de 261 m de haut qui a subi l'assaut d'une vague de 150 m de hauteur et de 25 millions m<sup>3</sup> au-dessus de sa crête suite à un gigantesque glissement de terrain dans la retenue alors que celle-ci était pleine. Si la masse d'eau se propageant dans la vallée en aval du barrage a englouti les villes de Longarone, Pirago, Rivalta, Villanova et Faè, le barrage lui-même n'a pratiquement pas été endommagé ; seules les installations annexes (salle de contrôle, équipements...) ont été détruites.

On peut également évoquer le barrage de Gibson aux Etats Unis, qui a supporté une surverse de près d'un mètre pendant environ 20 heures, en juin 1964 lors d'une crue de printemps historique (fonte des neiges cumulée à des épisodes orageux). Après cet évènement, le barrage a été réaménagé de manière à pouvoir être submergé en toute sécurité par une lame d'eau extrême de 3,7 m.

Pour vérifier la tenue globale de la voûte en cas de surverse, le vérificateur doit vérifier le potentiel d'érosion des eaux de déversement aux extrémités de la crête, le long des rives en pente et en fond de vallée.

### F.1 Potentiel d'érosion aux extrémités en crête

Au droit de la crête du barrage, les vitesses de l'eau peuvent être grossièrement estimées à  $(2 \times g \times h)^{0,5}$  pour une hauteur de chute h, faible, sans prise en compte de la dissipation d'énergie dans l'air.

Le vérificateur vérifiera que la qualité du rocher est capable de supporter de telles vitesses.

### F.2 Potentiel d'érosion le long des rives en pente

Les pressions dynamiques qui peuvent s'insérer dans les joints ou fissures sont du même ordre de grandeur, mesurées en mètres de colonne d'eau, que la dénivelée entre la cote de la retenue et le point considéré sur la rive rocheuse.

Le vérificateur vérifiera donc que le rocher dans la zone de réception des jets est capable de résister à de telles pressions et aux vitesses d'écoulement le long de la pente ; dans le cas contraire, il vérifiera que, si des petits blocs ou écaillés rocheuses sont déstabilisés par l'introduction des pressions dynamiques ou arrachés par l'écoulement, cela ne modifie pas la tenue mécanique de la voute.

### F.3 Potentiel d'érosion en fond de vallée

La dissipation de l'énergie hydraulique lors de la chute de l'eau en aval du barrage, si elle n'est pas maîtrisée, peut créer de très fortes érosions au point de restitution en rivière, pouvant entraîner en aval immédiat du barrage voûte la création d'une fosse pouvant déstabiliser le pied de l'ouvrage.

À la réception des jets, le vérificateur s'assurera que la dissipation d'énergie est suffisante pour empêcher que le développement d'une fosse d'érosion ou l'action de tout courant direct ou de retour puisse éroder en pied et déstabiliser soit le barrage, soit sa fondation, soit les rives en aval.

Lorsque le débit de crue augmente, la hauteur de chute subséquente du jet varie en général assez faiblement compte tenu des augmentations parallèles de la charge sur le seuil et du niveau aval. La rehausse du niveau aval peut cependant être plus importante en vallée étroite. Cette rehausse du niveau aval augmente le volume du matelas d'eau disponible en fond de vallée et le taux de dissipation

(en  $\text{kW/m}^3$ ) peut évoluer à la baisse comme à la hausse avec le débit de déversement en fonction des configurations de projet, comme l'ont montré des études récentes.

Pour évaluer le potentiel d'érosion en fond de vallée, le vérificateur a la possibilité d'utiliser des méthodes d'évaluation numériques ou de mener une étude sur modèles réduits.

### F.3.1 Méthodes d'évaluation

Les méthodes actuelles d'évaluation de l'érosion des masses rocheuses sur les rives ou en fondation peuvent être regroupées comme suit :

- estimation du taux d'énergie à dissiper par unité de volume et comparaison avec des valeurs réputées acceptables ;
- formules empiriques basées sur des observations en laboratoire et sur le terrain ;
- méthodes semi-empiriques combinant des observations en laboratoire et des observations sur le terrain avec certaines théories physiques ;
- modélisations numériques reproduisant les processus physiques de fracturation, soulèvement et entraînement de blocs en fonction des caractéristiques du rocher et à partir de la simulation des pressions dynamiques et vitesses des jets ;
- modélisations physiques en association ou non avec les modélisations numériques.

Le vérificateur choisira les méthodes appropriées en fonction de l'intensité des phénomènes et de la durée d'exposition attendus. Il pourra dans un premier temps utiliser les formules empiriques et/ou méthodes semi-empiriques.

#### F.3.1.1 Estimation du taux de dissipation

La notion de taux de dissipation (Puissance des lames d'eau divisée par le volume d'eau utile dans la fosse ou le bassin de dissipation) est utilisée, soit à titre de contrôle, soit en pré-dimensionnement d'une fosse pré-excavée.

La puissance « brute » à dissiper peut s'exprimer sous la forme  $P = \rho g Q H$ .

Où  $P$  est la puissance dissipée ( $W$ ),  $\rho$  la masse volumique de l'eau ( $\text{kg/m}^3$ ),  $g$  l'accélération de la gravité ( $\text{m/s}^2$ ),  $Q$  le débit déversant ( $\text{m}^3/\text{s}$ ) et  $H$  la chute d'eau c'est-à-dire la dénivelée entre la cote de retenue et le niveau aval en pied de barrage ( $m$ ).

#### Dissipation dans l'air

La précédente formule de calcul de puissance « brute » est conservative et ne tient pas compte de la dissipation du jet dans l'air, de la désintégration progressive du jet lors de la chute. Plusieurs auteurs, dont Castillo [F-2][F-3] ont montré que les facteurs d'abattement correspondants peuvent être très importants selon les caractéristiques du jet.

#### Dissipation dans l'eau

Ervine et Falvey [F-4], et plus récemment Bollaert [F-5] et Castillo [F-2] ont proposé des abaques pour la prise en compte de la dissipation d'énergie d'un jet plongeant arrivant dans un matelas d'eau.

Des considérations plus générales sont possibles : Mason [F-6] recommande un critère de puissance par  $\text{m}^3$  d'eau dans la fosse ou le bassin de dissipation voisin de 7 à 9  $\text{kW/m}^3$ .

Les valeurs maximales de taux de dissipation sont environ de 30  $\text{kW/m}^3$  pour les fosses naturelles et peuvent atteindre 60  $\text{kW/m}^3$  pour les fosses revêtues moyennant de sévères précautions dans la conception de ce type de fosses [F-7].

### F.3.1.2 Formules empiriques

Ces formules sont nécessairement très conservatrices car elles évaluent l'érosion à long terme (notion de profondeur ultime). L'affouillement se développe de façon exponentielle avec le temps et l'analyse des profondeurs d'érosion sur plusieurs prototypes montre que l'affouillement ultime n'est généralement atteint qu'après une durée de 100 à 300 heures de déversement pour un débit donné. La surverse lors d'un épisode de surverse exceptionnel n'aura généralement pas le temps d'aboutir à cette profondeur ultime.

Le [tableau 6](#) ci-après donne les principales formules utilisées, avec comme notation :

$D$ , profondeur d'érosion en fonction du débit unitaire  $q$  à l'impact sur le bassin de réception, de la charge hydraulique  $H$  sur le niveau d'impact, et en y ajoutant la profondeur initiale du bassin de réception  $h$ , et la taille des particules ou blocs formant le fond  $d$ .

On note que le paramètre de la taille des blocs formant le fond est à la puissance 0.10 dans les formules rappelées, et a donc peu d'influence.

D'autres listes plus complètes de formules d'érosion, parfois complexes, sont disponibles dans la littérature hydraulique, et en particulier dans la mise à jour de P. Mason [F-6] ; **leur degré de sophistication ne doit pas faire oublier leur base empirique, et leur caractère approximatif.**

Tableau 6 : Formules empiriques de la profondeur maximale d'érosion

Auteur	Formule
Mason (1989, 2011)	$D = \frac{K \cdot q^x \cdot H^y \cdot h^{0.15}}{g^{0.3} \cdot d^{0.10}}$ avec $K = 6.42 - 3.10H^{0.10}$ ; $x = 0.6$ ; $y = 0.15$
Mason (1985)	$D = \frac{K \cdot q^x \cdot H^y \cdot h^{0.15}}{g^{0.15} \cdot d^{0.10}}$ avec $K = 6.42 - 3.10H^{0.10}$ ; $x = 0.6 - \frac{H}{300}$ ; $y = 0.15 - \frac{H}{200}$
Mason (1985), limite haute	$D = \frac{3.27q^{0.60} H^{0.05} h^{0.15}}{g^{0.30} d_m^{0.10}}$
SOFRELEC (1980)	$D = 2.3q^{0.60} H^{0.10}$
Martins (1975)	$D = 1.5q^{0.60} H^{0.10}$
Chee and Kung (1974)	$D = 1.663q^{0.60} H^{0.20}$
Damle (1966)	$D = 0.362q^{0.50} H^{0.50}$
Veronese (1937)	$D = 1.9q^{0.54} H^{0.225}$

### F.3.1.3 Méthode semi-empirique d'Annandale

La méthode de l'indice d'érodabilité (EIM) [F-8] est basée sur des recherches qui ont porté sur environ 150 observations sur le terrain et quelques essais en laboratoire pour établir **un seuil d'érosion** reliant



un indice géomécanique (indice d'érodabilité **K**), qualifiant la capacité du rocher à résister à l'érosion, à la capacité érosive de la lame déversante (puissance hydraulique de l'écoulement **P**).

L'indice d'érodabilité (**K**) est le produit de quatre paramètres :  $K = M_s \times K_b \times K_d \times J_s$

où

- **M<sub>s</sub>** est un coefficient de résistance de la matrice du matériau du fond, pris égal à la résistance en compression simple ;
- **K<sub>b</sub>** est un coefficient de fracturation du massif rocheux du fond, défini en divisant la valeur du RQD par le nombre de familles de joints ;
- **K<sub>d</sub>** est un coefficient de résistance au cisaillement des discontinuités et fractures tenant compte de la rugosité et degré d'altération des épontes dans le rocher ;
- **J<sub>s</sub>** est un coefficient de structure du fond qui représente l'effet de la structure du fond sur son érodabilité ; il tient compte de l'espacement et de l'orientation par rapport à l'écoulement des familles de joints les plus défavorables.

Ces paramètres peuvent être estimés en première approche par une inspection visuelle faite par un géologue expérimenté. Des sondages complémentaires (carottes, reconnaissances) pourront être réalisés lors d'études géotechniques classiques adaptées à la configuration. Il s'agit de caractéristiques du rocher habituellement utilisées dans la pratique par les ingénieurs : résistance à la compression simple (UCS), RQD, nombre de familles de discontinuités, ouverture, rugosité et remplissage des discontinuités et direction, et pendage du rocher.

La puissance hydraulique de l'écoulement **P** est représentée par la puissance hydraulique brute du jet arrivant sur la surface du bassin divisée par l'épaisseur du jet fois la largeur d'action du jet sur le fond (largeur du jet à l'impact sur l'eau + diffusion du jet au cours de sa propagation dans la profondeur du bassin avec un angle estimé en première approche à environ 14-15° par rapport à l'axe du jet [F-4]), pondérée par un coefficient d'interaction avec le fond rocheux qui tient compte des effets de pression dynamique moyenne, et de celui des fluctuations de pression. Il dépend lui-même de plusieurs paramètres [F-8]. Cette méthode donne une puissance par m<sup>2</sup>.

L'équation du seuil d'érodabilité est donnée par  $P = K^{0.75}$ , pour  $K > 0.1$ , valide pour un substratum rocheux.

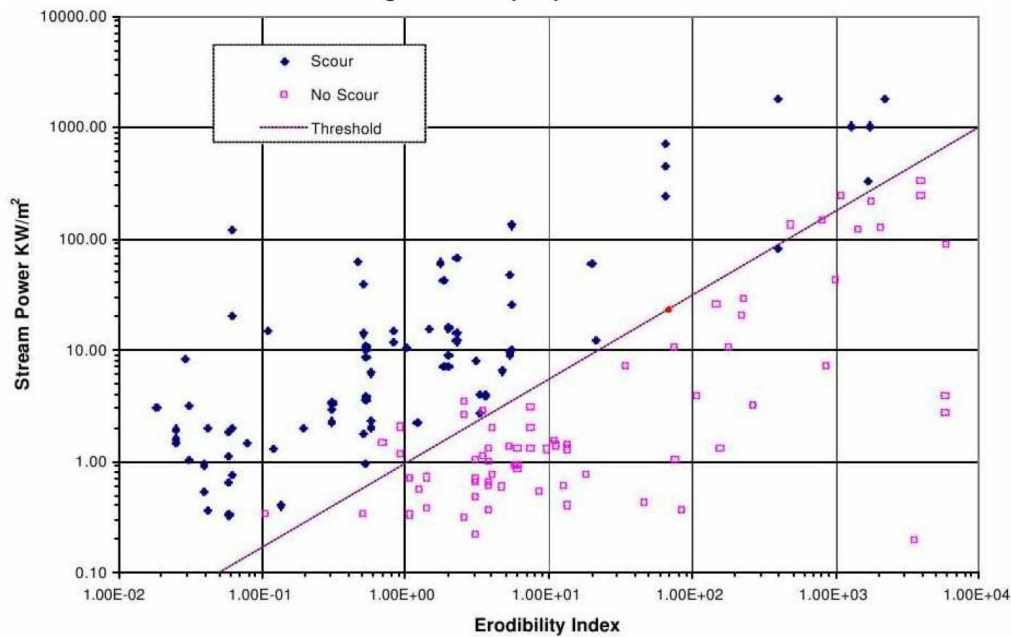


Figure 80 : Diagramme du seuil d'érodabilité, d'après Annandale

Dans cette approche, si les caractéristiques particulières font que  $P > f(K)$  alors le seuil d'érosion d'érodabilité sera dépassé et le développement de l'affouillement est vraisemblable ; si  $P < f(K)$  le seuil n'étant pas atteint, le matériau du fond ne sera pas significativement affecté par l'érosion.

De par sa simplicité, cette méthode connaît un réel succès. Néanmoins, on peut s'apercevoir à l'usage que la détermination de l'indice d'érodabilité n'est pas si aisée. Par ailleurs, les caractéristiques hydromécaniques des observations de la base de données ayant abouti à la détermination du seuil ne sont pas disponibles.

#### F.3.1.4 Modélisation hybride de Bollaert et Schleiss

Le modèle CSM (Comprehensive Scour Model) [F-5] propose **une modélisation spatiale et temporelle** du processus d'érosion, incluant la modélisation du jet déversé, des écoulements et effets des pressions hydrodynamiques dans le bassin de réception, du massif rocheux du fond et des effets hydrodynamiques dans le massif.

Cette méthode comprend 3 modules principaux :

- le module du jet, qui détermine la vitesse, la forme, la trajectoire et le degré d'aération du jet déversé ;
- le module du bassin de réception qui modélise la diffusion du jet dans le bassin, les pressions moyennes et les fluctuations de pression sur le fond, ainsi que l'écoulement de recirculation de l'eau ;
- le module du massif rocheux du fond, qui modélise la fracturation, les effets hydrodynamiques dans les fractures, jusqu'au soulèvement et à l'éjection des blocs détachés par les actions hydrodynamiques.

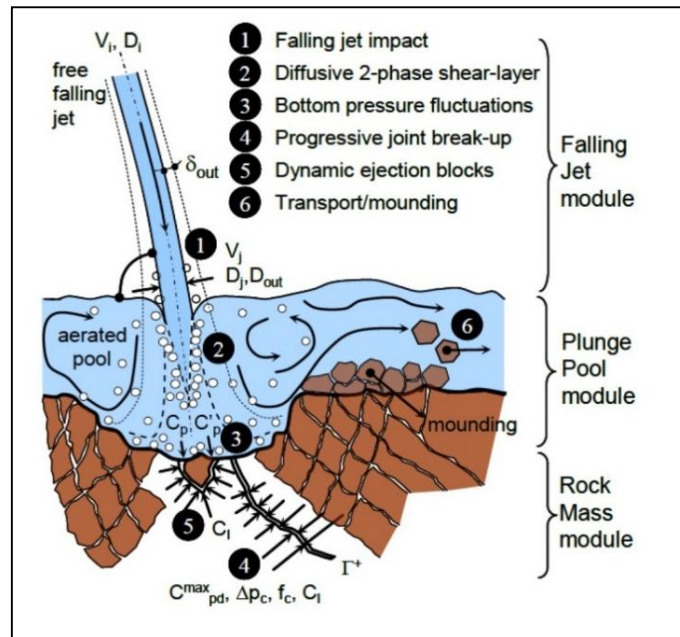


Figure 81 : Schéma de la méthode CSM, d'après Bollaert [F-9]

Chacun de ces modules met en jeu de nombreuses notions avec leurs paramètres matériels spécifiques (une trentaine de paramètres au total), qui rendent la méthode complexe, à réserver aux cas exceptionnels justifiant sa mise en œuvre.

Cette méthode a été utilisée pour définir, en phase études, les mesures de protection contre l'érosion en aval du barrage de Kariba [F-10].

En France, cette méthode a été utilisée sur le barrage de Choranche [F-11] pour justifier la limitation de l'extension de la fosse avale existante. Les déversements observés depuis sont en accord.

Une récente publication [F-9] propose un jeu plus réduit de paramètres pour des applications standard et compare cette méthode avec la méthode de l'indice d'érodabilité.

### F.3.1.5 Méthode de Pells

Une autre méthode existe, développée cette dernière décennie par Steven Pells [F-12].

Elle est en partie fondée sur un autre indice d'érodabilité appelée le « e-GSI » car dérivée de l'évaluation de l'indice géologique GSI (Global Strength Index). L'évaluation de cet indice est jugée plus robuste et moins dispersée que l'indice K de Kirsten utilisée par Annandale.

Par ailleurs, Pells propose un abaque d'érodabilité plus nuancé que celui d'Annandale.

Là où l'abaque d'Annandale est relativement manichéen (érosion / pas érosion), l'abaque de Pells, basé sur les premiers travaux de Van Schalkwik, permet de définir 5 zones à érosion progressive. La méthode de Pells a été initialement développée pour les écoulements tangentiels. Elle peut cependant être utilisée pour les jets plongeants en adaptant le calcul de l'énergie. Cette approche constitue donc une méthode intermédiaire entre Annandale et Bollaert.

Elle est utilisée depuis quelques années sur un certain nombre d'ouvrages (notamment en Afrique du Sud et en Australie). Une publication récente au congrès de la CIGB de Vienne témoigne de son intérêt [F-13].

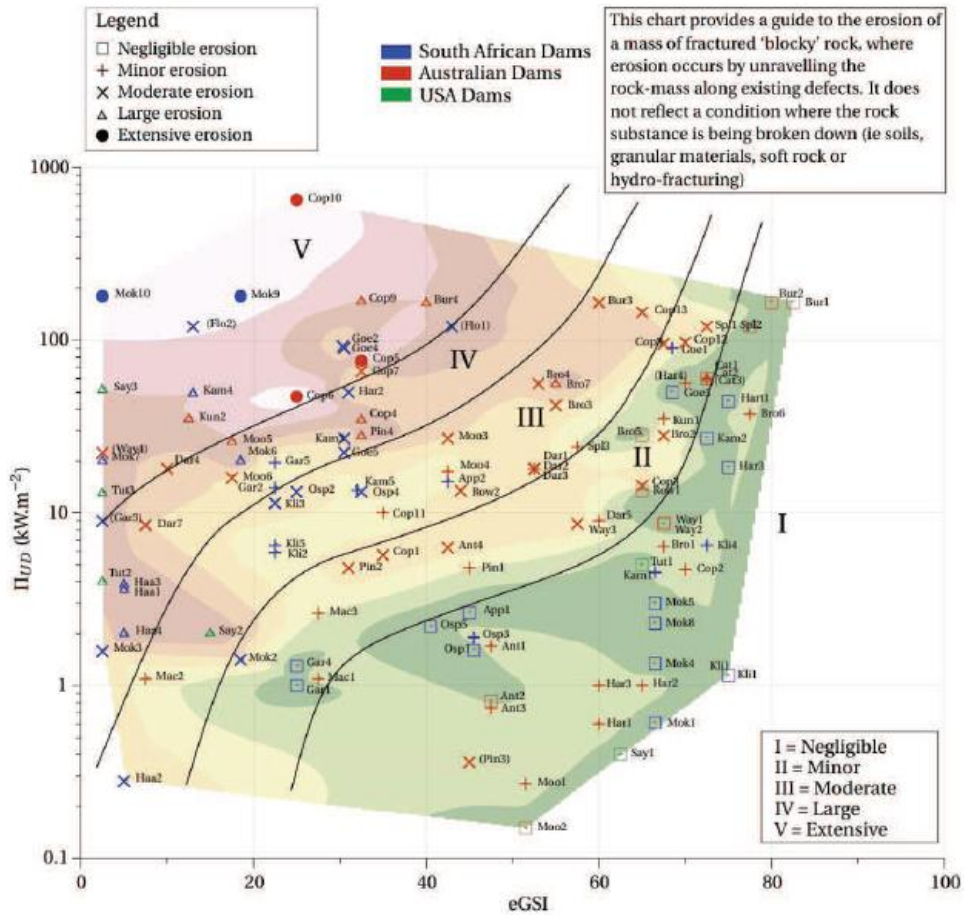


Figure 82 : Abaque d'érodabilité de Pells, [F-12]

### F.3.1.6 Modèles réduits et modèles numériques

Les études sur modèle réduit sont fortement recommandées :

- dans le cas où les conditions d'écoulement peuvent s'avérer complexes, par exemple avec un écoulement sur la crête venant perturber le fonctionnement d'organes d'évacuation ;
- pour comparer l'efficacité des dispositifs ou ouvrages de protection aval si ceux-ci s'avèrent nécessaires, et préciser leurs formes et dimensions.

Dans tous les cas, un modèle réduit physique est un outil précieux pour visualiser les zones d'impact des jets sur les rives en aval, mesurer les pressions hydrodynamiques aux points d'impact et vérifier les conditions de dissipation d'énergie en fond de vallée. Une grande attention sera portée aux limites inhérentes aux modèles physiques sur ces derniers points, avec notamment le problème des effets d'échelle lorsqu'il s'agit de prendre en compte les effets eau/air, les phénomènes de dissipation, diffusion et désintégration du jet. En général, le modèle physique sera conservatif sur ces questions.

Les modèles réduits à fond mobile permettent de faire une première analyse qualitative des phénomènes en jeu. Des simulations sur des modèles à fond fixe sont ensuite recommandées pour le dimensionnement des ouvrages ou dispositifs de protection. Ils fournissent notamment des éléments intéressants d'intercomparaison de différentes configurations.

En complément au modèle physique, il convient de souligner le développement récent et rapide, cette dernière décennie, des outils de modélisation numérique 3D. Leur utilisation doit cependant rester

très prudente pour les questions par nature, complexes, de dissipation d'énergie. Ils deviennent cependant un outil complémentaire puissant pour avoir accès aux différents paramètres de l'écoulement en tout point.

### Références

- [F-1] Fiche détaillée de l'accident du barrage de Vajont le 9 octobre 1963, ARIA 23607, Ministère chargé du développement durable - DGPR / SRT / BARPI]
- [F-2] Castillo, L.G. 2007. Pressures characterization of undeveloped and developed jets in shallow and deep pool, in *Proceedings, International Association of Hydraulic Engineering and Research*, 32nd Congress, Venice, Italy.
- [F-3] Castillo, L.G. 2015. Plunge pool dynamic pressures : a temporal analysis in the nappe flow case - *Journal of Hydraulic Research*, 10.
- [F-4] Ervine D. and Falvey H., 1987, Behaviour of turbulent jets in the atmosphere and in plunge pools, *Proceedings of the Institution of Civil Engineers* pp.283-295
- [F-5] Bollaert E., 2002, Transient water pressures in joints and formation of rock scour due to high-velocity jet impact, Communication N°13 of the Laboratory of Hydraulic Constructions, A. Schleiss ed., EPFL, Lausanne, Switzerland, (ISSN 1661-1179)
- [F-6] Mason J. P., 2011, "Plunge Pool scour: an Update", *Hydropower and Dams*, Issue 6, pp 123-124, 2011
- [F-7] Jehano P., Huraut J-P., Carre J-C, 2010, Evacuateurs de surface et dissipation d'énergie, SOGREAH Ingénierie, La Houille blanche n° 1/2010
- [F-8] Annandale G., 2006, « Scour Technology », 430p, Mc Graw Hill
- [F-9] Bollaert E., 2016, Simplified Comprehensive Scour Model compared to Erodibility Index Method, *Proceedings of the 8th ICSE*, Oxford, UK, 12-15 September 2016
- [F-10] Noret C., Girard J.C., Munodawafa M.C., Mazvidza D.Z., 2013, « Kariba dam on Zambezi River : stabilizing the plunge pool », 2013, *La Houille Blanche* n°1,p.34-41
- [F-11] Bollaert E., Blancher B., Chulliat O., Laugier F.2010. Numerical Scour Prediction at Choranche Dam, *Proceedings of the 6th ICSE*, Paris, France, 2012.
- [F-12] Steven E. Pells, Kurt Douglas, Philip J. N. Pells, Robin Fell, and William L. Peirson. 2017. Rock Mass Erodibility. *J. Hydraul. Eng.*, 2017, 143(5): 06016031
- [F-13] Lombaard J.,Badenhorst D., Van Schalkwyk A. 2018. "Line or not to line – new methodology applied to the NOORDOEWER/VIOOLSDRIFT dam spillway. CIGB Q102, R47.

## Annexe G : Réglementations et pratiques étrangères

### G.1 USA

#### G.1.1 Documents de référence

Les éléments décrits par la suite sont extraits de trois documents :

- EM 1110-2-2201, Arch Dam Design, USACE, 1994 [USACE\_1] ;
- Engineering Guidelines for the Evaluation of Hydropower Projects, Chapter 11 – Arch Dams, FERC, octobre 1999 [FERC] ;
- EM 1110-2-6051, Time-History Dynamic Analysis of Concrete Hydraulic Structures, USACE, septembre 2003 [USACE\_2].

Le document [USACE\_1] est un guide pour la conception des barrages-voûtes tandis que le document [FERC] est un guide pour l'évaluation des barrages-voûtes existants. Le document [USACE\_2] est un guide de calculs dynamiques temporels linéaires et de génération d'accélérogrammes pour les ouvrages hydrauliques en béton. Ce dernier document couvre donc non seulement les barrages mais également les ouvrages annexes.

Ces documents s'appliquent aux calculs linéaires.

#### G.1.2 Caractéristiques mécaniques

Les trois documents proposent des valeurs-types de caractéristiques mécaniques des matériaux prises en compte dans les calculs. Elles sont résumées dans les tableaux suivants pour le béton.

Tableau 7 : Caractéristiques mécaniques types du béton – calculs statiques

Paramètres	USACE_1	FERC
Résistance à la compression	$\geq 27,6$ MPa	
Résistance à la traction	$0,1 * R_c$	$0,083 * R_c^{2/3}$ (MPa)
Cohésion	$0,1 * R_c$	$0,2 * R_c$
Angle de frottement	$45^\circ$	
Module d'élasticité instantané	31000 MPa	
Module d'élasticité différé	20700 MPa	$0,75 < E_{diff}/E_{inst} \leq 0,8$
Coefficient de poisson	0,2	
Masse volumique	2400 kg/m <sup>3</sup>	2400 kg/m <sup>3</sup>
Coefficient de dilatation thermique	$9 * 10^{-6}/^\circ C$	$9 * 10^{-6}/^\circ C$

Tableau 8 : Caractéristiques mécaniques types du béton – calculs dynamiques

Paramètres	USACE_1	FERC
Résistance à la compression	$1,30 * R_c$	$1,30 * R_c$
Résistance à la traction	$1,30 * R_t$	$1,5 * R_t$
Module d'élasticité	31000 MPa	$1,25 * E_{inst}$

Le seul paramètre mentionné pour le rocher est le module d'Young. Trois méthodes sont proposées pour l'évaluation de ce paramètre selon la disponibilité de données et mesures :

- une analyse de sensibilité vis-à-vis du barrage  $E_b/E_r$ ,  $E_b$  étant le module d'Young du béton et  $E_r$  celui de la fondation ;
- la réalisation de campagnes de reconnaissances géologiques et géotechniques ;
- le calage des valeurs calculées sur les mesures du dispositif d'auscultation.

### G.1.3 Actions

La plupart des actions listées ci-après sont communes aux trois documents de référence. Lorsqu'une action est spécifique à un document en particulier, la référence est précisée :

- le poids-propre ;
- la température ;
- la poussée hydrostatique ;
- les sous-pressions / pressions interstitielles avec une distribution linéaire ou bilinéaire [FERC] :
  - Pour les voûtes épaisses ;
  - Lors des calculs de stabilité au glissement (discontinuités dans la fondation ou au contact béton/rocher).
- le séisme.

Les deux actions suivantes sont à prendre en compte si jugées significatives :

- la poussée des glaces :
  - 73 kN/m [USACE\_1] ;
  - 73 kN/m<sup>2</sup> en statique [FERC]<sup>14</sup> ;
  - suivant EM 1110-2-1612 en dynamique [FERC].
- la poussée des sédiments.

### G.1.4 Combinaisons d'actions

Les combinaisons d'actions sont classées usuelles, rares ou extrêmes.

Le document [USACE\_1] ne combine pas la cote de retenue normale avec les températures minimales / maximales habituelles pour une situation de projet normale.

De manière analogue, le document [FERC] laisse la possibilité de combiner l'effet de la température avec la cote de retenue la plus probable pour la situation de projet normale.

En particulier, aucun des deux documents ne propose la prise en compte de températures de période de retour plus élevée pour les situations de projet rares et extrêmes.

Les deux documents classent les vidanges en tant que situations rares.

La situation extrême de crue (crue maximum probable) est uniquement recommandée dans [USACE\_1]. Il en est de même pour le séisme OBE qui peut éventuellement être combiné à la retenue vide.

<sup>14</sup> L'unité est différente pour la poussée de la glace car le guide de l'USACE donne une poussée par unité de hauteur de glace formée

### G.1.5 Critères

Les états-limites étudiés dans le béton et à l'interface béton / rocher sont les suivants :

- écrasement du béton ;
- fissuration par traction du béton ;
- glissement au contact béton/rocher ;
- cisaillement dans la masse du béton [FERC] ;
- renversement d'une console à retenue vide [USACE\_1].

Le tableau suivant donne les facteurs de sécurité recommandés.

L'état-limite de stabilité d'un dièdre rocheux est également considéré par les deux documents :

- une méthode vectorielle et une méthode stéréographique sont proposées par [USACE\_1] ;
- la méthode de Londe est proposée par [FERC].

Le document [USACE\_2] propose un critère définissant la nécessité de réalisation d'un calcul non-linéaire pour les situations sismiques. Cette méthode dénommée « Demand-Capacity Ratio (DCR) » consiste à calculer le ratio entre les contraintes temporelles calculées à la résistance à la traction du béton.

Lorsque ce ratio est inférieur à 1, le barrage ne subit pas ou subit peu de non-linéarités.

Un calcul linéaire est jugé suffisant lorsque les conditions suivantes sont réunies :

- le ratio est inférieur à 2 ;
- la durée cumulée de dépassement de la résistance à la traction reste inférieure à la courbe donnée sur la figure suivante ;
- la surface de parement où la résistance à la traction est dépassée est inférieure à 20% de la surface totale du parement.

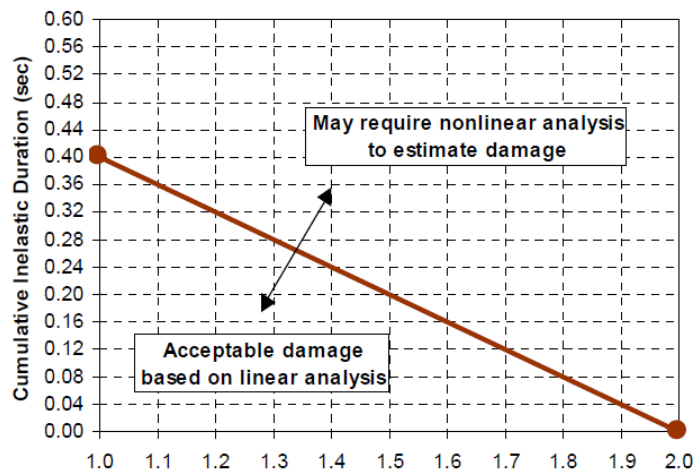


Figure 83 : Courbe DCR (DCR en abscisses et durée cumulée de dépassement de la résistance à la traction en ordonnées)

Lorsque ces conditions ne sont pas satisfaites, un calcul non-linéaire est recommandé. Dans ce cas, le document de référence ne définit pas de critères de performance.



Le document [FERC] propose l'approche de la console détachée pour les calculs sismiques. Cette approche est recommandée lorsque la résistance à la traction dynamique est dépassée.

Dans ce cas, un calcul de basculement de la console détachée est effectué en considérant un basculement vers l'amont. Le principe est illustré sur la figure suivante.

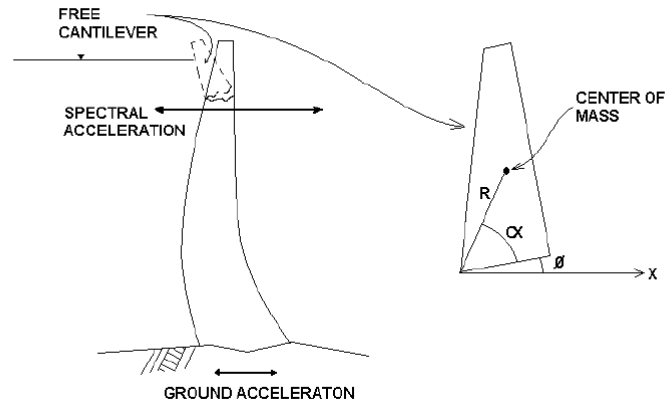


Figure 84 : Illustration de la méthode des consoles détachées

## G.2 Australie

### G.2.1 Document de référence

Les éléments décrits par la suite sont extraits de la communication « Evaluation of existing arch dam design criteria in lieu of ANCOLD guidelines » présentée par MM. M. Jonker and Dr R. Espandar (Conférence ANCOLD 2008).

Ce document fournit un résumé de l'état actuel de la pratique internationale pour les critères de conception des voûtes et propose une base pour des critères de conception cohérents et unifiés pour les barrages-voûtes en Australie.

Le registre ANCOLD comprend 43 barrages-voûtes construits entre 1857 et 1974, allant de 15 m à 140 m de hauteur.

### G.2.2 Caractéristiques mécaniques

ANCOLD a une approche similaire à USBR, USACE, FERC pour définir les propriétés des matériaux et les valeurs typiques (cf. § 7.1).

Les paramètres du barrage et du matériau de fondation doivent être déterminés sur la base d'investigations sur le terrain et en laboratoire. Les auteurs recommandent de réaliser d'abord un modèle géologique approprié pour les fondations, sous la direction d'un géologue, avec l'aide, le cas échéant, d'un expert en mécanique des roches. Dans la plupart des cas, les paramètres requis seront déterminés par des défauts de la roche plutôt que par la masse rocheuse.

Dans le cas où certaines caractéristiques des matériaux n'ont pu être déterminées, leurs effets sur la réponse du barrage devraient être évalués par des analyses de sensibilité des paramètres.

### G.2.3 Actions

ANCOLD a une approche similaire à USBR, USACE, FERC pour définir les chargements à prendre en compte. Les actions listées ci-après sont considérées :

#### Forces statiques :

- le poids-propre : béton (poids propre non clavé) et structures additionnelles ;
- les contraintes créées par les variations de température autour de la température de clavage. Si celle-ci est inconnue, il est proposé de mener une étude de sensibilité en considérant successivement une température de clavage égale à la température moyenne estivale puis hivernale ;
- la poussée hydrostatique amont et aval, la poussée aval pouvant être négligée si la hauteur d'eau est inférieure à 20% de la hauteur du barrage (idem FERC) ;
- les sous-pressions ou pressions interstitielles ;
- la poussée des sédiments ;
- les forces créées par les équipements hydrauliques (vannes d'évacuateur, ...) ;
- la poussée de la glace.

#### Forces dynamiques :

- les forces sismiques, avec deux niveaux de sollicitations (OBE et SEE) et dans les 3 directions ;
- la prise en compte de l'interaction fluide structure (méthode de Westergaard généralisée, méthode EF avec prise en compte ou non de la compressibilité de l'eau).

### G.2.4 Combinaisons d'actions

Les combinaisons d'actions sont classées dans 3 catégories : usuelles, rares ou extrêmes.

Se reporter au [tableau 9](#).

Il y a au total 23 combinaisons qui sont potentiellement à vérifier, à comparer à la dizaine de situations dans les règles américaines (10 pour l'USACE, 7/9 pour l'USBR et 9 pour la FERC).

On notera en particulier :

- la prise en compte systématique des conditions thermiques, en statique et en dynamique ;
- un cas avec une crue cinquantennale dans les conditions statiques normales ;
- la prise en compte de situations dégradées pour les vannes d'évacuateur (avec une crue centennale) ou du rideau de drainage.

### G.2.5 Critères

Se reporter au [tableau 10](#).

Une attention particulière est portée au critère en compression, car il est considéré que le mode principal de rupture d'une voûte est une rupture en compression du béton.

Le choix des facteurs de sécurité en compression est justifié de la façon suivante :

- en conditions normales, le comportement du béton doit rester linéaire. D'après l'ACI [G-1], 1996, American Concrete Institute), les contraintes doivent donc être inférieures à 35% de la résistance à la compression. Le facteur de 3,3, déjà utilisé pour la justification des barrages-poids en Australie, est donc retenu ;
- en conditions rares et pour les crues extrêmes, le comportement du béton peut avoir un comportement non-linéaire avec apparition de microfissurations. D'après l'ACI, les

contraintes doivent donc être inférieures à 50% de la résistance à la compression. Le facteur de 2, déjà utilisé pour la justification des barrages-poids en Australie, est donc retenu ;

- en conditions de séismes extrêmes, des fissurations du béton sont acceptées. Le facteur 1,3, déjà utilisé pour la justification des barrages-poids en Australie, est donc retenu.

Concernant le choix du facteur de sécurité en traction, l'argumentation repose sur les éléments suivants :

- il est tout d'abord recommandé que les zones de traction soient limitées à des zones localisées. Il est souligné, en effet, que l'extension de zones de fissuration implique une augmentation des contraintes de compression dans les zones adjacentes, voir le paragraphe ci-dessus
- si la résistance à la traction est mal connue (peu ou pas assez de mesures), un coefficient de rabatement de 60% doit être appliquée à la valeur estimée.

### G.2.6 Méthodes d'analyse et évaluation

L'emploi d'un modèle en éléments finis en 3D est recommandé.

Pour la justification en conditions statiques, on commencera en première approche avec des simulations élastiques linéaires. Il est d'une part recommandé de vérifier le respect des critères en traction et en cisaillement non seulement dans la masse du béton, mais aussi au droit des reprises de bétonnage et des joints verticaux de construction. D'autre part, dans le cas où un critère n'est pas respecté, il est alors recommandé d'effectuer (avec précaution) des analyses non-linéaires.

Pour la justification en conditions dynamiques, il est proposé de démarrer par une analyse spectrale (combinaison dite SRSS - Square Root of the Sum of the Squares), puis si nécessaire (pas de critère de performance mentionné) de mener une analyse temporelle élastique avec post-traitement adéquat des contraintes (compression / fissuration). L'emploi de la méthode DCR présentée au § 7.1 est suggéré. Si les critères ne sont pas vérifiés, une analyse non-linéaire doit être menée ; il n'y a pas de critère de performance associé.

Dans les régions de forts séismes, il faut privilégier les analyses temporelles pour vérifier les conditions de stabilité en glissement des appuis et de la fondation. Des déplacements cumulés très petits peuvent être tolérés.

La stabilité de dièdres rocheux, considérés comme blocs rigides, en statique ou dynamique est évoquée, ainsi que l'utilisation de la méthode de Newmark pour l'estimation des déplacements permanents. Aucune valeur maximale n'est fournie.

## G.3 Suisse

### G.3.1 Documents de référence

La réglementation suisse relative à la sécurité des barrages est globalement composée de :

- la loi fédérale sur les ouvrages d'accumulation (LOA) du 01/10/2010 ;
- l'ordonnance sur les ouvrages d'accumulation (OSOA) révisée le 17/10/2012 ;
- des directives sur la sécurité des ouvrages d'accumulation :
  - partie A – Généralités - 01/03/2015 ;
  - partie B – Risque potentiel particulier comme critère d'assujettissement – 26/06/2014 ;

- partie C1 – Dimensionnement et construction – 15/01/2017 ;
- partie C2 – Sécurité en cas de crue et abaissement de la retenue – 15/01/2017 ;
- partie C3 – Sécurité aux séismes – 01/02/2016 ;
- partie D – Mise en service et exploitation – 30/10/2015 ;
- partie E – Plan en cas d'urgence – 01/05/2015.

Les éléments décrits ci-dessous sont tirés des parties C1 à C3, qui révisent l'ancienne directive de 2002, avec une rédaction moins détaillée.

Il est utile de préciser le domaine d'application de cette réglementation. Elle concerne tous les ouvrages de hauteur supérieure ou égale à 10 m, et ceux de hauteur supérieure ou égale à 5 m avec une capacité de retenue supérieure à 50 000 m<sup>3</sup>. Par ailleurs, pour ces ouvrages, trois classes sont définies de la manière suivante :

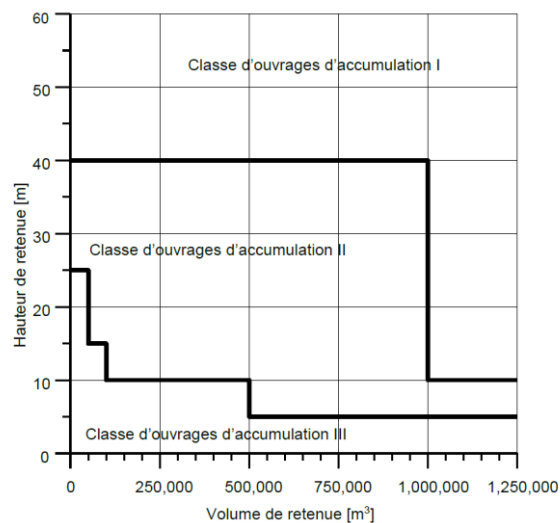


Figure 85 : Classification des barrages suisses

Cette classification est utilisée :

- Pour différencier certaines prescriptions techniques (notamment le séisme) ;
- Pour différencier les ouvrages sous contrôle de la confédération (classes I et II) et les ouvrages sous contrôle des cantons (classe III), sauf enjeux particuliers à l'aval.

### G.3.2 Caractéristiques mécaniques

Contrairement à USACE, FERC, ANCOLD, les directives ne donnent généralement pas de valeurs guides. Les paramètres nécessaires des matériaux sont déterminés par des essais représentatifs en laboratoire et sur le terrain. Les résultats d'essais réalisés pendant la construction peuvent être utilisés pour les ouvrages existants. Des valeurs prudentes sont recommandées. Les paramètres des matériaux peuvent également être calculés par rétro-analyse de mesures de comportement de l'ouvrage.

La cohésion ne peut être prise en compte que si elle est mobilisable. Pour tenir compte des incertitudes et du risque d'une diminution ou d'une disparition de la cohésion due à un mouvement, la valeur résiduelle de la cohésion doit être utilisée.

Pour les ouvrages des classes I et II, la résistance à la traction du béton doit être déterminée sur la base d'essais à la traction. En l'absence de tels essais, une résistance nulle est à introduire dans les analyses

et vérifications. A l'interface béton-rocher, la résistance à la traction est généralement nulle. Pour les ouvrages d'accumulation de la classe III, la résistance à la traction statique du béton  $f_{ts}$  (en MPa) peut être évaluée en fonction de la résistance à la compression statique  $f_{cs}$  (en MPa) sur la base de la relation [G-2] :

$$f_{ts} = 3 / 8 \cdot f_{cs}^{2/3}, \text{ au maximum } 3 \text{ MPa}$$

Pour les ouvrages existants de la classe III, les paramètres des matériaux peuvent être issus de la littérature ou de données de constructions comparables. Si les valeurs de résistance sont estimées ainsi, elles doivent être réduites d'un facteur de 1,2 (y compris angle de frottement), la cohésion devant, elle, être réduite d'un facteur de 2,0. Ces réductions s'ajoutent aux coefficients de sécurité partiels ou globaux.

Concernant les vérifications sismiques, la résistance dynamique du béton est obtenue en majorant de 30 % les valeurs statiques ; le rapport entre module dynamique et statique est de 1,25. L'amortissement visqueux admis est de 5%.

### G.3.3 Actions

Les actions suivantes sont listées :

- poids propre, à déterminer par essais ou par données de la littérature ;
- poussée hydrostatique ;
- sous-pressions, pour le calcul de stabilité des coins rocheux. A déterminer en comparant, si possible, avec les valeurs mesurées. Répartition linéaire ou bi-linéaire en fonction du drainage ;
- variations de la température moyenne et du gradient de température, pour l'analyse des contraintes. Les états « été » et « hiver », sont obtenus comme différence avec l'état de température dans l'ouvrage lors du clavage des joints (si celle-ci n'est pas connue, il est admis la température moyenne à long terme dans l'ouvrage). Les températures associées à ces états sont généralement les moyennes multi-annuelles à long terme de la saison considérée. Selon le comportement de l'ouvrage (par exemple décollement du pied amont lors d'hivers très froids ou poussée sur les culées lors d'étés très chauds), des températures plus éloignées des moyennes multi-annuelles doivent être considérées ;
- poussée des sédiments lorsqu'elle est significative ;
- action sismique (composantes horizontales, et verticales pour les classes I et II) ;
- poussée des glaces (200 kN/m<sup>2</sup>) ;
- avalanches et laves torrentielles (par effet de vague impulsive) ;
- gonflement, fluage, retrait, relaxation du béton ;

### G.3.4 Combinaisons d'actions

Les combinaisons d'actions sont classées dans 3 catégories : normales, exceptionnelles ou extrêmes.

Se reporter au [tableau 9](#). Au total 14 combinaisons.

On notera en particulier :

- la prise en compte systématique des conditions thermiques, en statique et en dynamique ;

- les sous-pressions (U) sont généralement négligées, sauf pour la stabilité des coins rocheux où elles sont appliquées sur les plans de glissement, joints, failles, et auxquelles sont ajoutées les pressions interstitielles pour les parties sous-lacustres en cas de marnage rapide ;
- la poussée hydrostatique aval doit être combinée de la manière la plus défavorable avec la poussée hydrostatique amont.

### G.3.5 Critères

- des états-limites sont donnés pour les barrages en béton, sans distinction entre les barrages-poids et les voûtes (voir les valeurs dans le [tableau 10](#)) :
  - stabilité d'ensemble au glissement et au soulèvement (seul le glissement s'applique aux voûtes) ;
  - facteurs partiels de résistance sur la compression et la traction ;
  - stabilité au basculement (s'applique essentiellement aux barrages-poids, car il est spécifié qu'il faut empêcher la pénétration d'eau dans les fissures pour les cas de charge normaux) ;
- il est indiqué que si les contraintes dépassent les résistances admissibles, il doit être démontré qu'une redistribution des contraintes est possible.

### G.3.6 Méthodes d'analyse

Les exigences minimales en matière de modélisation diffèrent selon les 3 classes d'ouvrages ;

Détermination de la température interne : modèle 2D éléments finis ou différences finies pour classes I et II, modèle 2D empirique pour la classe III ;

Stabilité d'ensemble : modèle 3D éléments finis pour classes I et II, modèle 2D pour chaque bloc pour classe III ;

Stabilité interne (contraintes) : modèle 3D éléments finis barrage + fondation pour classe I, idem pour classe II mais avec modélisation sommaire autorisée de la fondation (ressorts pour calculs dynamiques), modélisation par poutres croisées sans torsion pour classe III (fondation par ressorts pour calculs dynamiques) ;

Pour la modélisation de la fondation, des critères dimensionnels sont fournis, selon Fok et Chopra 1985 ;

Les calculs dynamiques se font par évolution temporelle pour la classe I, par spectre de réponse pour la classe II, par méthode pseudo-statique pour la classe III. L'influence de la retenue peut être prise en compte par masses d'eau entraînées selon Westergaard ;

En cas de fissuration, une analyse post-sismique de l'ouvrage fissuré ou déstructuré doit être effectuée, en supposant l'ouverture des joints dans les zones fortement sollicitées.

#### G.4 Tableau de comparaison des combinaisons de chargement

La table ci-dessous rassemble les combinaisons de chargements proposées par les différentes réglementations. Tous les cas ne s'appliquent pas à un barrage donné ; le vérificateur doit sélectionner les combinaisons et les catégoriser.

Tableau 9 : Synthèse des combinaisons retenues dans les pratiques étrangères

USACE (1994)	USBR (1977 & 2006)	FERC (1999)	ANCOLD	Swiss
Cas statique normal				
$D + T_w + H_x + U$ $D + T_s + H_x + U$ $D + H_n + T_x + U$	USBR (2006): $D + H_n + T_w + U$ $D + H_n + T_s + U$ USBR (1977): $D + T_w + H_x + S + I + U$ $D + T_s + H_x + S + U$ $D + H_n + T_x + S + I + U$ $D + H_l + T_x + S + I + U$	$D + T_w + H_x + S + I + U$ $D + T_s + H_x + S + U$	$D + T_w + H_x + S/B + U + I$ $D + T_s + H_x + S/B + U$ (Si $H_x$ est incertain, vérifier pour $H_l$ et $H_f$ ) $D + H_{50} + T_x + S/B + U$ $D + H_n + T_x + S/B + U + I$	$D + H_n + S/B + T_w + U$ $D + H_n + S/B + T_s + U$ $D + H_e + S/B + T_w$ $D + H_e + S/B + T_s$
Cas statique rare				
$D + H_n + T_x + U$ (pour barrages écrêteurs de crue) $D + H_l + T_x + U$ – (Note 1) $D + H_e + T_x + U$ – (Note 1)	USBR (2006): $D + H_l + T_s + U$ – (Note 1) $D + H_f + T_w + U$ USBR (1977): $D + H_f + T_x + U$	$D + H_l + T_x + S + U$ – (Note 1) $D + H_e + T_x + S + U$ – (Note 1) $D + T_s + H_f + S + U$ $D + T_w + H_f + S + I + U$ $D + T_x + H_f + S + I + U$	$D + H_{500-H2000} + T_x + S/B + U$ PQ: $D + H_{50} + T_x + S/B + U$ $D + H_{100} + T_x + S/B + U_{bd}$ $D + H_{100}$ (1 gate closed) + $T_x + S/B + U$ $D + H_{100} + T_x + S/B + U$ $D + H_l / H_e + T_x + S/B + U$ (Note 1)	$D + H_{1000} + S/B + T_w + U$ $D + H_{1000} + S/B + T_s + U$ $D + H_n + I + S/B + T_w + U$ $D + H_n + I + S/B + T_s + U$ $D + H_{lw_n} + A/L + S/B + T_w + U$ $D + H_{lw_n} + A/L + S/B + T_s + U$
Cas statique extrême				
$D + H_f + T_x + U$			$D + H_f + T_x + S/B + U + I$ $D + H_f + T_w + S/B + U + I$ $D + H_f + T_s + S/B + U + I$	$D + H_f + S/B + T_w + U$ $D + H_f + S/B + T_s + U$

USACE (1994)	USBR (1977 & 2006)	FERC (1999)	ANCOLD	Swiss
			D + H <sub>100</sub> (>1 gate closed) + T <sub>x</sub> + S/B + U D + H <sub>lw</sub> + T <sub>w</sub> + S/B + U	
Cas dynamique rare				
OBE + D + H <sub>n</sub> + T <sub>x</sub> + U OBE + D + H <sub>e</sub> + T <sub>x</sub> + U			OBE + D + H <sub>n</sub> + T <sub>w</sub> + S/B + U OBE + D + H <sub>n</sub> + T <sub>s</sub> + S/B + U OBE + D + H <sub>e</sub> / H <sub>l</sub> + T <sub>w</sub> + S/B + U OBE + D + H <sub>e</sub> / H <sub>l</sub> + T <sub>s</sub> + S/B + U	
Cas dynamique extrême				
SEE + D + H <sub>n</sub> + T <sub>x</sub> + U	USBR (2006): SEE + D + H <sub>n</sub> + T <sub>c</sub> + U SEE + D + H <sub>n</sub> + T <sub>w</sub> + U SEE + D + H <sub>n</sub> + T <sub>s</sub> + U USBR (1977): SEE + D + T <sub>w</sub> + H <sub>x</sub> + S + I + U SEE + D + T <sub>s</sub> + H <sub>x</sub> + S + U SEE + D + H <sub>n</sub> + T <sub>x</sub> + S + I + U SEE + D + H <sub>l</sub> + T <sub>x</sub> + S + I + U	SEE + D + T <sub>w</sub> + H <sub>x</sub> + S + I + U SEE + D + T <sub>s</sub> + H <sub>x</sub> + S + U	SEE + D + H <sub>n</sub> + T <sub>w</sub> + S/B + U SEE + D + H <sub>n</sub> + T <sub>s</sub> + S/B + U SEE + D + H <sub>e</sub> / H <sub>l</sub> + T <sub>w</sub> + S/B + U SEE + D + H <sub>e</sub> / H <sub>l</sub> + T <sub>s</sub> + S/B + U	SEE + D + H <sub>n</sub> + S/B + I + T <sub>w</sub> + U SEE + D + H <sub>n</sub> + S/B + I + T <sub>s</sub> + U
Hauteurs d'eau considérées dans la retenue (avec cote aval associée sauf USACE et USBR)			Température	Autres notations
H <sub>n</sub> = Cote de retenue normale H <sub>x</sub> = Cote de retenue associée à une période (été, hiver) H <sub>l</sub> = Cote minimale d'exploitation H <sub>e</sub> = Réservoir vide H <sub>r</sub> = Cote de retenue associée à la crue réglementaire H <sub>lw</sub> = Cote atteinte lors d'un glissement de terrain		H <sub>50</sub> = cote de crue de fréquence 1/50 H <sub>100</sub> = cote de crue de fréquence 1/100 H <sub>500</sub> = cote de crue de fréquence 1/500 H <sub>1000</sub> = cote de crue de fréquence 1/1000 H <sub>2000</sub> = cote de crue de fréquence 1/2000	T <sub>x</sub> = Température associée à une cote de retenue T <sub>s</sub> = Température été T <sub>w</sub> = Température hiver	D = Poids propre U = sous-pressions U <sub>bd</sub> = Sous-pressions avec drainage défaillant S= Sédiments, B : remblais aval, I = Glace PQ = Post-Séisme

Notes : Les sous-pressions doivent être déterminées en fonction du niveau du réservoir et niveau aval, en prenant en compte le drainage si existant

Note 1 : pour les barrages écrêteurs de crue, ce cas doit être considéré comme cas statique normal



### G.5 Tableau de comparaison des critères

Le tableau suivant donne les facteurs de sécurité recommandés pour les différentes réglementations. Ces critères sont fournis dans ces recommandations sans expliciter les méthodes employées.

Tableau 10 : Synthèse des critères retenus dans les pratiques étrangères

Paramètres	USACE (1994)	USBR (1977 & 2006)	FERC (1999)	ANCOLD	Suisse
Cas statique normal					
Ecrasement du béton	4	3 (<10.3 MPa)	2	3.3	3
Ecrasement rocher de fondation		4			3
Fissuration par traction du béton	1	<1.03 MPa	1	1	2
Glissement contact béton/rocher	2	3	1.5 <i>Note 2</i>	1.5/2/3 <i>Note 1</i>	3 sur C 1.5 sur $\varphi$
Cisaillement dans le béton			2		3 sur C 1.5 sur $\varphi$
Cas statique rare					
Ecrasement du béton	2.5	2 (<15.5 MPa)	1.5	2	2
Ecrasement rocher de fondation		2.7			2
Fissuration par traction du béton	1	<1.55 MPa	1	1	1.5
Glissement contact béton/rocher	1.3	2	1.5 <i>Note 2</i>	1.3/1.5/2 <i>Note 1</i>	2 sur C 1.3 sur $\varphi$
Cisaillement dans le béton		2	1.5 <i>Note 2</i>		2 sur C 1.3 sur $\varphi$
Renversement de console	Résultante dans la base				
Cas statique extrême					
Ecrasement du béton	1.5		1.1	2	1.1
Fissuration par traction du béton	1		1	1	1.1
Glissement contact béton/rocher	1.1		1.1 <i>Note 2</i>	1.3/1.5/2 <i>Note 1</i>	1.1 sur C 1.1 sur $\varphi$
Cisaillement dans le béton			1.1 <i>Note 2</i>		1.1 sur C 1.1 sur $\varphi$
Cas dynamique rare					
Ecrasement du béton	2.5	2 (<15.5 MPa)	1.5	2	<i>Note 3</i>
Ecrasement rocher de fondation		2.7			
Fissuration par traction du béton	1	<1.55 MPa	1	1	
Glissement contact béton/rocher	1.3	2	1.5 <i>Note 2</i>	1.3/1.5/2 <i>Note 1</i>	
Cisaillement dans le béton		2	1.5 <i>Note 2</i>		

*Note 1 : facteur pour « cohésion et angle de frottement résiduels bien définis » / « cohésion et angle de frottement de pic bien définis » / « cohésion et angle de frottement résiduels mal définis »*

*Note 2 : coefficients valables si cohésion supposée nulle*

*Note 3 : Pas de chiffre indiqué, mais une vérification post-sismique est proposée avec les critères définis dans le tableau*

Références

[G-1] American Concrete Institute (ACI), 1996, Mass Concrete (ACI 207.1R-96)

[G-2] Arioğlu, N., Girgin, Z.C. & Arioğlu, E. 2006. Evaluation of ratio between splitting tensile strength and compressive strength for concretes up to 120 MPa and its application in strength criterion. ACI Materials Journal, Vol. 103, No. 1: 18-24

## Annexe H : Axes de développement et de recherche

D'un point de vue théorique, la science des voûtes a peu progressé depuis une vingtaine d'années. Dans le « Le modèle accompagnateur de projet » publié chez Hermes en 1997 [H-1], le chapitre 1.1 sur les barrages-voûtes et le chapitre 3 sur les modèles mathématiques évoquaient déjà des principes cités dans ces recommandations. Un document de synthèse avait été présenté par le comité français à Durban au congrès de la CIGB. De nombreux articles scientifiques approfondissent certains aspects particuliers des voûtes, par exemple dans le domaine des joints de pieds des barrages en vallée large ou des problèmes de fondations. En revanche, la pratique des modèles mathématiques s'est élargie et les capacités d'interprétation se sont développées grâce à la grande qualité de l'auscultation des barrages-voûtes français et à la variété des problèmes rencontrés.

Dans le domaine du gonflement des bétons (RAG, RSI, notamment), de nombreux essais ont été réalisés, des modèles mathématiques intéressants ont été développés, en particulier à l'occasion de l'analyse du barrage-poids courbe du Chambon. Ces modèles poro-mécaniques tiennent compte des phénomènes physiques évoluant au sein du béton (fissuration, fluage, gonflement...) et donnent des résultats prometteurs. Ces modèles sont disponibles et utilisés dans l'ingénierie et continuent d'être développés afin de prendre en compte les couplages hydromécaniques. Des mesures in situ de vitesses d'ondes ont été réalisées sur des massifs de béton soumis à la RAG et ont fourni des résultats intéressants mais difficiles à interpréter. Il a été décidé de ne pas poursuivre avec les méthodes soniques, ce qui est probablement dommage.

Le développement des barrages-voûtes en BCR dans divers pays du monde et pour de grandes hauteurs est un progrès important dans le principe de construction des barrages-voûtes. Les bureaux d'étude et les entreprises français sont impliqués dans ces progrès. Mais ceci ne concerne pas notre patrimoine national.

Avant de lancer de nouveaux axes de recherche, il est nécessaire pour la France **d'entretenir les savoir-faire** dans le domaine des barrages-voûtes et en particulier la bonne qualité de l'interprétation de leur auscultation et le bon usage des modèles mathématiques adaptés aux problèmes posés. Les barrages-voûtes français ont été bien conçus, sont bien suivis et bien entretenus. C'est une richesse patrimoniale. Maintenir un niveau d'excellence est un objectif d'autant plus important que le savoir-faire mondial est décroissant et qu'il n'est entretenu que par quelques équipes dans quelques pays. La situation actuelle planétaire est très éloignée du principe de l'amélioration continue qui est à la base des systèmes qualité. A nous de la mettre en pratique.

**L'auscultation des barrages-voûtes** donne des résultats d'une grande richesse. Le progrès en ce domaine vient de la capacité à collecter des données existantes dispersées (ouvrages différents, gestionnaires différents, propriétaires différents) en fonction de questions nouvelles. Ces questions proviennent de l'évolution de la perception collective des conséquences potentielles du comportement d'un barrage-voûte existant. Or, ces résultats appartiennent aux propriétaires des barrages. **Partager, organiser, publier les résultats d'auscultation des barrages-voûtes** auraient une grande valeur nationale et internationale.

L'auscultation ou les mesures in situ ou les mesures de laboratoire permettent de mieux connaître les paramètres utilisés par les modèles mathématiques. La résistance à la compression du béton est souvent documentée. En revanche les **modules d'élasticité**, ou les vitesses d'onde de compression ou de cisaillement du béton et du rocher sont peu ou mal connus. Il faut s'efforcer de distinguer les modules élastiques (donc réversibles) des modules de premier chargement qui incorporent des

adaptations irréversibles. Cela suppose de définir la valeur du module en fonction de la vitesse de déformation et du taux de déformation, en particulier pour le module dynamique. La littérature scientifique est pauvre en résultats dans ces domaines. Des essais de laboratoire et des essais in situ sont à développer en profitant de la présence des barrages-voûtes existants. Ces mesures et ces essais, lorsqu'ils sont cycliques, permettent de caractériser les hystérésis et donc de donner une valeur de l'amortissement intrinsèque du matériau béton ou rocher, ce qui est d'une grande utilité pour les calculs sismiques. Les essais de vibration des ouvrages sont une autre manière d'approcher la valeur du module dynamique en faible déformation grâce à la mesure des fréquences de résonnance.

La **poroplasticité** est le domaine théorique majeur où des recherches et des développements s'imposent. Plus un ouvrage est ancien et mal connu, plus l'approche poroplastique est nécessaire. La valeur ajoutée des approches qui considèrent l'eau comme une force externe est limitée. Il est indispensable pour progresser de considérer la pression de l'eau comme une variable d'état. La poroplasticité utilise la relation entre la déformation plastique et la perméabilité (non isotrope donc). Les paramètres de cette relation sont mal connus et seuls des essais de laboratoire peuvent permettre de progresser dans leur quantification. Le développement de l'usage de la poroplasticité et les progrès dans la définition des paramètres sont les axes principaux de la recherche théorique dans le domaine des barrages-voûtes.

La mécanique des roches a fait l'objet de nombreux progrès théoriques et de développements d'outils pour l'analyse numérique du comportement et de la **stabilité des massifs rocheux**. Ces développements permettent la modélisation numérique de massifs rocheux en intégrant de manière explicite des discontinuités ou familles de discontinuités caractérisées par une distribution des orientations, des espacements et du degré de persistance. Ce type de modélisation de massif rocheux largement appliqué dans plusieurs domaines (tunnels, falaises, talus, ...) est cependant très peu utilisé dans le domaine des barrages-voûtes (où la stabilité des appuis rocheux est un sujet majeur).

La tendance actuelle à tolérer pour des cas extrêmes le **déversement de l'eau** de la retenue sur le barrage (crue extrême, mouvements de la retenue dus à un séisme) justifie que soient engagées des recherches et des expérimentations pour caractériser les types de dommages et de risques associés à ces déversements exceptionnels. Il faut imaginer des modèles mathématiques...

Le concept d'étude de dangers conduit à imaginer l'état ultime et la ruine. En statique, il y a un bon consensus pour considérer que la ruine provient de l'effacement d'un appui ou d'une partie d'appui. En dynamique, la recherche devrait porter sur **les modes de ruine** que l'on peut imaginer. Il y a la ruine des appuis, mais elle ne semble pas très vraisemblable, car les appuis sont peu sollicités durant le séisme. Peut-être faut-il commencer par des essais sur table vibrante à assez grande échelle. Pour être opératoires, les modèles dynamiques doivent intégrer la rupture en traction et en cisaillement qui se produit dans un espace de temps beaucoup plus long que le temps des périodes de vibration. C'est clairement le cas d'un basculement vers l'amont à retenue partiellement ou totalement vide. C'est de la balistique plus que de la dynamique. Un système itératif explicite peut probablement s'en accommoder, mais il faudrait un peu de mathématiques notamment dans le domaine des grands déplacements où l'unicité de la solution n'est pas évidente.

Le **calcul cyclique** offre des développements intéressants dans le domaine des calculs dynamiques sous l'effet des séismes, mais aussi en quasi-statique, par exemple pour donner une explication à un déplacement progressif d'un barrage vers l'aval. Le jeu des basculements amont et aval et les ajustements associés fournissent une solution plausible en gardant l'hypothèse d'un béton élastique. Le critère de convergence pour contrôler la fin des cycles de calcul est basé sur l'état d'équilibre de l'ensemble des éléments. L'utilisateur définit la force non équilibrée pour chaque élément en deçà de laquelle la convergence est supposée suffisante et vérifie que celle-ci est raisonnablement

décroissante. La détermination des caractéristiques de frottement à l'interface béton- rocher est essentielle et mériterait des efforts de recherche.

Le choix de la valeur de l'**amortissement** dans les calculs dynamiques et la manière d'introduire l'amortissement dans les modèles mathématiques a un impact majeur sur le résultat des calculs. Les mesures effectuées sur des barrages-voûtes lors des séismes permettent de penser que la réalité de l'amortissement est probablement nettement supérieure aux hypothèses fréquemment adoptées. Ce sujet mérite un effort de recherche soutenu, en particulier pour l'évaluation des barrages-voûtes existants. Des progrès significatifs ont été accomplis dans la modélisation de la propagation des ondes sismiques en fondation rocheuse. Ces progrès semblent permettre de s'affranchir des phénomènes numériques de réflexions d'onde sur les frontières du modèle et de réduire les écarts significatifs entre les mesures et les calculs.

#### Référence

[H-1] B. TARDIEU, O. OZANAM Le modèle accompagnateur de projet - Conception et suivi des grandes infrastructures", - Ed. Hermès, 1997. Précurseur des « jumeaux numériques ».



# Comité Français des Barrages et Réservoirs

Le comité français des **barrages et réservoirs** (CFBR), anciennement comité français des grands barrages (CFGB), 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.

A ce jour, le CFBR comprend 540 membres, représentant des **administrations**, des **maîtres d'ouvrages**, des **ingénieurs-conseils**, des **entrepreneurs**, des **experts individuels**, des **chercheurs** et des **enseignants**, tous désignés en raison de leurs compétences.

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.

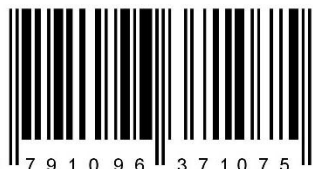
Comité Français des Barrages et Réservoirs

Savoie Technolac

73373 Le Bourget du Lac Cedex

Tél. : 04.79.60.60.60

<http://www.barrages-cfbr.eu>



9 791096 371075

ISBN : 979-10-96371-07-5

