

**Titre:** Évaluation de la stabilité sismique des barrages-poids en  
considérant l'endommagement du système de drainage

**Auteur:** Pierre-Marie Alliard

**Date:** 2006

**Type:** Mémoire ou thèse / Dissertation or Thesis

**Référence:** Alliard, P.-M. (2006). Évaluation de la stabilité sismique des barrages-poids en  
considérant l'endommagement du système de drainage [Mémoire de maîtrise,  
École Polytechnique de Montréal]. PolyPublie.  
Citation: <https://publications.polymtl.ca/8517/>

 **Document en libre accès dans PolyPublie**  
Open Access document in PolyPublie

**URL de PolyPublie:** <https://publications.polymtl.ca/8517/>  
PolyPublie URL:

**Directeurs de  
recherche:** Pierre Léger  
Advisors:

**Programme:** Non spécifié  
Program:

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ÉVALUATION DE LA STABILITÉ SISMIQUE  
DES BARRAGES-POIDS EN CONSIDÉRANT L'ENDOMMAGEMENT DU  
SYSTÈME DE DRAINAGE

PIERRE-MARIE ALLIARD  
DÉPARTEMENT DES GÉNIES CIVIL,  
GÉOLOGIQUE ET DES MINES  
ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

MÉMOIRE PRÉSENTÉ EN VUE DE L'OBTENTION  
DU DIPLÔME DE MAÎTRISE ÈS SCIENCES APPLIQUÉES  
(GENIE CIVIL)  
DÉCEMBRE 2006



Library and  
Archives Canada

Bibliothèque et  
Archives Canada

Published Heritage  
Branch

Direction du  
Patrimoine de l'édition

395 Wellington Street  
Ottawa ON K1A 0N4  
Canada

395, rue Wellington  
Ottawa ON K1A 0N4  
Canada

*Your file    Votre référence*

*ISBN: 978-0-494-25525-4*

*Our file    Notre référence*

*ISBN: 978-0-494-25525-4*

#### NOTICE:

The author has granted a non-exclusive license allowing Library and Archives Canada to reproduce, publish, archive, preserve, conserve, communicate to the public by telecommunication or on the Internet, loan, distribute and sell theses worldwide, for commercial or non-commercial purposes, in microform, paper, electronic and/or any other formats.

The author retains copyright ownership and moral rights in this thesis. Neither the thesis nor substantial extracts from it may be printed or otherwise reproduced without the author's permission.

#### AVIS:

L'auteur a accordé une licence non exclusive permettant à la Bibliothèque et Archives Canada de reproduire, publier, archiver, sauvegarder, conserver, transmettre au public par télécommunication ou par l'Internet, prêter, distribuer et vendre des thèses partout dans le monde, à des fins commerciales ou autres, sur support microforme, papier, électronique et/ou autres formats.

L'auteur conserve la propriété du droit d'auteur et des droits moraux qui protègent cette thèse. Ni la thèse ni des extraits substantiels de celle-ci ne doivent être imprimés ou autrement reproduits sans son autorisation.

---

In compliance with the Canadian Privacy Act some supporting forms may have been removed from this thesis.

Conformément à la loi canadienne sur la protection de la vie privée, quelques formulaires secondaires ont été enlevés de cette thèse.

While these forms may be included in the document page count, their removal does not represent any loss of content from the thesis.

Bien que ces formulaires aient inclus dans la pagination, il n'y aura aucun contenu manquant.

  
**Canada**

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

Ce mémoire intitulé :

ÉVALUATION DE LA STABILITÉ SISMIQUE  
DES BARRAGES-POIDS EN CONSIDÉRANT L'ENDOMMAGEMENT DU  
SYSTÈME DE DRAINAGE

présenté par : ALLIARD Pierre-Marie

en vue de l'obtention du diplôme de : Maîtrise ès sciences appliquées

a été dûment accepté par le jury d'examen constitué de :

M. BOUAANANI Najib, Ph.D., président

M. LÉGER Pierre, Ph.D., membre et directeur de recherches

M. MARCHE Claude, D.Sc.A., membre

## REMERCIEMENTS

Je remercie chaleureusement mon directeur de recherche, le professeur P. Léger. Ses conseils éclairés, sa grande disponibilité et sa bonne humeur furent très appréciables.

Je remercie également les professeurs N. Bouaanani et C. Marche qui ont accepté de siéger au jury d'examen de ce mémoire.

Ce travail a été rendu possible grâce au soutien financier apporté par le Fond Québécois pour la Recherche sur la Nature et la Technologie (FQRNT) ainsi que par le Conseil de la Recherche en Sciences Naturelles et en Génie du Canada (CRSNG).

Mes remerciements s'adressent aussi à l'Ecole Centrale de Paris, en particulier le Bureau des Relations Internationales pour la Formation (BRIF) qui permet à un grand nombre d'étudiants de profiter des accords de double diplôme signés avec les universités étrangères les plus prestigieuses.

Enfin, mes dernières pensées vont pour ma famille qui m'a toujours soutenu tout au long de mes études.

## RÉSUMÉ

Ce mémoire présente une méthode d'analyse de comportement sismique et post sismique des barrages du type béton-gravité. Elle prend en compte la possibilité de fortes répliques et une perte d'efficacité du système de drainage liée aux dommages engendrés par les secousses.

Une banque de données d'enregistrements de séismes a été constituée pour caractériser les secousses principales et les répliques. Un modèle hydraulique des écoulements dans les fissures a été développé en 2D, en régime laminaire ou turbulent, pour modéliser l'influence du glissement et de l'ouverture des joints fissurés. Il a été programmé par la méthode des différences finies puis validé. Des analyses hydromécaniques couplées de la réponse sismique d'un barrage de 90 m de haut ont permis de montrer le rôle du glissement sur le débit drainé, l'augmentation des sous-pressions, et la baisse du facteur de sécurité au glissement. L'effet des répliques est particulièrement sensible aux dimensions du système de drainage et à la modélisation du barrage, la rigidité des fondations et la nombre de plans de glissement possibles jouant un rôle certain.

La méthode proposée dans ce mémoire vise à établir les bases d'une analyse de stabilité basée sur le glissement maximal admissible comme critère de performance. Elle permettrait de réévaluer à l'aide d'une approche rationnelle des barrages existants pour des intensités sismiques bien plus grandes que celles pour lesquelles ils ont été conçus il y a longtemps.

### *Mots clés :*

Sécurité des barrages,

Sous pressions,

Glissement,

Déplacement,

Analyse sismique,

Dilatance,

Hydromécanique.

## ABSTRACT

This paper develops a methodology to perform seismic response analyses of concrete gravity dams considering aftershocks, and reduced drainage efficiency due to disruption of the drainage system.

A database of earthquake records has been assembled to characterize main shocks and aftershocks. A drain finite difference hydraulic model considering laminar or turbulent 2D flow in connecting cracks, geometrical distortions due to joint dilatancy while sliding, and misaligned drain segments is developed and validated. Coupled-hydromechanical analyses on the seismic response of a drained 90 m gravity dam are used to show the importance of cumulative displacements on the increase in uplift pressures, drain flow, and reduced sliding safety factors. Aftershock response is especially sensitive to the drainage system dimensions and model parameters, such as the foundation stiffness, and the number of potentially sliding joints.

The proposed methodology forms the basis to develop displacement based performance criteria in stability evaluation of existing dams re-evaluated for much higher ground motions intensities that they have been designed for many years ago.

*ASCE Database Subject Headings:*

Dam safety,  
Uplift pressure,  
Sliding,  
Displacement,  
Seismic analyses,  
Dilatancy,  
Hydromechanics

## TABLE DES MATIÈRES

<b>REMERCIEMENTS.....</b>	<b>IV</b>
<b>RÉSUMÉ.....</b>	<b>V</b>
<b>ABSTRACT .....</b>	<b>VI</b>
<b>TABLE DES MATIÈRES .....</b>	<b>VII</b>
<b>LISTE DES TABLEAUX .....</b>	<b>X</b>
<b>LISTE DES FIGURES.....</b>	<b>XI</b>
<b>LISTE DES SYMBOLES .....</b>	<b>XIV</b>
<b>LISTE DES ACRONYMES .....</b>	<b>XVI</b>
<b>LISTE DES ANNEXES .....</b>	<b>XVII</b>
<b>INTRODUCTION.....</b>	<b>1</b>
Généralités.....	1
Problématiques.....	1
Objectifs .....	3
<b>CHAPITRE 1 : DÉMARCHE DE L'ENSEMBLE DU TRAVAIL DE RECHERCHE ET ORGANISATION DU DOCUMENT.....</b>	<b>5</b>
1.1 Démarche de l'ensemble du travail de recherche.....	5



1.2	Organisation du mémoire .....	6
<b>CHAPITRE 2 : REVUE DE LA LITTÉRATURE .....</b>		<b>7</b>
2.1	Caractérisation des répliques (aftershocks) .....	7
2.1.1	Généralités .....	7
2.1.2	Caractérisation : quelques lois empiriques.....	8
2.1.3	Phénoménologie : les théories proposées.....	9
2.2	Performances sismiques d'ouvrages existants .....	11
2.2.1	Généralités .....	11
2.2.2	Quelques observations historiques.....	11
2.2.3	Mécanismes de dégradation .....	17
2.3	Méthodes d'analyse sismique des barrages-poids.....	18
2.3.1	Objectifs.....	18
2.3.2	Niveau 0 : Analyse préliminaire .....	19
2.3.3	Niveau I : Analyse pseudo statique (coefficient sismique).....	19
2.3.4	Niveau II : Analyse pseudo dynamique .....	19
2.3.5	Niveau III : Analyse dynamique linéaire .....	20
2.3.6	Niveau IV : Analyse dynamique non linéaire .....	21
2.4	Modèles constitutifs de joints.....	22
2.5	Modèles hydrauliques .....	23
2.6	Évolution des sous-pressions.....	24
2.6.1	Problématique .....	24
2.6.2	Recommandations des lignes directrices .....	25
<b>CHAPITRE 3: "EARTHQUAKE SAFETY EVALUATION OF GRAVITY DAMS CONSIDERING AFTERSHOCKS AND REDUCED DRAINAGE EFFICIENCY .....</b>		<b>27</b>
3.1	Introduction .....	27

3.2	Characteristics of earthquakes main shocks and aftershocks .....	29
3.2.1	Aftershocks definitions .....	29
3.2.2	Database of main shocks and aftershocks .....	30
3.2.3	Characteristics of the aftershocks .....	31
3.2.4	Aftershocks damage potential .....	32
3.3	Hydro-mechanical damage due to movements along cracked planes .....	33
3.3.1	Mechanical strength and crack movements .....	33
3.3.2	Drainage and water-stop damage model .....	34
3.4	Seismic analyses of drained dam considering post-seismic conditions and aftershocks .....	42
3.5	Dam-foudation-reservoir system analysed .....	44
3.6	Seismic and post-seismic response analyses .....	45
3.6.1	Comparison of a 7 lift joints dam model and a single lift joint dam model .....	45
3.6.2	Influence of the foundation stiffness on sliding displacement .....	47
3.7	Summary and conclusions .....	48
3.8	References .....	51
<b>CHAPITRE 4 : DISCUSSION ET CONCLUSION .....</b>		<b>54</b>
<b>BIBLIOGRAPHIE .....</b>		<b>57</b>
<b>ANNEXES .....</b>		<b>62</b>

## LISTE DES TABLEAUX

Table.2.1	Barrages poids en béton soumis à un tremblement de terre.....	12
Table.3.1	Significant main shock – aftershock sequences.....	30
Table.B1	Données d’entrée dans le modèle sur SAP.....	71
Table.B2	Périodes propres des 12 premiers modes (en s).....	72
Table.B3	Masses modales effectives (relativement à la masse totale).....	74

## LISTE DES FIGURES

Fig.2.1	Classification de Mogi (1963): fréquence des secousses $n(t)$ en fonction du temps.....	8
Fig.2.2	Koyna, analyse par éléments finis (FRAC_DAMS, Bhattacharjee 1993).....	14
Fig.2.3	Barrage de Sefid Rud, fissure longitudinale avec fuites.....	14
Fig.2.4	Koyna 1967 : évolution des sous-pressions à la base (Pant 1990).....	25
Fig.2.5	Sous pressions pré-sismique, sismiques, et post-sismiques.....	26
Fig.3.1	Gravity dam subjected to earthquake: (a) dam; (b) contraction joints; and (c) opening along lift joints (cracks).....	28
Fig.3.2	Uplift pressures for structural stability evaluation.....	29
Fig.3.3	Spitak earthquake, Gukasyan Station, Direction 0: (a) main shock accelerogram; (b) aftershock accelerogram; and (c) acceleration response spectra (5%).....	32
Fig.3.4	Landers earthquake, Joshua Fire St. Station, Direction 0: (a) main shock accelerogram; (b) aftershock accelerogram; and (c) acceleration response spectra (5%).....	32
Fig.3.5	Joint constitutive model: (a) shear strength; and (b) gap friction element.....	33
Fig.3.6	Equivalent hydraulic conductivity $K$ of a crack and exponent $\alpha$ (adapted from Louis 1969).....	36
Fig.3.7	Uplift pressure model: (a) geometry; (b) discharge in a crack for different values of aperture $b$ ; (c) Isopressure lines, stream lines and Reynold's number; and (d) $h/H_{up}$ along y-axis at $x=0$ for different values of $a/L_c$ (parameters similar to Amadei et al. 1989a).....	39
Fig.3.8	Influence of sliding displacement on discharges in a cracked lift joint.....	41
Fig.3.9	Influence of sliding displacement on uplift pressure resultant $U$ ( $H_{up}=18\text{m}$ , $H_d=H_{down}=0\text{m}$ , $R_d=75\text{mm}$ , $k=0.3\text{mm}$ , $a=4\text{m}$ , $L=17\text{m}$ , $Q_d=0.3\text{m}^3/\text{s}$ ).....	41
Fig.3.10	Lift joint with one damaged waterstop (at $x/a=0.5$ ): (a) isopressure lines and stream lines ( $Y_d/L_c=0.25$ , $a/L_c=0.25$ , $L/L_c=3$ , $H_{up}=100\text{m}$ , $H_d/H_{up}=0.2$ , $H_{down}=0$ , $R_d/L_c=0.00417$ ,	

	$k/2b=0.01$ , $b=0.1\text{mm}$ ); and (b) increase in % of discharge to drain $Q_d$ and of uplift resultant $U$ for different values of $L/L_c$ .....	41
Fig.3.11	Seismic safety evaluation considering severe aftershocks.....	43
Fig.3.12	90 meters gravity dam .....	44
Fig.3.13	Sliding displacements of a 90 meter dam during Spitak ground motions: (a) 7 lift joints Model A; and (b) 1 lift joint Model B.....	46
Fig.3.14	Uplift pressure evolution in lift joint n°6: (a) pre seismic; (b) post seismic ( $R_d=75\text{ mm}$ ); and (c) post seismic ( $R_d=37.5\text{ mm}$ ).....	46
Fig.3.15	Sliding displacements for different stiffness of the foundation: (a) mesh and deformation; (b) Spitak ground motions; and (c) Nahanni ground motions.....	47
Fig.A1	Friuli earthquake, Italy, 1976.....	62
Fig.A2	Valparaiso earthquake, Chile, 1985.....	62
Fig.A3	Spitak earthquake, Armenia, 1978.....	63
Fig.A4	Koyna earthquake, India, 1976.....	63
Fig.A5	Nahanni earthquake, Canada, 1985.....	63
Fig.A6	Landers earthquake, USA, 1992.....	64
Fig.A7	Imperial Valley earthquake, USA, 1987.....	64
Fig.A8	Whittier Narrows earthquake, USA, 1979.....	64
Fig.A9	Northridge earthquake, USA, 1994.....	65
Fig.B1	Figure conceptuelle.....	66
Fig.B2	Modèle “poutre inclinée” .....	72
Fig.B3	Modèle “escalier” .....	72
Fig.B4	Spectre de calcul .....	73
Fig.B5	Les 6 premiers modes propres de vibration .....	75
Fig.B6	Forme de la répartition des forces sismiques pour les 4 premiers modes horizontaux (sans unité).....	76
Fig.B7	Réponse du 1 <sup>er</sup> mode, réservoir plein .....	78
Fig.B8	Réponse du 1 <sup>er</sup> mode, réservoir vide.....	78
Fig.B9	Cisaillement et forces sismiques, modes supérieurs, méthode de Chopra .....	79
Fig.B10	Combinaison SRSS, comparaison entre SAP et CADAM.....	81

Fig.B11	Combinaisons SRSS, CQC, ABS (SAP2000).....	82
Fig.B12	Spectre modifié sans amplification dynamique des modes supérieurs.....	82
Fig.B13	Comparaison des forces sismiques pour un spectre sans amplification dynamique des modes supérieurs.....	82

## LISTE DES SYMBOLES

*(Par ordre d'apparition dans le mémoire)*

$W$	=	Poids permanent
$U$	=	Résultante des sous pressions
$\Phi$	=	Angle de friction
$c$	=	Cohésion
$A$	=	Aire de contact en compression
$EQV$	=	Force d'inertie verticale attribuée à la masse permanente
$EQH$	=	Force d'inertie horizontale attribuée à la masse permanente
$H_s$	=	Poussée statique (réservoir, sédiments, ...)
$H_d$	=	Poussée dynamique (réservoir, sédiments, ...)
SSF	=	Coefficient de sécurité au glissement (Sliding Safety Factor)
$E$	=	Efficacité du système de drainage
$M$	=	Magnitude (Richter)
PGA	=	Accélération de pointe au rocher (Peak Ground Acceleration)
$T_m$	=	Période prédominante du spectre de Fourier
$T_p$	=	Période prédominante du spectre de réponse en accélération
$\delta_t$	=	Glissement
$\delta_n$	=	Dilatance
$k_N$	=	Raideur normale
$k_S$	=	Raideur tangentielle
$f_t$	=	Résistance en traction
$M$	=	Coefficient de friction
$G_f$	=	Energie de fissuration
$\varphi_b$	=	Angle de rugosité de base
$i$	=	Angle de dilatance
$L$	=	Longueur du joint
$L_c$	=	Longueur de la fissure (joint partiellement fissuré)
$a$	=	Largeur du monolithe, espacement des drains
$y_d$	=	Distance entre le centre du drain et la face amont

$R_d$	=	Rayon du drain
$Q_d$	=	Débit drainé
$K$	=	Conductivité hydraulique
$b$	=	Ouverture de fissure
$h$	=	Hauteur d'eau
$H_{up}$	=	Hauteur d'eau en amont
$H_{down}$	=	Hauteur d'eau en aval
$H_d$	=	Hauteur d'eau dans le drain
$v$	=	Vitesse
$I$	=	Gradient hydraulique
$D_h$	=	Diamètre hydraulique
$k$	=	Rugosité
$\nu$	=	Viscosité de l'eau
$Re$	=	Nombre de Reynolds
$\alpha$	=	Exposant du gradient hydraulique (formules de Louis 1969)
$\Delta q$	=	Correction du débit
$Q_{max}$	=	Débit maximal dans le drain
$A_1(\delta_l)$	=	Aire du ressaut (voir Fig.3.8)
$L_1(\delta_l).b$	=	Section de l'entrée dans la fissure vue depuis le ressaut (voir Fig.3.8)
$K_1$	=	Conductivité de la section d'entrée dans la fissure depuis le ressaut (voir Fig.3.8)
$K_2$	=	Conductivité de la section d'entrée dans la partie inférieure du drain (voir Fig.3.8)
$f$	=	Fraction du débit du drain qui entre dans la fissure (voir Fig.3.8)
$H_g$	=	Hauteur de la galerie
$\rho$	=	Densité du béton
$\nu$	=	Coefficient de poisson
$T_1$	=	Période fondamentale
$T$	=	Température de l'eau



## LISTE DES ACRONYMES

*(Par ordre alphabétique)*

ANCOLD	=	Australian National Committee On Large Dams
CDSA	=	Canadian Dam Safety Association
CEA	=	Canadian Electricity Association
CDSA	=	Canadian Dam Safety Association
FERC	=	Federal Energy Regulatory Commission
ICOLD	=	International Commission On Large Dams
JCOLD	=	Japan Commission On Large Dams
TVA	=	Tennessee Valley Authority
USACE	=	United States Army Corps of Engineers
USBR	=	United States Bureau of Reclamation
USCOLD	=	United States Committee On Large Dams

**LISTE DES ANNEXES**

Annexe A	Exemples des séquences main shock – aftershock.....	62
Annexe B	Analyse modale et comparaison de la méthode de Chopra avec la méthode classique spectrale.....	66

## INTRODUCTION

### Généralités

A l'heure actuelle, mis à part le barrage de Shih Kang (Taiwan, 1999) cisailé par une faille, il semble qu'aucune rupture de barrage n'ait déjà été causée par un tremblement de terre. En outre, on dispose encore de relativement peu d'exemples d'endommagements liés à une secousse. Pourtant, étant donnés les enjeux humains, économiques et environnementaux considérables, l'évaluation de la sécurité sismique des barrages doit être soigneusement faite. Pour la conception de nouvelles structures ou l'évaluation d'anciens ouvrages, se donner les moyens de prévoir leur comportement sismique ainsi que leur état post-sismique implique de :

- (i) s'interroger sur la nature des secousses (amplitude, contenu fréquentiel, etc.) afin de modéliser au mieux les forces d'inerties,
- (ii) se donner des critères de performance représentatifs des mécanismes de défaillance à éviter,
- (iii) développer des méthodes et des outils d'analyse efficaces pour vérifier ces critères.

### Problématiques

Deux problématiques majeures sont traitées dans ce mémoire :

- (i) Présentement, les critères de performance utilisés pour les barrages de type béton gravité justifient deux analyses à effectuer parallèlement avec un plus ou moins grand niveau de précision selon la classe du barrage et la sensibilité de la zone. On doit effectuer une analyse des contraintes pour étudier la fissuration et une analyse de stabilité (Hydro-Québec, FERC). On utilise donc comme critères des contraintes admissibles et des coefficients de sécurité au glissement minimaux. Par contre, il est moins courant d'exprimer les critères de performances en termes de déplacements admissibles le long de joints de bétonnage fissurés.

L'efficacité d'un système vital à la stabilité tel que le système de drainage est pourtant étroitement liée aux déformations permanentes subies par le barrage. En mesurant les sous pressions après un tremblement de terre sur des grands barrages instrumentés, on a en effet constaté le long de plans fissurés qu'elles pouvaient augmenter (Koyna 1967 ; Pant 1990), diminuer (Sefid Rud 1990 ; ICOLD 2001), ou augmenter temporairement puis revenir à l'état pré sismique (Kobe 1995 ; Mastumoto et al. 1996). Un couplage semble donc exister entre l'endommagement permanent (ouverture résiduelles de fissures, glissements) et l'efficacité du système de drainage. C'est pourquoi des lignes directrices telles que ANCOLD 1998 ou FERC 1999 recommandent de faire une évaluation post sismique en considérant une efficacité réduite. Des travaux de recherche ont déjà été entrepris en matière de modélisation du comportement des joints (Fronteddu et al. 1998), ou concernant le calcul des sous-pressions (Amadei et al. 1989). Quelques modèles hydrodynamiques couplés existent également (Erban et Bell 1988, Deschamps et al. 1999, Lemos et al. 1997). Cependant, il n'existe pas encore de modèle permettant de relier explicitement l'efficacité du système de drainage avec l'ouverture et le glissement des fissures.

- (ii) Lorsqu'on parle d'un tremblement de terre, on devrait en fait parler d'une séquence de plusieurs secousses (des dizaines ou centaines). Les secousses préliminaires (foreshocks) sont de faible intensité et correspondent au début du processus de libération d'énergie mécanique accumulée dans le sous-sol; les secousses principales (main shocks) libèrent la majeure partie de l'énergie; et les répliques (aftershocks) potentiellement de grande intensité sont généralement reconnues comme la fin du processus. La nature séquentielle des séismes doit donc être prise en compte pour l'évaluation de la sécurité des barrages. C'est pourquoi, FERC (1999) explique que considérer une seule secousse principale est insuffisant et qu'il est plus raisonnable d'étudier également la résistance aux fortes répliques.

## Objectifs

Ce projet a pour objectif général de poser les bases d'une méthode d'évaluation de stabilité sismique des barrages-poids répondant aux deux problématiques décrites précédemment.

- (i) La nature séquentielle des tremblements de terre est prise en compte en considérant une secousse principale suivie de sa plus grande réplique. Les répliques doivent être caractérisées, avec une attention particulière sur leur effet en terme de glissement.
- (ii) Un modèle hydromécanique doit être développé pour estimer l'effet du glissement sur les sous-pressions dans un joint fissuré. Il doit permettre de mesurer la perte d'efficacité du système de drainage ainsi que son impact sur la stabilité post-sismique du barrage.
- (iii) Enfin des commentaires et des recommandations relatives au modèle de calcul et à la mise en œuvre de la méthode seront exprimées.

Le fonctionnement de la méthode (chapitre 3.4) nécessite une modélisation par éléments finis du barrage. Pour les plans possibles de glissement, on utilise des éléments particuliers (éléments de contact « gap-friction ») dont le comportement est régi par le modèle constitutif de Fronteddu (1998). En procédant à une analyse dynamique non linéaire, on calcule les dommages infligés au barrage pendant une secousse en terme de glissements et d'ouvertures de joints fissurés. Il faut bien noter que les sous-pressions sont supposées constantes pendant chaque secousse comme le recommandent plusieurs lignes directrices (ANCOLD 1998, FERC 2002, CDA 2006). Elles sont par contre mises à jour entre chaque secousse grâce à un modèle hydromécanique tenant compte des dommages permanents. L'efficacité du système de drainage est donc affectée, ce qui est reconnu par ANCOLD 1998. La stabilité du barrage est évaluée dans l'état initial, puis après chaque secousse par le coefficient de sécurité au glissement (SSF ; chapitre 2.3.1), ce qui permet de voir au cours d'une séquence l'impact de chaque secousse sur la stabilité post-sismique.

Une telle méthode est à classer dans le niveau le plus complexe (niveau IV) de la classification des méthodes d'analyses sismiques présentée au chapitre 2.3 (Ghrib et al. 1997, Hydro-Québec 2003). Il est clair qu'il ne faut pas la pratiquer systématiquement mais seulement lorsque des méthodes plus simples ont montré une stabilité sismique insuffisante laissant présager des

glissements. Par exemple, les méthodes pseudo-dynamiques présentées en annexe B permettent d'évaluer le coefficient de sécurité au glissement (SSF) en conditions sismiques et post-sismiques, en utilisant des hypothèses conservatrices pour l'efficacité du drainage en conditions post-sismiques, spécialement si on anticipe des glissements relatifs entre les joints. Elles ne calculent pas la réponse temporelle du barrage mais se contentent de calculer des états limites probables en estimant la distribution des forces d'inerties. Elles nécessitent en outre de commencer par étudier les propriétés dynamiques du système barrage-réservoir-fondation, ce qui s'avère utile également pour la validation des niveaux d'analyse plus poussés. Si la marge de sécurité au glissement obtenue est trop faible (inférieure aux limites énoncées dans les lignes directrices), étant donné les incertitudes liées à ces méthodes, il est alors préférable de procéder à une analyse dynamique non linéaire pour vérifier si du glissement se produit, le quantifier, et mesurer son impact sur la sécurité de la structure, tout en quantifiant sur une base rationnelle l'endommagement et la perte correspondante de l'efficacité du système de drainage. C'est dans ce cadre que la méthode proposée dans ce mémoire trouve sa justification.

# CHAPITRE 1

## DEMARCHE DE L'ENSEMBLE DU TRAVAIL DE RECHERCHE

### ET ORGANISATION DU DOCUMENT

*Cette partie présente d'abord la stratégie adoptée pour atteindre les objectifs du projet de recherche, puis l'organisation générale du mémoire.*

#### 1.1 Démarche de l'ensemble du travail de recherche

La première étape a été un choix pertinent de cours utiles à la réalisation du projet de recherche : dynamique des structures (CIV6508), génie parasismique (CIV6510), techniques du béton (CIV6505) et béton armé (CIV3504), éléments finis (CIV6502), sensibilisation à l'impact des ruptures de barrages (CIV6317). Un projet sur les méthodes d'analyse sismique pseudo dynamique a été réalisé dans le cadre du cours de dynamique des structures (Annexe B).

Une visite de barrages d'Hydro-Québec avec quelques professeurs et étudiants du GRS a été organisée (Rapides Farmers, Chelsea, et Paugan, 3 mars 2006).

Ensuite, les sujets suivants ont été examinés dans la littérature: la définition des répliques (aftershocks), les performances sismiques d'ouvrages existants, les méthodes d'analyse sismique, les modèles constitutifs de joints et les outils de calculs associés disponibles (choix du programme INTERFACE plutôt que UDEC), et le problème de l'estimation des sous pressions.

Dans le même temps, une vingtaine de tremblements de terres ont été sélectionnés pour étudier l'évolution des paramètres sismiques entre une secousse principale et sa plus forte réplique. L'objectif était d'essayer de caractériser les aftershocks et en particulier leur potentiel de destruction, en interprétant les résultats par la phénoménologie décrite dans la revue de la littérature. Les enregistrements ont été téléchargés sur des bases de données disponibles sur Internet et les paramètres ont été calculés avec le logiciel SEISMOSIGNAL.

Puis, le modèle de calcul des sous pressions a été réalisé et programmé par la méthode des différences finies sur MATLAB. Plusieurs validations ont été faites par comparaison avec d'autres outils de calculs disponibles (formules analytiques, abaques, autres modèles numériques). La sensibilité du modèle a été examinée par des études paramétriques.

La nouvelle méthode d'analyse de stabilité sismique a alors été mise au point et appliquée sur un barrage de 90 m pour mettre en lumière son potentiel, ses atouts et ses limites.

Enfin, un article a été écrit en vue d'être publié par la revue ASCE Engineering Mechanics.

## **1.2 Organisation du mémoire**

Après une introduction mettant en lumière les problématiques du sujet, et les objectifs du mémoire, le chapitre 1 résume la démarche du projet de recherche et l'organisation générale de ce document. Le chapitre 2 présente une revue de la littérature. Le chapitre 3 contient une copie de l'article envoyé à la revue ASCE Engineering Mechanics. Pour finir, le chapitre 4 discute les conclusions du projet. Deux annexes sont ajoutées à la fin du mémoire. L'annexe A illustre quelques enregistrements de secousses principales et de leurs plus grandes répliques, avec leurs spectres de réponse en accélération. L'annexe B présente l'analyse modale du barrage considéré dans les applications numériques, et une comparaison des méthodes pseudo dynamiques.



## CHAPITRE 2

### REVUE DE LA LITTÉRATURE

#### 2.1 Caractérisation des répliques (aftershocks)

##### 2.1.1 Généralités

Comme il l'a déjà été dit en introduction, un tremblement de terre est constitué d'une séquence de multiples secousses : des secousses préliminaires (foreshocks), une (ou plusieurs) secousse principale (main shock MS), et des répliques (aftershocks).

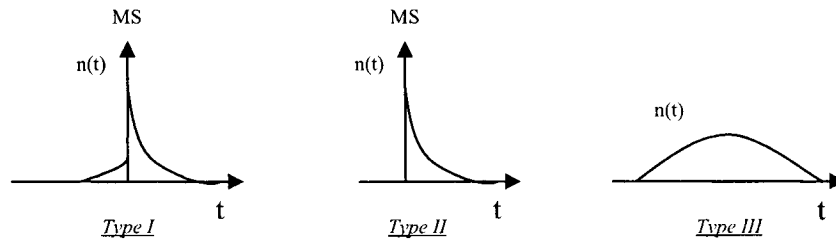
Il apparaît dans la littérature que les sismologues s'accordent pour dire qu'il faut distinguer 2 types de répliques : celles dans la zone de rupture du main shock et celles se produisant plus loin. Les premières sont considérées comme la fin du processus de libération d'énergie élastique commencé par les foreshocks et la secousse principale. Elles seraient dues simplement à de nombreux ajustements dans le sous sol, c'est-à-dire à la rupture de zones qui n'ont pas été complètement fracturées pendant la secousse principale. La cause de cette série de petites ruptures est la conséquence d'une redistribution des contraintes dans le sous-sol. On estime que la somme des moments sismiques de la séquence de répliques ne représente que 5% du moment de la secousse principale.

Le deuxième type de répliques concerne les répliques se produisant ailleurs que sur la faille et parfois même loin de l'épicentre (« off-fault aftershocks »). Celles-ci peuvent être aussi violentes que le tremblement de terre principale si elles sont dues à la cassure de zones qui n'étaient pas encore fracturées.

### 2.1.2 Caractérisation : quelques lois empiriques

#### *Structure d'une séquence*

Les observations de Mogi (1963) permettent d'établir une classification des séquences en 3 catégories (Fig.2.1). Dans la première catégorie (type I), on y distingue clairement les foreshocks, le main shock et les aftershocks. C'est ce qu'on constate généralement dans les régions avec un sous-sol homogène et uniformément chargé. Dans le type II, le sol est plus hétérogène et le chargement non uniforme. Le MS n'est pas annoncé par des secousses préliminaires. Le type III est pour un sol très hétérogène et un chargement très concentré. Dans ce cas, il est très difficile de distinguer un MS parmi toute la séquence.



**Fig. 2.1** – Classification de Mogi (1963): fréquence des secousses  $n(t)$  en fonction du temps

Omori (1967) a de plus constaté que la phase des répliques suit souvent une loi de décroissance hyperbolique du type suivant :

$$n(t) = \frac{K}{(c + t)^p} \quad (2.1)$$

où  $n(t)$  est le nombre d'aftershocks par unité de temps,  $K$ ,  $p$ , et  $c$  des constantes ( $p$  est souvent très proche de 1 et  $c$  très proche de 0).

#### *Magnitude*

Il est courant de décrire la sismicité d'une région en fonction de la magnitude. La distribution en fréquence des tremblements de terre pendant une période de temps donnée et dans une région particulière est décrite par la simple loi suivante :

$$\log N = A - bM \quad (2.2)$$

où  $N$  est le nombre de secousses de magnitude supérieure ou égale à  $M$ ,  $A$  et  $b$  des constantes. On a constaté que pour des séismes naturels, le paramètre  $b$  de la séquence d'aftershocks est le

même que celui de la séquence de main shocks. Par contre, pour des séismes induits, on estime que  $b$  est légèrement inférieur pour les répliques.

On a constaté de façon empirique que la magnitude de la principale secousse et celle de la plus grande réplique sont liées par la loi de Bath (1965):

$$M_{main} - M_{after} = 1.2 \quad (2.3)$$

Cette loi s'applique pour des grands séismes d'origine tectonique. Pour des séismes induits par des réservoirs (RIS), Papazachos (1971) a proposé la relation suivante :

$$M_{main} - M_{after} = 0.6 \quad (2.4)$$

### ***Répartition spatiale des répliques***

En général, la séquence de répliques débute juste après la secousse principale dans la zone de rupture ou au voisinage. La distribution spatiale des aftershocks reste souvent stationnaire au cours de la séquence. Néanmoins, on a déjà observé des migrations significatives pour des tremblements de terre dans des zones de subduction. De plus, il peut arriver qu'une réplique se produise très loin de la zone de rupture de la secousse principale. On explique ce phénomène avec le concept de « triggered earthquake ».

### **2.1.3 Phénoménologie : les théories proposées**

Parmi les interprétations possibles des aftershocks, on retient deux grandes théories décrites dans les ouvrages de Gupta (1992) et Scholtz (2002).

La première théorie est celle de Nur et Booker (1972). La loi de décroissance d'Omori en  $1/t$  (voir paragraphe sur la structure d'une séquence) les a conduit à proposer que les aftershocks seraient les conséquences d'un phénomène de diffusion de fluides ( $1/t$  est une caractéristique de la diffusion). En effet, suite au principal tremblement de terre, la répartition des contraintes dans le sous-sol a changé. Cela crée des mouvements d'eau par diffusion des zones plus comprimées vers les zones dilatées. On pense que l'arrivée d'eau dans ces zones peut modifier suffisamment la pression dans les pores au point de diminuer la résistance en cisaillement de certaines failles, et donc de déclencher les répliques.

Ensuite, une dizaine d'année plus tard, Das et Scholz (Scholz 2002) ont présenté une autre théorie sous le nom de « stress triggered hypothesis ». Le mécanisme envisagé est le suivant. La fracture de la secousse principale conduit à des modifications des contraintes  $\Delta\sigma$  dans les zones voisines. Or, puisque la croûte terrestre regorge de multiples petites failles dans toutes les directions, on suppose que le changement de contraintes peut être défavorable à des failles orientées dans une direction où les efforts de cisaillements ont augmenté. De même, d'autres failles peuvent être au contraire stabilisées si le changement de contrainte leur est favorable. Pour expliquer le délai avant qu'une réplique se produise, on pense à un phénomène de fatigue faisant que progressivement, la résistance baisse jusqu'au niveau de la contrainte en cisaillement exercée. Cette théorie de changement de la contrainte que les séismologues appellent « static stress » ne permet pas d'expliquer que des répliques peuvent se produire loin de la zone de rupture du tremblement de terre. Elle concerne le voisinage de la zone de rupture puisqu'on estime que  $\Delta\sigma$  décroît en  $1/r^3$ . Il faut en fait considérer aussi l'aspect dynamique du changement de contrainte. On pense que le passage des ondes sismiques peut déclencher aussitôt d'autres ruptures si l'amplitude des ondes de contraintes est large. Dans certains cas, les ondes se propagent loin tout en conservant une grande amplitude ce qui explique que des répliques se déclenchent loin de l'épicentre du principal tremblement de terre. La décroissance de  $\Delta\sigma$  (de l'onde) est généralement en  $1/r^2$  ou même seulement en  $1/r$ . Un exemple important est le tremblement de terre de Hector Mine ( $M = 7.1$ ) qui a causé une réplique à 400km de son épicentre.

Il reste maintenant à s'appuyer sur ces théories pour tenter d'interpréter les propriétés des accélérogrammes qu'on enregistre. C'est un point qui reste encore en suspens puisque la littérature sur le sujet est presque inexistante.

## 2.2 Performances sismiques d'ouvrages existants

### 2.2.1 Généralités

Chaque tremblement de terre est riche en enseignements pour les chercheurs et ingénieurs. Il permet de comprendre un peu plus le comportement sismique des barrages et de comparer les dommages observés à ceux obtenus par diverses méthodes de calculs.

Jusqu'en 1999, on ne recensait aucune rupture de barrage suite à un tremblement de terre. La rupture du barrage de Shih Kang à Taiwan est l'unique cas à ce jour, et la cause exceptionnelle de la rupture est le passage de la faille directement sous le barrage. Si une centaine de barrages en béton ont déjà fait l'expérience d'un séisme, très peu ont subi des efforts supérieurs aux charges de dimensionnement (ex: Sefi Rud, Iran). Seulement une vingtaine d'entre eux a subi des pics d'accélérations supérieures à 0.2g. De plus, aucun n'a déjà été soumis aux charges latérales extrêmes correspondant aux critères de dimensionnement actuels.

Enfin, parmi tous les types de barrages en béton, ce sont les barrages-poids et les barrages à contreforts qui ont connu les dommages les plus sévères lorsque la durée de la secousse a été suffisamment longue. Le tableau 2.1 sur la page suivante présente à titre illustratif quelques séismes ayant atteint des barrages-poids en béton.

### 2.2.2 Quelques observations historiques

Voici quelques précisions à propos de certains barrages cités dans le tableau 2.1, ainsi que sur d'autres barrages en béton de types différents. Certains représentent des exemples importants de bon comportement sismique tandis que d'autres mettent en lumière des mécanismes de dégradation courants.

#### ***Lower Crystal Springs, USA (1906, 1989)***

Ce barrage poids en courbe a supporté le grand tremblement de terre de San Fransisco de 1906 (M=8.3) sans le moindre dommage apparent. Cette performance est d'autant plus remarquable que la magnitude de la secousse était très grande et que l'épicentre n'était qu'à quelques centaines de mètres. Plus récemment, en 1989, le barrage a subi le tremblement de terre de Loma Prieta (M=7.1) avec une fois de plus aucune fissure constatée. (*Références : FERC 2005, ICOLD 2001*)

**Table.2.1** - Barrages poids en béton soumis à un tremblement de terre

Nom	Pays	Barrage		Tremblement de terre			
		Hauteur (m)	Construction	Date	Richter M.	Dist. (km)	Dommages
Shih Kang	Taiwan	25	1976	1999	7.6	50	rupture !
Mingtian Dam	Taiwan	62	1964	1999	7.6	15	oui
Isle Maligne	Canada	40	1926	1997	5.2	200	oui
Sengari	Japan	-	1919	1995	7.2	15	-
Aono	Japan	-	1988	1995	7.2	30	-
Lower Crystal	USA	47	1906	1989	7.1	69	-
Tuai Div.	New Zealand	5	1929	1987	6.2	11	-
Izvorul Muntelui	Romania	127	1961	1977	7.2	-	-
Koyna	India	103	1963	1967	6.5	3	oui
Blackbrook	UK	30	1900	1957	5.3	6.4	oui
Ponteba	Algeria	-	1954	1954	6.8	-	oui
Marathon	Greece	43	1930	1938	5	-	-
Hoover	USA	220	1936	1936	5	-	-
Lower Crystal	USA	47	1906	1906	8.3	0.4	-
Bicas	Romania	-	1977	-	7.3	-	-

***Hoover Dam, USA (1935 à 1939)***

Cette grande structure de 220m est un barrage-poids courbé pour s'appuyer sur les parois du canyon du Colorado. Pendant plusieurs années après sa construction, le remplissage du réservoir a induit de nombreux séismes de magnitude 5 ou moins mais ne faisant aucun dégât. (Références : FERC 2005)

***Hsingfengkiang, China (1962)***

En 1962, ce barrage à contreforts de 150m a résisté à plusieurs secousses induites par son réservoir dont la plus forte en 1962 de magnitude M=6.1. Les dommages ont été des fissures horizontales dans la partie supérieures des contreforts au niveau d'un changement de pente de la face aval. (Références : FERC 2005, Gupta 1992)

***Koyna, Inde (1967)***

En 1967, cet ouvrage de 104m de haut a été endommagé par un séisme (M=6.3) dont l'origine serait l'effet de son propre réservoir. L'accélération au sol perpendiculairement à l'axe a été de 0.51g et verticalement de 0.36g. Les dommages les plus importants sur ce barrage poids sont des

fissures longitudinales près du sommet sur les deux faces. Le profil de la section avait été conçu par une analyse pseudo statique et on sait aujourd'hui grâce aux méthodes modernes comme les éléments finis que la zone où la pente de la face aval change est une zone critique (Fig.2.2). En effet, une analyse dynamique dans le temps en 2D par éléments finis a montré que des contraintes ont dépassé trois fois la résistance en traction du béton causant les fissures observées. L'inspection des galeries a aussi montré de la fissuration dans le corps du barrage et le débit drainé a par endroits doublé. On a aussi constaté des déplacements relatifs entre des monolithes le long de joints verticaux avec quelques fuites. Enfin, les sous pressions à la base ont augmenté. Suite à cet incident majeur, les mesures prises pour renforcer la structure ont été d'ajouter des contreforts et des câbles de post tension. Il faut aussi noter que la plupart des dommages n'auraient pas eu lieu sur le même barrage construit avec les méthodes actuelles de conception. (*Références : FERC 2005, Pant 1990, Gupta 1992, ICOLD 2001*)

#### ***Pacoima, USA (1971, 1994)***

Ce barrage voûte mesure 120m de haut et a subi deux tremblements de terre majeurs.

En 1971, le San Fernando Earthquake ( $M=6.6$ ) avait son épicentre à seulement 4 miles. Malgré des accélérations au sol atteignant 0.8g, il n'y a pas eu de dommages importants. Une analyse par éléments finis a montré que la voûte aurait dû se fissurer par endroits alors que l'inspection du barrage n'a révélé aucune fissure.

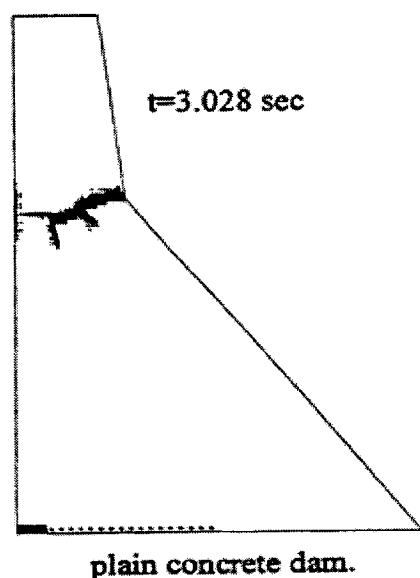
En 1994, c'est le tremblement de Northridge ( $M=6.7$ ) qui secoue cet ouvrage avec des accélérations maximales au sol de 0.5g. On a constaté des fissures de l'amont vers l'aval, une déflexion permanente de la crête de 5 cm, et quelques joints ont eu tendance à s'ouvrir. De plus, des blocs de rochers de la butée gauche ont glissé de 3 cm environ. (*Références : FERC 2005, ICOLD 2001*)

#### ***Ambiesta, Italy (1976)***

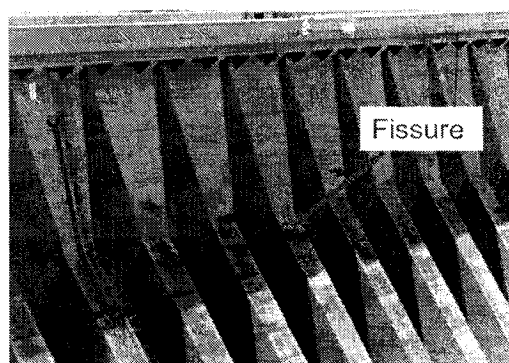
Le barrage en voûte à double courbure d'Ambiesta a été terminé en 1954. Il a connu le tremblement de terre de Friuli de magnitude  $M=6.5$  en 1976. On y a enregistré un pic d'accélération au sol de 0.33g. Le barrage ainsi que 13 autres barrages dans la région n'ont subi aucun dommage que ce soit pendant la secousse principale, les foreshocks, ou les aftershocks ( $M=5.9$  pour le plus violent). (*Références : FERC 2005, ICOLD 2001, USCOLD 2000*)

***Sefid Rud, Iran (1990)***

Il est important de citer ce barrage à contrefort de 105m de haut parce que c'est un des rares ouvrages à avoir été soumis à des pics d'accélération supérieurs aux charges de dimensionnement. En 1990, pendant une secousse de magnitude  $M=7.5$ , à 5km de l'épicentre, on estime (il n'y avait pas d'appareillage) qu'il y a eu au pied du barrage des accélérations au sol de  $0.7g$  alors que les contreforts avaient été conçus par la méthode pseudo statique en considérant des accélérations de  $0.1g$  à  $0.25g$ . Il y a eu des dommages importants mais la performance de la structure est globalement satisfaisante tout de même puisque l'intensité du séisme semble être la plus importante possible pour cette région. On a mesuré des glissements de 20mm entre le sommet et la base des monolithes. De plus, chaque contrefort était conçu pour être indépendant du mouvement de ses voisins de sorte qu'on a mesuré entre 2 blocs une différence de glissement à la base de 50mm. Enfin, on a aussi constaté des fissures horizontales au niveau des joints de bétonnage. Ces fissures ont traversé toute la largeur dans la partie supérieure de chaque



**Fig.2.2** – Koyna, analyse par éléments finis (FRAC\_DAMS, Bhattacharjee 1993)



**Fig.2.3** – Barrage de Sefid Rud, fissure longitudinale avec fuites



contrefort au niveau du changement de pente de la face aval (Fig.2.3). Concernant les sous pressions, elles ont plutôt diminué à la base.

Parmi les mesures de réparations, on retiendra en particulier l'installation de câbles de post tension pour mieux maintenir les parties supérieures des contreforts et refermer les fissures. (*Références : FERC 2005, USCOLD 2000, ICOLD 2001*)

#### ***Bear Valley, USA (1992)***

C'est un barrage à voûtes multiples de 30m de haut dont la construction s'est terminée en 1912. Il a résisté au tremblement de terre de Landers en 1992 ( $M=7.4$ ) et à son principal aftershock le séisme de Bear Mountain ( $M=6.6$ ). Les estimations de PGA sont entre 0.4g et 0.5g. Aucun dommage n'a été répertorié sur le barrage mis à part quelques légers glissements sur le pont autoroutier qui passe sur la crête. Il faut noter que quelques années plus tôt, on avait procédé à d'importants travaux de réhabilitation pour permettre au barrage de résister à des crues exceptionnelles ainsi qu'à des séismes majeurs. La mesure la plus radicale avait été de le transformer en barrage-poids en remplissant les voûtes de béton. Sans ces mesures, il est fort probable que l'ouvrage initial aurait subi de forts dommages. (*Références : FERC 2005, USCOLD 2001*)

#### ***Isle Maligne, Canada (1997)***

En 1997, à Alma (Québec), le tremblement de terre de Cap Rouge d'une magnitude modérée ( $M=5.2$ ) a occasionné de légers dommages sur le barrage d'Isle Maligne de type béton gravité d'une hauteur de 40m. Un joint de bétonnage à 30m de haut s'est légèrement déplacé provoquant alors un faible écoulement sur la face aval. Cet écoulement s'est finalement arrêté au bout d'une quinzaine de jours. Cependant, on considère qu'à aucun moment la sécurité de l'ouvrage n'a été menacée. L'enquête qui a suivi cet incident a mis en avant le rôle des câbles de post tension le long de la face amont. En effet, ils accentuent la formation de contraintes en traction près de la face aval lorsque les forces d'inerties sont orientées de l'aval vers l'amont. On pense que cela aurait permis la formation d'une fissure mais l'écoulement ne serait dû qu'à la libération d'eau emprisonnée le long du joint et non à une véritable fuite. C'est pour cela qu'il s'est arrêté de lui-même.

(*Références : Léger et Leclerc 2003*)

### *Mingtán, et Shih Kang, Taiwan (1999)*

Taiwan a connu en 1999 son plus violent tremblement de terre au XXème siècle (le Chi Chi earthquake) d'une magnitude  $M=7.6$ . Parmi les infrastructures touchées figurent de nombreux barrages de tous types, en particulier les barrages en béton de Mingtan et de Shih Kang. Ce dernier est un exemple particulièrement important car il s'agit de l'unique rupture de barrage connue causée par un tremblement de terre.

#### *Mingtán Dam*

C'est un barrage poids de 62m de haut construit en 1964. Il est placé à 15 km de l'épicentre et le niveau du réservoir était maximal pendant le séisme. Les accélérations au sol ont été estimées entre 0.3g et 0.5g. On a observé quelques fissures en particulier sur la face aval. Les sous pressions ont augmenté suite au tremblement de terre au point qu'il a fallu forer de nouveaux drains.

#### *Shih Kang Dam*

Il s'agit d'un barrage-poids de 25m de haut construit en 1976. Placé à 50km de l'épicentre, on y a enregistré des accélérations au sol de 0.56g. C'est un cas très particulier car ce ne sont pas les vibrations du sol qui sont à l'origine de la rupture. C'est la faille qui a bougé pendant le tremblement de terre et qui passerait en fait directement sous le barrage. Or, il y a eu un très grand mouvement différentiel vertical de 7.7m le long de cette faille, ce qui a engendré la rupture inévitable d'une partie du barrage. Par contre, le reste du barrage non situé sur la faille s'est comporté de façon satisfaisante. En effet, on a constaté quelques fissures horizontales, des légers déplacements le long de joints, et quelques fissures en diagonale mais rien ne remettant en cause l'intégrité de la structure. La position si critique de la faille n'était apparemment pas prévisible et cet événement ne peut remettre en cause les méthodes de conceptions actuelles puisque les vibrations ne sont pas responsables de la rupture. Aucune perte de vie n'est liée directement à cette rupture car les 2.7 millions de  $m^3$  d'eau perdus se sont déversés sans débordement dans le canal aval. Cependant, cet exemple représente bien sûr un sérieux avertissement. (*Références : Charlwood et al. 2000*)

### 2.2.3 Mécanismes de dégradation

Mis à part le cas exceptionnel de la faille passant sous l'ouvrage, on retiendra pour les barrages béton gravité les mécanismes de dégradation suivants suite à un séisme, dont certains ont été illustrés dans les exemples précédents :

- fissure horizontale au niveau des joints de bétonnage (en particulier sous le bloc du sommet au niveau du changement de pente de la face aval), à l'interface avec la fondation
- fissures obliques dans le corps du barrage ou dans les fondations
- fissures verticales entre 2 monolithes
- glissement le long d'une fissure
- mouvement différentiel de 2 monolithes adjacents pouvant entraîner des cognements, ou la rupture des lames d'étanchéité.
- ouverture de joints entraînant des fuites
- ...

On notera aussi le rôle potentiellement néfaste des câbles de post tension comme l'illustre l'incident sur le barrage d'Isle Maligne. On gardera également en tête qu'une discontinuité de la pente de la face aval crée une zone plus fragile comme le montre les exemples des barrages de Sefid Rud et de Hsingfengkiang. Les modes de défaillances sont donc multiples mais quel que soit le point faible d'une structure, il est probable que le séisme le trouvera ! Il faut donc disposer de méthodes d'analyse de comportement sismique pour concevoir des barrages sûrs et anticiper leur comportement.

## 2.3 Méthodes d'analyse sismique des barrages-poids

### 2.3.1 Objectifs

L'analyse du comportement sismique d'un barrage consiste à vérifier un certain nombre de critères de performances globales et locales. En considérant les paramètres sismiques et les accélérogrammes associés du séisme maximum de dimensionnement (SMD), on doit vérifier les 3 critères suivants :

- (i) Le barrage ne doit pas se renverser (analyse de stabilité au renversement)
- (ii) Il ne doit pas y avoir de glissement le long de plans potentiels de ruptures, que ce soit dans le barrage, à l'interface avec les fondations, ou dans les fondations (analyse de stabilité au glissement). En fait, si le niveau d'analyse est très poussé, on peut accepter un certain déplacement contrôlé (analyse non linéaire).
- (iii) Les contraintes maximales dans le béton et dans les fondations ne doivent pas dépasser les contraintes admissibles (analyse de contraintes).

A cause de la nature oscillatoire de l'excitation, on considère que le renversement est très improbable. L'analyse de contrainte permet d'estimer la longueur d'éventuelles fissures. L'analyse de stabilité au glissement se fait par le calcul d'un indicateur basé sur la loi de Coulomb au niveau d'un plan donné (SSF, Sliding Safety Factor, Eq.2.5). Il exprime le ratio de la résistance en cisaillement disponible sur la force de cisaillement probable. CEA (1998) résume les valeurs minimales du SSF exigée par les guidelines USBR, FERC, USACE, TVA, et CDA. Par exemple, pour le facteur de sécurité résiduel, CDA recommande au moins 1.5 en conditions normales pré sismiques et 1.1 en conditions post sismiques.

$$SSF = \frac{(W - U - EQV(t)) \tan \Phi + cA(t)}{EQH(t) + Hd(t) + Hs} \quad (2.5)$$

où  $W$  = poids permanent,  $U$  = résultante des sous pressions,  $\Phi$  = angle de friction,  $c$  = cohésion,  $A$  = aire de contact en compression,  $EQV$  = force d'inertie verticale,  $EQH$  = force d'inertie horizontale,  $Hs$  = poussée hydrostatique,  $Hd$  = poussée hydrodynamique (équations à modifier pour des joints inclinés).

Afin de vérifier les critères de performance sismique, une classification des méthodes par ordre de complexité sur 5 niveaux est présentée par Grihb et al. (1997) et reprise par Hydro-Québec (2003) et FERC (2005). La méthodologie à adopter est de commencer par le niveau le plus simple. Puis, le passage d'un niveau à un autre est conseillé lorsque l'analyse a montré un comportement non satisfaisant nécessitant des calculs plus précis. Les niveaux 0, I, et II sont des analyses statiques utilisant les paramètres sismiques du séisme maximal de dimensionnement tandis que les niveaux III et IV utilisent des accélérogrammes pour des analyses temporelles. Voici une brève description des méthodes envisageables.

### **2.3.2 Niveau 0 : Analyse préliminaire**

Cette première étape ne demande aucun calcul. Elle vise simplement à évaluer si justement une analyse de sécurité sismique est nécessaire. Pour cela, on examine le dossier technique du barrage ainsi que les paramètres caractérisant la séismicité de la zone (ex : accélération de pointe au rocher) pour définir la classe de l'ouvrage et prendre la décision de procéder ou non à une analyse plus poussée.

### **2.3.3 Niveau I : Analyse pseudo statique (coefficient sismique)**

Les forces d'inerties à appliquer sur une section du barrage sont proportionnelles à la masse. Le coefficient sismique dépend du PGA de la zone. De plus, la prise en compte de l'effet du réservoir peut se faire par la formulation de Westergaard des forces hydrodynamiques.

Cette méthode néglige l'amplification dynamique des forces d'inerties en considérant que le barrage est rigide, ce qui est non conservateur. Par contre, elle néglige aussi tous les phénomènes d'amortissement et d'absorption d'énergie ce qui est cette fois ci conservateur.

### **2.3.4 Niveau II : Analyse pseudo dynamique**

On dispose de 2 méthodes basées sur un comportement élastique du système barrage-fondations-réservoir. Elles utilisent les propriétés modales (modes propres de vibrations) pour estimer la répartition des forces sismiques puis calculer les valeurs maximales des indicateurs de performances (SSR, contraintes, etc.). Cependant, elles ne s'intéressent pas à l'aspect temporel.

L'annexe B présente une comparaison de la méthode spectrale avec la méthode simplifiée de Chopra (1988) sur un barrage de 90 m de haut. On ne présente dans cette partie qu'une très brève description des principes de calculs.

### ***La méthode spectrale***

Après avoir effectué une analyse modale, on calcule séparément (avec un spectre de calcul donné) pour chaque mode le facteur de participation modale et l'amplification dynamique. Cela permet d'avoir pour chaque mode la distribution du cisaillement, et la réponse de la structure (efforts internes, déplacements, ...). Il reste alors à combiner les modes par la méthode appropriée (CQC, SRSS, SABS, ...).

### ***La méthode spectrale simplifiée de Chopra***

La méthode simplifiée de Chopra (1988) évalue séparément la réponse du barrage pour le 1<sup>er</sup> mode de vibration et d'autre part pour l'ensemble des autres modes propres, puis combine les 2 réponses. Il n'est pas nécessaire de connaître tout le spectre du séisme mais seulement l'accélération au sol et l'accélération pour la période fondamentale. Le calcul de la réponse pour le 1<sup>er</sup> mode suit les mêmes étapes que dans la méthode classique à la différence près qu'on modifie la période fondamentale pour prendre en compte des phénomènes importants comme les interactions fondations – réservoir – barrages et la compressibilité de l'eau. Le calcul de la réponse pour l'ensemble des autres modes se fait par une correction statique.

### **2.3.5 Niveau III : Analyse dynamique linéaire**

On effectue une analyse dans le temps (time history analysis) du système barrage-réservoir-fondations modélisé en général par éléments finis. Le comportement est supposé linéaire. Il est soumis à quelques accélérographes jugés caractéristiques de la zone. Cela permet de déterminer les variations temporelles des indicateurs de performance, comme par exemple la durée de contraintes excessives.

On peut aussi effectuer une analyse dans le domaine des fréquences. Le guide Hydro-Québec (2003) mentionne le logiciel EAGD-84 (Chopra et Fenves) pour les barrages-poids en 2D qui tient compte de la compressibilité de l'eau et des effets des propagations d'ondes dans le réservoir et la fondation..

### 2.3.6 Niveau IV : Analyse dynamique non linéaire

C'est le niveau le plus complexe mais assurément le plus réaliste. En effet, pendant une secousse, les sources de non linéarité sont nombreuses : perte de rigidité due à la fissuration, plastification, glissements le long de joints de bétonnage fissurés, etc.

Les méthodes d'analyse non linéaires sont souvent des extensions des méthodes linéaires d'intégration temporelle, mais en y incorporant des nouvelles caractéristiques : matériaux non linéaires, modèles de fissurations, modèles de glissement, etc. Pour les analyses pas éléments finis, il est courant d'utiliser des éléments particuliers (« gap friction element ») pour modéliser des plans de glissements possibles. Parmi les programmes connus d'analyse non linéaire, mentionnons EAGD-SLIDE (extension de EAGD-84 ; Chavez et Fenves, 1994) pour calculer le glissement à l'interface béton-rocher, le corps du barrage étant supposé élastique et UDEC (2000) où on peut considérer au choix des blocs rigides ou déformables. FERC (1999) recommande aussi quelques méthodes, décrites également par Ghrib et al. (1997), permettant d'estimer le glissement le long d'un plan de rupture pour le béton. La méthode simplifiée de Newmark (Ghrib et al. 1997) permet d'évaluer le déplacement final par une formule empirique obtenue de l'analyse du glissement de blocks rigides. La méthode simplifiée de Danay et Adeghe (1993) permet d'évaluer le déplacement final par une formule empirique obtenue de l'étude de modèles simplifiés de barrages soumis à des accélérogrammes typiques de l'Est du Canada. Et enfin, la méthode de Chopra et Zang (1991) est basée sur l'intégration des équations d'équilibre en considérant le barrage comme un bloc rigide.

Pour finir, il faut avoir en tête que toutes ces méthodes non linéaires demandent beaucoup de précautions et d'expertises tant pour la phase de modélisation que pour la phase d'interprétation des résultats, puisque les analyses non linéaires sont particulièrement sensibles au modèle retenu, aux détails de l'excitation sismique, aux conditions initiales, et à l'historique des chargements passés (Léger et Leclerc 1996; Uchita et al. 2005).

## 2.4 Modèles constitutifs de joints

Il est connu que les joints de bétonnages représentent des plans de faiblesse du corps des barrages. Il est probable que des fissures s'y forment si bien qu'on doit prendre en compte des phénomènes d'ouverture, de fermeture, et de glissement. Pour cela, il faut disposer de modèles réalistes de joints pour caractériser correctement leur comportement.

Divoux (1997) rappelle dans la revue de la littérature de sa thèse les principaux essais mécaniques pour caractériser des joints rocheux : essais de compressions, essais de cisaillement à contrainte normale imposée, essais de cisaillement à volume constant et à angle de dilatance mobilisé imposé, essais de cisaillement à rigidité normale imposée, mesures de rugosité.

Un état des connaissances sur le comportement des joints en cisaillement a déjà été établi par Fronteddu (1994) et par Indraratna et Haque (2000). On y présente principalement des modèles basés sur la loi de friction de Coulomb. Par exemple le modèle de Walraven (1981) est basé sur une idéalisation physique de la surface des fissures. Le modèle empirique de Tassios et Vintzèleou (1987) prend en compte l'usure de la résistance en cisaillement avec le nombre de cycles en fonction de la rugosité initiale. D'autres modèles théoriques en plasticité sont également présents dans la littérature (Lee et Fenves 1998, Lubliner et al. 1989).

Pour les calculs de glissement et de dilatances présentés dans l'article (voir chapitre 3), on a choisi le modèle constitutif de joint de Fronteddu (1998). Ce modèle empirique repose sur les concepts de friction de base du béton et de friction de rugosité. L'influence de la contrainte normale ainsi que le comportement cyclique en dynamique sont considérés. Le programme INTRFACE utilise ce modèle pour définir des plans de glissement possibles avec des éléments de contacts (éléments « gap-friction ») dans des calculs par éléments finis.



## 2.5 Modèles hydrauliques

Les recommandations des lignes directrices en matière de sous-pressions doivent s'appuyer sur les travaux de recherches sur les écoulements dans le corps du barrage et les fondations. Mentionnons dans ce paragraphe quelques avancées importantes.

Dans un barrage non fissuré (écoulements en milieu poreux) et drainé, on dispose des abaques de Moffat (Novak et al.1984) et de la solution analytique de Ransford (1972).

Le problème des écoulements en milieu fissuré fait appel à des notions de mécanique des fluides et de mécanique des roches détaillées dans Wittke (1990). Louis (1969) a établi les lois d'écoulements dans des fissures en fonction de la rugosité des parois, de l'ouverture, et du nombre de Reynolds. Amadei (1992) les a utilisées pour calculer une solution analytique mais uniquement pour des écoulements laminaires, et développer le programme CRFLOOD.

Pour une analyse de glissement, la difficulté vient du couplage existant entre les phénomènes mécaniques (glissements et dilatances) et les phénomènes hydrauliques (sous pressions, écoulements). Erban et Bell (1988) ont proposé un des premiers modèles statiques couplés d'éléments finis pour des joints de fondation. Puis, Divoux (1997) a étudié le comportement en 3D des barrages pendant le remplissage du réservoir en développant des éléments finis particuliers aux interfaces béton-rocher au niveau de la fondation et béton-béton au niveau des joints de bétonnage (logiciel GEFDYN).

## 2.6 Évolution des sous-pressions

### 2.6.1 Problématique

Il suffit de lire les recommandations contradictoires présentes dans les lignes directrices pour voir que l'estimation de l'évolution des sous-pressions pendant et après un tremblement de terre reste une question difficile.

Premièrement, on dispose de peu d'exemples historiques de barrages instrumentés pendant un séisme et les observations sont parfois surprenantes. On connaît des barrages où les sous-pressions ont eu tendance à diminuer fortement après le tremblement de terre (ex : Sefid Rud 1990 ; ICOLD 2001). On pense que cela est dû à la fermeture de fissures sous l'effet de l'augmentation des forces de compression. A l'inverse, on a déjà vu des ouvrages où les sous-pressions ont plutôt augmenté : Koyna 1967 (Fig.2.4 ; Pant 1990) et Yuzuruha pendant le tremblement de terre de Kobe 1995 (Matsumoto et al. 1996). Il faut aussi noter que pour le barrage Yuzuruha, cette hausse n'était que temporaire puisque les sous pressions sont revenues au bout de quelques jours à l'intensité pré sismique.

Deuxièmement, les phénomènes physiques mis en jeu sont complexes et leur compréhension n'est encore que partielle. Des travaux expérimentaux ont déjà montré qu'un phénomène de cavitation est possible dans une fissure en train de rapidement s'ouvrir (Janvanmardi et al. 2005). Il en résulterait que la pression se développerait seulement à l'entrée de la fissure puis serait plus loin quasiment nulle. Par contre, lorsque la fissure se referme, l'eau aurait tendance à rentrer dans la fissure (en supposant qu'une ouverture résiduelle subsisterait) ce qui générerait des sous pressions.

Enfin, il faut aussi prendre en compte le système de drainage du barrage ce qui rend l'étude du problème encore plus difficile. Les paramètres à considérer sont par exemple la hauteur du réservoir en amont et en aval, la géométrie du réseau de drainage, la possibilité de noyer le drain, la position des galeries, la modélisation adoptée pour les fissures, la prise en compte du glissement, etc.

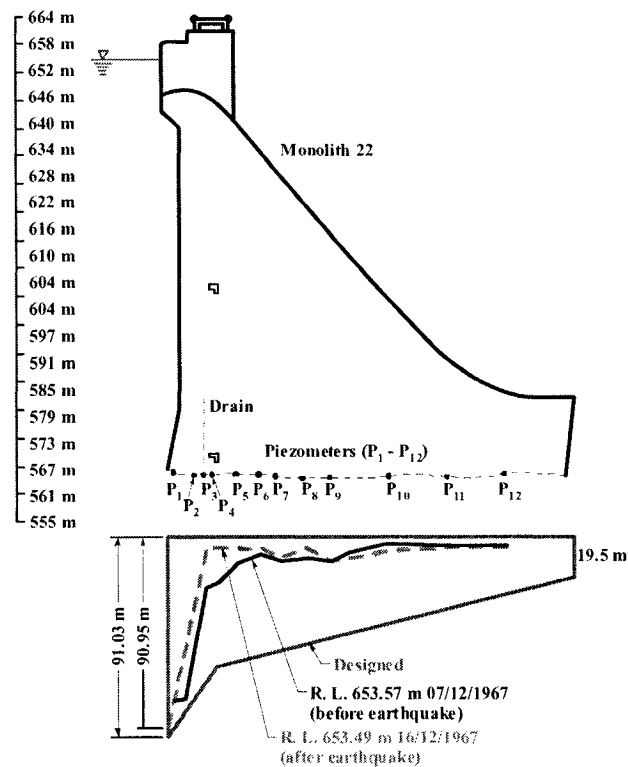


Fig.2.4 – Koyna 1967 : évolution des sous-pressions à la base (Pant 1990)

### 2.6.2 Recommandations des lignes directrices

Face à ce problème complexe, les instructions données dans les lignes directrices sont variées. Certains ont fait le choix très sécuritaire de considérer que pendant une secousse la pleine sous-pression est atteinte immédiatement dans les fissures. D'autres optent pour une pression nulle en supposant que les cycles d'ouverture et de fermeture des fissures sont trop rapides pour que l'eau puisse rentrer. D'autres encore, dans le doute, préfèrent simplement supposer que les sous pressions ne changent pas par rapport à l'état initial non fissuré. La figure suivante résume les différentes modélisations envisageables en conditions pré sismiques, sismiques, et post sismiques.

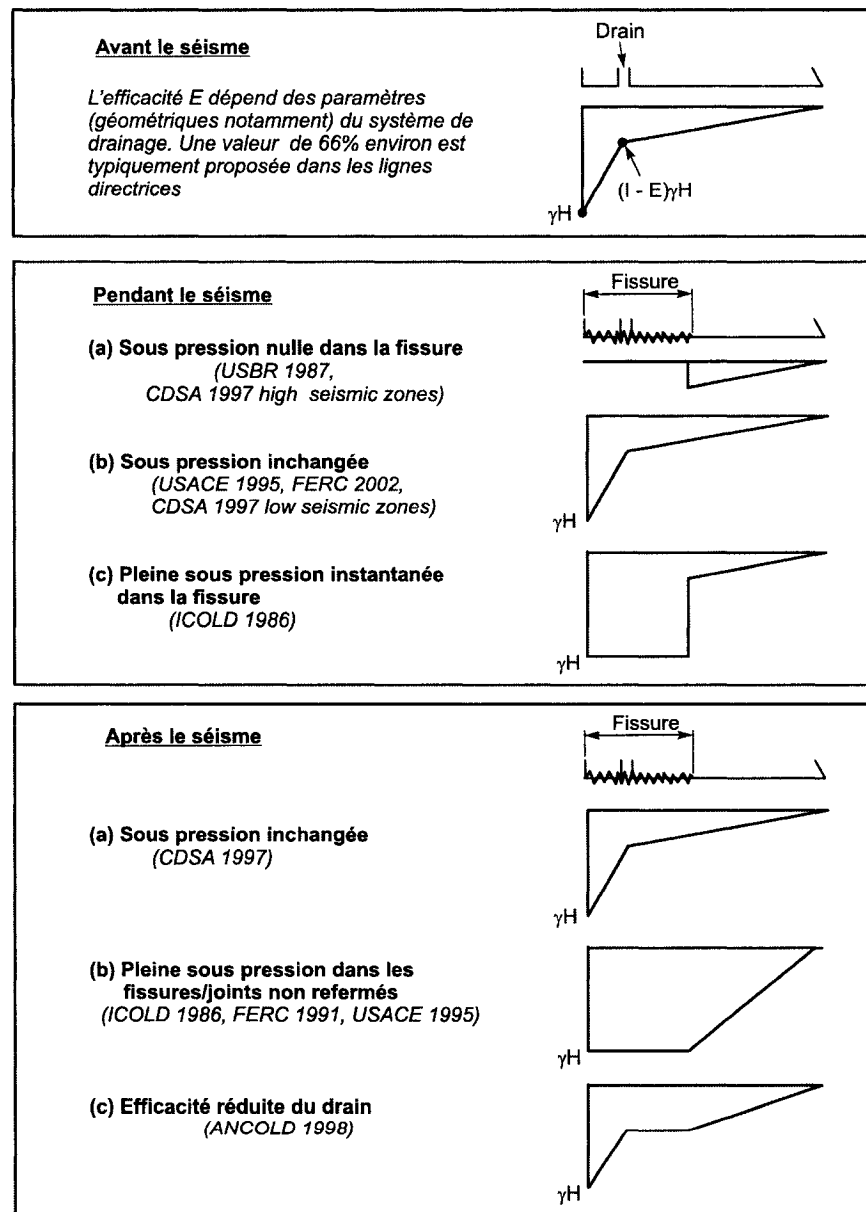


Fig.2.5 – Sous pressions pré sismiques, sismiques, et post sismiques

# CHAPITRE 3

## “EARTHQUAKE SAFETY EVALUATION OF GRAVITY DAMS CONSIDERING AFTERSHOCKS AND REDUCED DRAINAGE EFFICIENCY”

*Article soumis pour publication dans la revue ASCE Journal of Engineering Mechanics  
(Soumis le 24 Nov. 2006)*

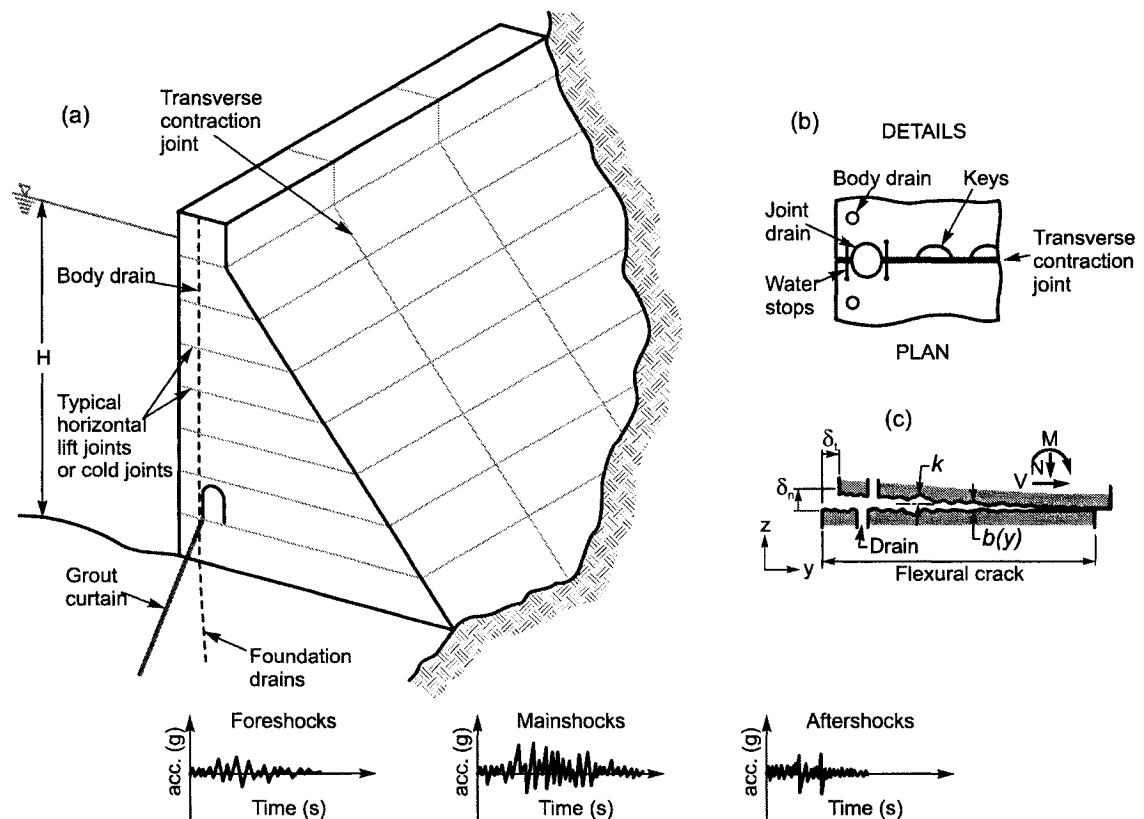
### 3.1 Introduction

Earthquakes have affected several large concrete gravity and buttress dams in the past producing cracks in the upper region as well as at the base of the structures and disturbing seepage paths through foundation rock joints (Fig.3.1; Hsinfenkiang, China; Koyna India, Sefid Rud, Iran). Historical evidences have shown that the base uplift pressures following earthquakes (i) could increase (Koyna dam 1967 Eq., Pant 1990), sometimes necessitating redrilling of drains (Mingtian dam, 1999 Tawian Eq. Charlwood et al. 2000), (ii) could decrease (SefidRud dam, 1990, ICOLD 2001), (iii) or could increase and then return to the pre-seismic level (Japanese dams in 1995 Eq., Matsumoto et al. 1996). Moreover, drains could be disrupted by sliding of cracks and joints along the dam height. Current dam safety guidelines require that adequate sliding and overturning stability be maintained in the post-earthquake condition using uplift pressure appropriate to the displaced dam position allowing for opening of joints and reduced drain efficiency (E, Fig.3.2, ANCOLD 1998, FERC 1999, 2002, CDA 2006). Moreover, FERC (1999) explicitly mentioned that the residual strength after a major earthquake should allow the dam to resist aftershocks.

A coupled dam-foundation-reservoir hydro-mechanical finite element model for static loads with consideration of seeping foundation joints has been presented by Erban and Bell (1988). Amadei et al. (1989a) presented analytical solutions for uplift pressures in drained cracks under hydrostatic loads. Deschamps et al. (1999) presented a foundation drain flow model for Bluestone gravity dam using the distinct element method. Lemos et al. (1997) presented the earthquake response analyses of an impervious dam on a jointed foundation. A coupled hydro-

mechanical analysis was conducted using distinct elements to update the uplift pressures and water flow in the foundation as a function of foundation joint displacements. However, there is no rational model to assess the post-earthquake dams' drainage system efficiency as a function of seismic crack opening and sliding displacements in the dam body.

This paper develops the methodology to perform seismic response of concrete gravity dams considering aftershocks, and reduced drainage efficiency due to disruption of the drainage system. A database of earthquake records has been assembled to characterize main shocks and aftershocks. A drain finite difference hydraulic model considering laminar or turbulent flow in connecting cracks, geometrical distortions due to joint dilatancy while sliding, and misaligned drain segments is developed and validated. Coupled-hydromechanical analyses on the seismic response of a drained 90m gravity dam is used to show the importance of cumulative displacements on the increase in uplift pressures, drain flow, and reduced sliding safety factors.



**Fig. 3.1 - Gravity dams subjected to earthquake:**  
(a) dam; (b) contraction joints; and (c) opening along lift joints (cracks)

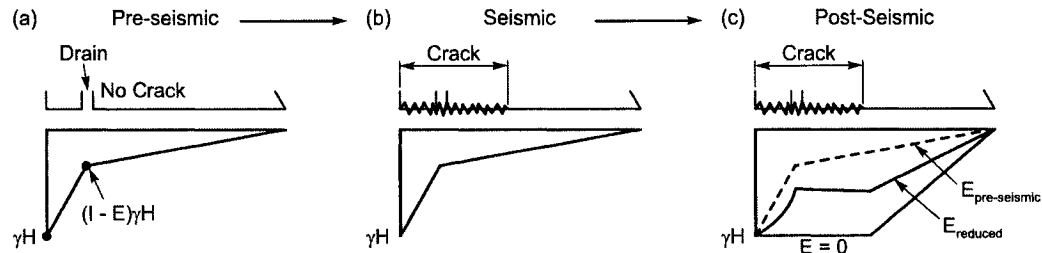


Fig. 3.2 - Uplift pressures for structural stability evaluation

### 3.2 Characteristics of earthquakes main shocks and aftershocks

#### 3.2.1 Aftershocks definitions

Earthquakes are usually part of a sequence of ground motions which can be defined in 3 steps: foreshocks, the larger events called main shocks, and then aftershocks. Seismologists usually describe foreshocks and aftershocks as the beginning and the end of the energy relaxation process, and observed that the sequence frequency pattern depends on the structure of material and the distribution of stress applied underground (Scholtz, 2002). Thus, for a homogeneous material and uniform external stress, several foreshocks precede the main shock, and aftershocks typically begin immediately after the main shock. For a partially heterogeneous material and non uniform stress, there are very few foreshocks but many aftershocks. Koyna (1967) and Kariba (1963) reservoir induced earthquakes are known as famous examples of such sequence. However, for extremely heterogeneous material and a very concentrated stress, no dominant sequences of ground motions are distinguishable.

Among many local phenomena, two main interpretations of aftershocks are detailed by Gupta (1992) and Scholtz (2002). The first one is the fluid diffusion theory. It is based on the observation that frequency patterns of aftershocks sequences usually decrease with a law inversely proportional to the time after the main shock. Hyperbolic decrease is a characteristic of fluid diffusion phenomena leading to the following explanation. Due to the main shock, changes in ground stress distribution cause water migration from compressed areas to more dilated areas. Then, water can modify pore pressure and decrease the shear resistance of faults creating

aftershocks. Later, a second theory was proposed under the name of stress triggered hypothesis. The idea is that the main shock rupture causes a stress transfer to relatively close zones to the fault. Because the earth crust has thousands of small faults of varying orientations, this theory assumes that stress changes will create ruptures of faults properly oriented for triggering. In addition to static stress triggering, one should also consider the dynamic stress change associated with main shock waves. Indeed, if the wave amplitude is large enough, it can trigger aftershocks on the wave path even very far from the main shock hypocenter. The most famous example is Hector Mine earthquake (M=7.1) whose one aftershock was 40 kilometers away.

### 3.2.2 Database of main shocks and aftershocks

We present herein the evolution of seismic parameters of accelerograms between the main shock and the largest magnitude aftershock. A list of 20 significant earthquakes was selected (Table 3.1). Most of them are natural earthquakes whereas 5 are reservoir induced earthquakes (RIS). Ground motions digital records were obtained from public databases: the US National Geophysical Data Center (NGDC), the Columbia University Strong Motion Database

**Table. 3.1** - Significant main shock aftershock sequences

Name	Country	Main shock			Largest Aftershock			Database
		Year	Magn.	PGA	Delay	Magn.	PGA	
Reservoir Induced Earthquakes								
Koyna	India	1967	6.3	0.5g	10 Months	5.1	0.15g	ngdc
Hsinfengkiang	China	1962	6.1	0.6g	36 Months	5.3	-	-
Kariba	Zimb.	1963	6	-	2 Days	5.8	-	-
Hoover	USA	1939	5	-	2 Hours	4	-	-
Natural Earthquakes								
Tangshan	China	1976	7.8	-	1 Day	7.1		ngdc
Chi Chi	Taiwan	1999	7.6	0.8g	1 Week	6.8	-	peer
Izmit	Turkey	1999	7.4	0.4g	2 Weeks	5.2	0.2g	esd
Manjil	Iran	1990	7.3	0.7g	2 Months	5	0.15g	esd
Borah Peak	USA	1983	7.3	0.08g	1 Day	5.8	0.07g	peer
Spitak	Armenia	1988	7.1	0.2g	4 Min.	5.9	0.15g	cosmos
Nahanni	Canada	1985	6.9	0.2g	2 Days	5.7	0.1g	strongmo
Landers	USA	1992	6.9	0.3g	10 Hours	6.7	0.5g	cosmos
Northridge	USA	1994	6.7	0.4g	2 Months	5.3	0.2g	cosmos
Valparaiso	Chile	1985	7.8	0.3g	1 Month	7.2	0.15g	cosmos
Imperial Valley	USA	1979	6.5	0.4g	3 Min.	5	0.3g	cosmos
Loma Prieta	USA	1989	6.5	0.3g	33 Hours	5	-	-
Friuli	Italy	1976	6.5	0.35g	4 Months	6.1	0.2g	peer
Morgan Hill	USA	1984	6.2	0.3g	9 Days	4.5	-	cosmos
Whittier Nar.	USA	1987	6.1	0.3g	3 Days	5.3	0.15g	cosmos
Saguenay	Canada	1988	5.9	0.16g	1 Day	4.1	-	strongmo



(STRONGMO), the European Strong Motion Database (ESD), the Berkeley Strong Motion Database (PEER), and the Consortium of Organizations for Strong Motion Observations System (COSMOS). The assemble database of main shocks and aftershocks is available at the following link: <http://www.polymtl.ca/structures/cn/telecharg/index.php>. It includes records as well as parameters of amplitude, intensity, frequency content, response spectra, and duration of strong shaking.

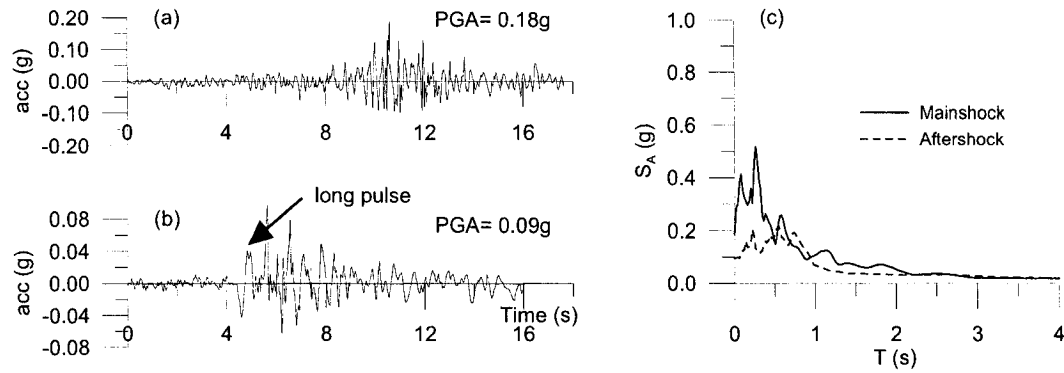
### 3.2.3 Characteristics of the aftershocks

After the main shock, the delay before the largest aftershock is very variable, from several minutes to months. To forecast this delay is still very difficult even considering the particular tectonic properties of each region.

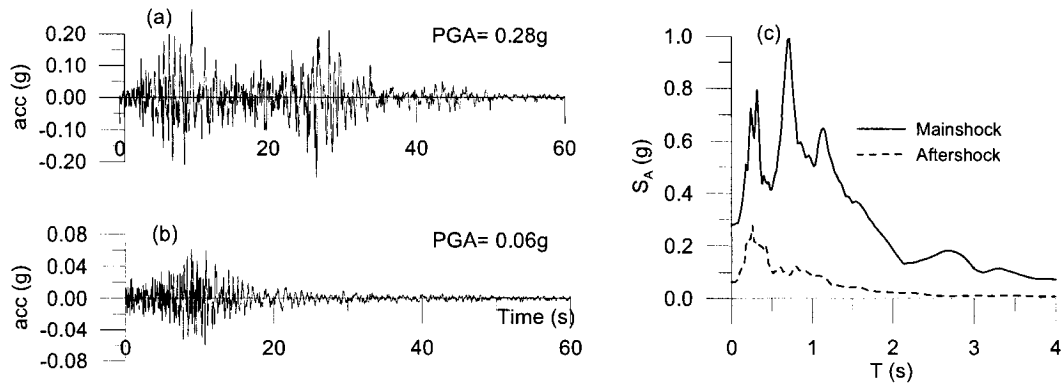
On the contrary, one can often forecast aftershocks Richter magnitudes. Indeed, in most of the sequences studied, they seem to respect empirical decreasing laws presented in Scholtz (2002), called Bath's law for tectonic earthquakes, and Papazachos' law for RIS.

Regarding aftershocks amplitude parameters (ex: Peak Ground Acceleration, Sustained Maximal Acceleration, Arias Intensity, ...) in most cases, they decrease as compared to main shock values (Fig.3.3 and Fig.3.4). Nevertheless, to generalize is hazardous because one cannot ignore examples like Valparaiso earthquake whose aftershock was more severe than the main shock in the EW direction. Actually, considering both results and stress triggered theory, there is apparently no possible rule concerning a possible principal direction of motion such that aftershocks can act in a completely different direction from the main shock.

Frequency analyses have indicated that aftershocks Fourier spectra in acceleration have less major peaks. They are smoother, and the band-width is often smaller. The same remarks can be made for the acceleration response spectra. Besides, in almost half of the sequences, the mean period  $T_m$  of the Fourier spectra and the predominant period  $T_p$  of the acceleration response spectra increase as compared to that of the main shock (Fig.3.3c). However, Fig.3.4c shows, on the contrary, a decrease. Finally, the significant duration of aftershocks can be as long as the main shocks and long pulses are not rare (Fig.3.3).



**Fig. 3.3 - Spitak earthquake, Gukasyan Station, Direction 0:**  
(a) main shock accelerogram; (b) aftershock accelerogram; and (c) acceleration response spectra (5%)



**Fig. 3.4 - Landers earthquake, Joshua Fire St. Station, Direction 0:**  
(a) main shock accelerogram; (b) aftershock accelerogram; and (c) acceleration response spectra (5%)

### 3.2.4 Aftershocks damage potential

According to FERC 1999, the damage potential of aftershocks has to be considered in earthquake safety evaluation of concrete dams. An increase of  $T_p$  shows a risk of additional cumulative damage for a structure whose fundamental period has increased because of cracks due to a main shock. The duration of accelerograms, and especially the long pulses, may favor further sliding along existing cracks.

### 3.3 Hydro-mechanical damage due to movements along cracked planes

#### 3.3.1 Mechanical strength and crack movements

In massive structures such as concrete dams, lift joints are usually considered as planes of weakness. Thus, during an earthquake, joints may open and cracks may form. Sliding displacement  $\delta_t$  and coupled dilatancy  $\delta_n$  along cracked joints have to be considered (Fig.3.1c). Indraratna and Haque (2000) presented the state-of-the-art related to shear behavior of rock joints. In our study, the joint constitutive model used is based on Coulomb gap – friction elements (Fig.3.5b). Parameters are the normal and tangential stiffness  $k_N$  and  $k_S$ , tensile strength  $f_t$ , fracture energy  $G_f$ , coefficient of friction  $\mu$ , and cohesion  $c$ . When crack occurs, the tensile strength and the cohesion are assumed to be zero. The coefficient of friction is dependent on surface preparation after concrete placement. Joints are untreated or very often water-blasted. Thus, the model is based on the concepts of a concrete basic friction defined by the angle  $\varphi_b$ , and large scale surface waviness friction defined by the dilation angle  $i$ . Both parameters are calculated using empirical equations according to the applied normal stress (Fronteddu et al. 1998). The dynamic sliding behavior of small concrete to concrete specimen was obtained from experimental results. The friction coefficient is defined as:

$$\mu = \tan(\varphi_b + i) \quad (3.1)$$

Fig.3.5a illustrates typical complete forward-backward joint sliding displacement cycles. The first cycle begins with an elastic response segment reaching a peak, and then exhibits a residual

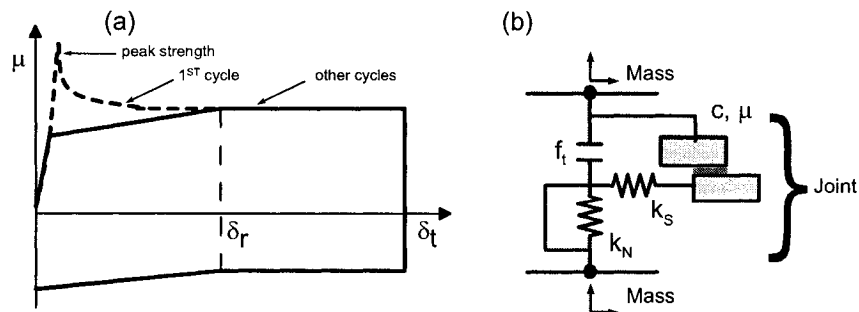


Fig. 3.5 - Joint constitutive model: (a) shear strength; and (b) gap-friction element

sliding plateau in the forward direction. In subsequent cycles, there is no longer peak shear strength. The value of  $\mu$  on the plateau is given by Eq.3.1

Besides, when sliding occurs, coupled relative normal displacement between the interfaces of a cracked joint has to be considered. Dilatancy may be computed in a time history analyses using the dilatancy angle.

$$\Delta\delta_n = \tan(i).\Delta\delta_t \quad (3.2)$$

The integration of normal displacement increments  $\Delta\delta_n$  leads to the total dilatancy  $\delta_n$ . When large sliding  $\delta_t$  happens, a limit to the dilatancy equal to one quarter of the maximum aggregate size is used. This limit was derived by the experimental results of Fronteddu et al. (1998). Other dilatancy models could have been used based on the theory of plasticity considering non associative flow rules.

### 3.3.2 Drainage and water-stop damage model

To study the behavior of a dam during an aftershock, and to compute uplift pressures after the main shock considering damage like crack opening, and sliding is necessary. A numerical solution programmed in MATLAB (2004) is proposed to model uplift pressures inside a drained monolith. Three kinds of joints are studied: pervious joint (non-damaged), partially cracked joint, and fully cracked joint.

#### *Problem Geometry and Parameters*

To calculate the cumulative drain flow, the head distribution  $h$  along a joint, the efficiency  $E$ , the global uplift resultant, and the overturning moment, the problem geometry and parameters are defined in Fig.3.7a. The joint is assumed to be horizontal, finite and rectangular: the length is  $L$  and the width is  $a$ . The parameter  $a$  is given by the spacing between each drain line along the longitudinal direction. The joint is intersected by a single circular drainage well centered at the distance  $y = y_d$  from the upstream face and at the middle of the width ( $x = 0$ ). The drain radius is  $R_d$ . The discharge going to the drain is noted  $Q_d$ . Under normal conditions, the joint is assumed

pervious and discharge through the drain is limited seeping flow. The joint hydraulic conductivity is noted  $K$ .

If the joint is open (cracked), notations and hypothesis are the followings. Water is assumed to enter into the crack, and the flow is steady, incompressible and two-dimensional. The laminar-turbulent flow transition usually affects significantly the uplift pressure distribution. The kinematic viscosity  $\nu$  is a decreasing function of the water temperature at a particular joint entrance. Crack geometrical parameters (Fig.3.1b) are the aperture  $b$ , and the absolute roughness  $k$  (average height of crack wall asperities in mm). For a partially cracked joint, the length of the crack is  $L_c < L$ , and the hydraulic aperture is assumed constant. For a fully cracked joint,  $L_c = L$  and the aperture is defined by a function  $b(y)$ .

The water head ( $h$ ) boundaries conditions of the joint are  $h = H_{up}$  at the boundary with the upstream face,  $h = H_{down}$  at the downstream face, and  $h = H_d$  in the drain. Boundaries with others monoliths are assumed impervious, but if relative displacements leading to water-stop damage is considered between monoliths, the boundary condition is changed to a fixed head along a transverse joint. For a partially cracked joint, the downstream crack boundary is considered impervious for hydraulic calculation but a triangular uplift pressure distribution is presumed to take place in the ligament over a long period of time.

Head losses at the crack entrance and near the drain are neglected. Validity of this approximation is discussed in details by Amadei et al. (1989b): head losses slightly increase uplift pressures but this effect is only significant for drain of small diameters, less than 100 mm, and for smooth cracks with large apertures.

### **Flow laws**

For a non damaged joint, flow is in an isotropic porous medium. Darcy's law (Eq.3.3a) and the mass conservation equation (Eq.3.3b) lead to the classical Laplace's equation (Eq.3.3c), where  $K$  is the conductivity,  $\mathbf{v}$  the velocity, and  $\mathbf{I}$  the hydraulic gradient.

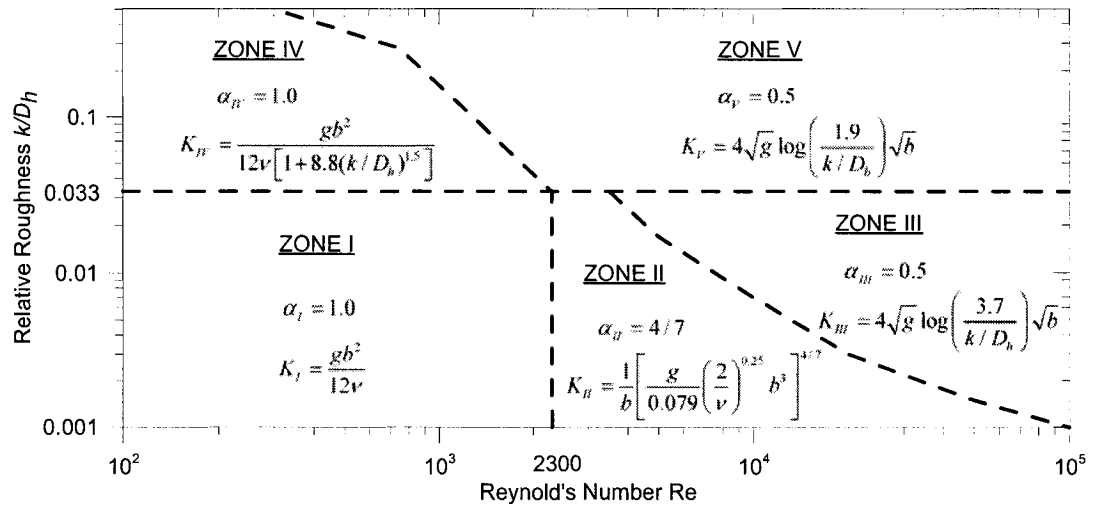
$$\mathbf{v} = K \cdot \mathbf{I} \quad ; \quad \nabla \cdot \mathbf{v} = 0 \quad ; \quad \nabla^2 h = 0 \quad (3.3a, b, c)$$

For a damaged joint, flow laws in a crack with walls of varying degrees of roughness were first established by Louis (1969) and could be also found in Wittke (1990) and Amadei et al. (1989a). Let define the crack hydraulic diameter  $D_h = 2b$ , the relative roughness  $k/D_h$  (between 0 in smooth cracks, and 0.5 in rough cracks), and the Reynold's number  $Re = D_h \mathbf{v} / \nu$  where  $\nu$  is the

water velocity. Louis (1969) classified 5 different flow conditions according to the relative roughness and the Reynold's number. For each flow zone, the velocity  $v$  is obtained from Eq.3.4 in which the crack equivalent hydraulic conductivity  $K$  and the constant exponent  $\alpha$  are defined in Fig.3.6. In the particular case of laminar condition with constant aperture, Eq.4 leads to Laplace's equation.

$$v = -KI^\alpha \quad (3.4)$$

Hydraulic zone I is for smooth crack and laminar flow. Isolines, streamlines, and the Reynold's number along y-axis are illustrated in Fig.3.7c for a partially cracked joint in the hydraulic zone I ( $H_{up} = 100\text{m}$ ). Zone II is for smooth crack and turbulent flow. Zone III is for hydraulically rough crack and turbulent flow. For rougher cracks ( $k/D_h > 0.033$ ), zone IV is a laminar flow, and zone V is a turbulent flow.



**Fig. 3.6** - Equivalent hydraulic conductivity  $K$  of a crack and exponent  $\alpha$  (adapted from Louis 1969)

### *Finite difference 2D solution of the hydraulic problem*

We used a constant mesh size  $p$  (m) in all sections. Let first assume a laminar flow (zone I or IV) and write at each node  $i$  the flow mass conservation using Eq.3.3a and Eq.3.4. Close nodes are numbers  $i-j$ ,  $i+j$ ,  $i-1$ , and  $i+1$  (Fig.3.7a). In the governing equation (Eq.3.5), the hydraulic conductivity and the aperture between two nodes  $i$  and  $j$  are noted  $K_{ij}$  and  $b_{ij}$ . The head at node  $i$  is  $h_i$ .

$$(K_{i,i-j}b_{i,i-j})h_{i-j} + (K_{i,i-1}b_{i,i-1})h_{i-1} - (K_{i,i-j}b_{i,i-j} + K_{i,i+j}b_{i,i-j} + K_{i,i-1}b_{i,i+1} + b_{i,i+j}K_{i,i+1})h_i + (b_{i,i+1}K_{i,i+1})h_{i+1} + (b_{i,i+j}K_{i,i+j})h_{i+j} = 0 \quad (3.5)$$

$$(K_{i,i-j}b_{i,i-j})h_{i-j}^{(n)} + (K_{i,i-1}b_{i,i-1})h_{i-1}^{(n)} - (K_{i,i-j}b_{i,i-j} + K_{i,i+j}b_{i,i-j} + K_{i,i-1}b_{i,i+1} + b_{i,i+j}K_{i,i+1})h_i^{(n)} + (b_{i,i+1}K_{i,i+1})h_{i+1}^{(n)} + (b_{i,i+j}K_{i,i+j})h_{i+j}^{(n)} = -\sum_{s=1}^{n-1} \Delta q_i^{(s)} \quad (3.6)$$

Thus, adding boundary conditions, the laminar flow assumption enables to build a linear system of equations. But, when turbulent flow conditions should actually be considered (zones II, III, and V), the velocity is no longer proportional to the hydraulic gradient and the formulation of the problem leads to a system of non-linear equations. To solve these equations, we used an iterative method described by Wittke (1990). Laminar flow condition is the starting point of the iterative process. Then, after iteration  $n-1$ , for each node  $i$  where the Reynolds number exceeds the laminar limit, a discharge correction  $\Delta q_i^{(n-1)}$  is calculated with the difference between the discharge using the laminar formulation and the discharge using the turbulent formulation. This discharge correction is then included in Eq.3.5 to obtain Eq.3.6 for the next iteration  $n$ , and a new system of linear equations is solved. The actual conditions of turbulent flow are thus gradually approached. This method is very efficient because the head distribution usually converges after only a few iterations.

### ***Drain boundary condition***

In the finite difference method, the drain is represented by only one node. Yet, the drain boundary condition  $h = H_d$  must be along a circle of radius  $R_d$  and centred on this node (Fig.3.7a). To achieve this condition, the hydraulic head has to be slightly different at the centre of the circle. The program makes a linear interpolation with close nodes to calculate the head at the distance  $R_d$  from the centre of the drain and to adjust iteratively the correct boundary condition.

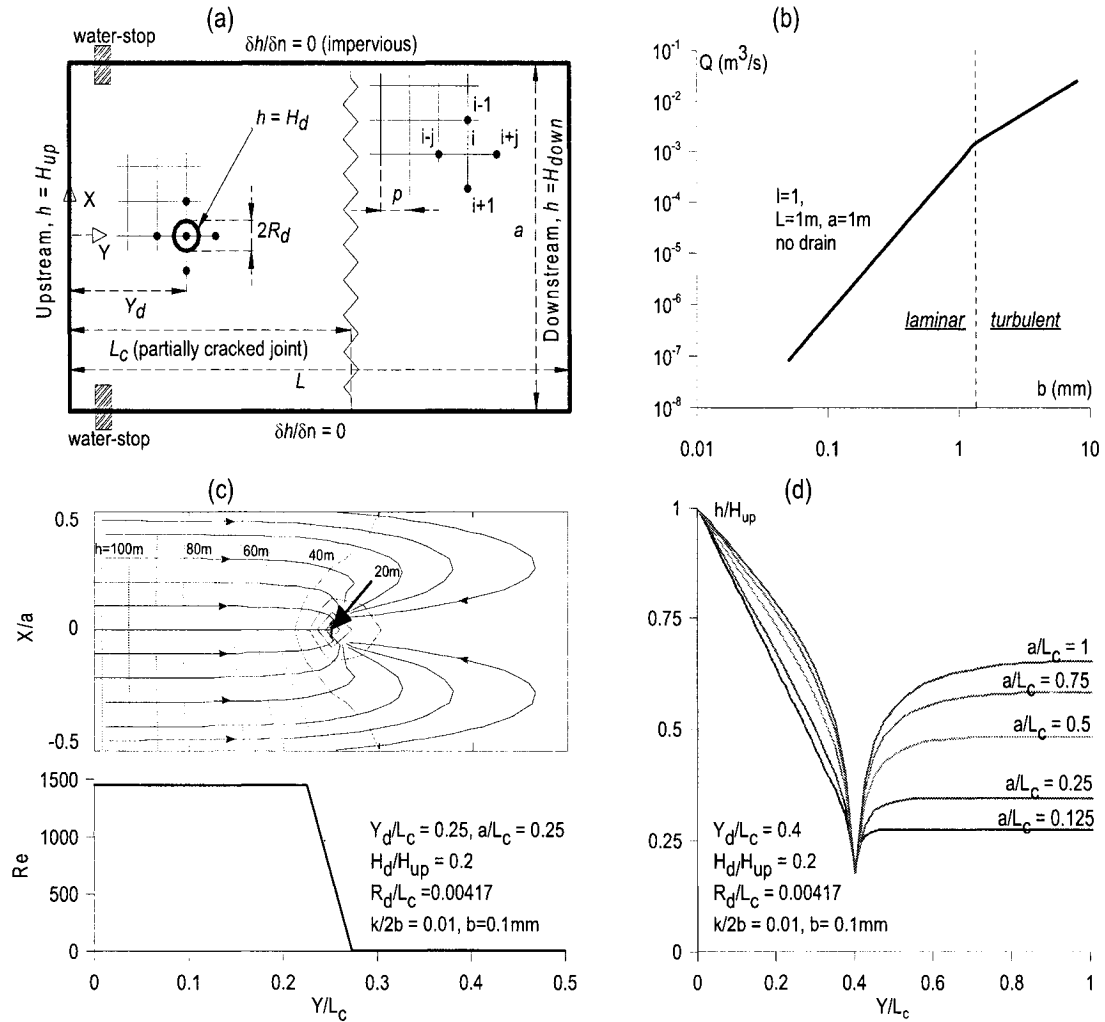
The drain boundary condition depends also on the drain state. Under normal operation, inside the drainage well, the pressure is atmospheric above a gallery located at the dam-foundation interface. The total discharge in the drainage well is obtained by summation of the discharges supplied by all seeping joints or opened cracks. The drain maximum discharge capacity  $Q_{max}$  ( $m^3/s$ ) at any level is computed considering steady turbulent flow in a gravitational field inside a pipe with smooth walls (Blasius Law in Eq.3.7, Wittke 1990). When this value is exceeded, the drainage system is actually drowned so that the head inside the drain equals the head in the reservoir. In this case, drain efficiency is zero.

$$Q_{max} = \left[ \frac{g}{0.079} \left( \frac{2}{\nu} \right)^{1/4} \cdot (R_d)^{5/4} \right]^{4/7} \cdot \pi R_d^2 \quad (3.7)$$

### ***Validation***

For a pervious joint, we validated the numerical results with analytical solutions (Novak et al. 1996). For a cracked joint, we compared parametric studies with solutions given by Amadei et al. (1989a). An example is illustrated in Fig.3.7d where the ratio  $a/L_c$  is variable. Discharge calculations were also compared to results presented by Wittke (1990). Fig.3.7b shows the evolution from laminar to turbulent flow for the discharge in a crack without any drain for different values of constant aperture  $b$ .





**Fig. 3.7 - Uplift pressure model:**

(a) geometry; (b) discharge in a crack for different values of aperture  $b$ ; (c) isopressure lines, stream lines and Reynold's number; and (d)  $h/H_{up}$  along  $y$ -axis at  $x=0$  for different values of different values of  $a/L_c$  (parameters similar to Amadei et al. 1989a)

### *Influence of sliding displacement*

As showed in Fig.3.8, sliding displacement  $\delta_i$  coupled with crack opening  $b(\delta_i)$  at  $y = y_d$  enables water coming from the drain above to enter into the studied crack plane. For the uplift pressure calculations of a lift joint, this is considered as a new boundary condition in the vicinity of the drain. Coming from the drain flow above the crack, the fraction of discharge  $f(\delta_i)$  going into the crack is estimated in Eq.3.8. In this equation, the ratio of the area  $A_1(\delta_i)$  over the section  $\pi R_d^2$  controls the fraction of water disturbed by the projection. This flow has two paths available. It can go into the crack through the entrance cross section area  $L_1(\delta_i).b(\delta_i)$  whose conductivity  $K_1$  is given by a cubic law (Eq.3.9a). The second path is to fall into the lower drain, passing through an assumed cross section  $(2\pi R_d - L_1(\delta_i)).(b(\delta_i)^2 + (2R_d - \delta_i)^2)^{1/2}$  whose conductivity is  $K_2$  (Eq.3.9b). Such model may overestimate the quantity of water entering into the crack because no energy loss is considered.

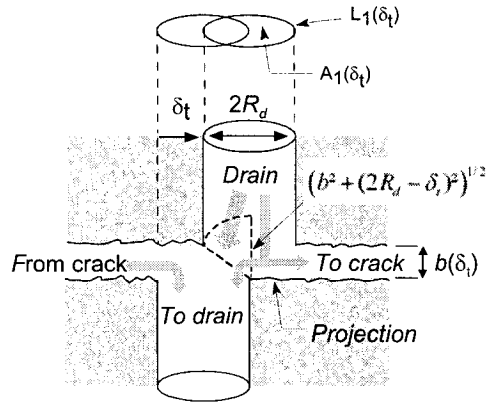
$$f = \left( \frac{A_1(\delta_i)}{\pi R_d^2} \right) \left( \frac{K_1}{K_1 + K_2} \right) \quad \text{if } |\delta_i| < 2R_d, \text{ else } f = 1 \quad (3.8)$$

$$K_1 = \frac{g.L_1(\delta_i).b(\delta_i)^3}{12\nu} ; \quad K_2 = \frac{g.(2\pi R_d - L_1(\delta_i)).(b(\delta_i)^2 + (2R_d - \delta_i)^2)^{3/2}}{12\nu} \quad (3.9a; b)$$

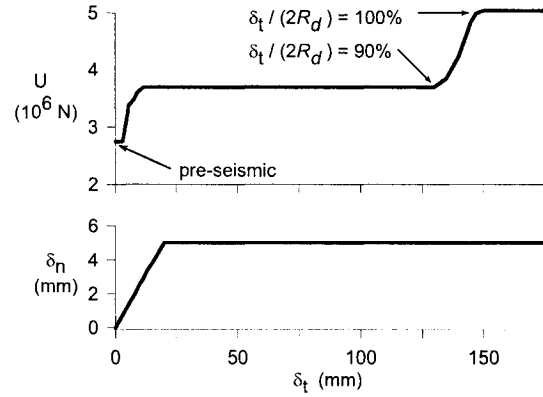
For the dam-foundation joint under the base gallery, the drain well is assumed filled with water. Sliding displacement reduces locally the drain size so that it disturbs water flow. This condition increases pressure and the hydraulic head considered in the drain. The corresponding boundary condition is defined in Eq.3.10, where  $H_g$  is the base gallery elevation, and assuming  $H_{\text{down}} = 0$ :

$$H_d = H_g + \frac{A_1(\delta_i)}{\pi R_d^2} (H_{up} - H_g) \quad \text{if } |\delta_i| < 2R_d, \text{ else } H_d = H_{up} \quad (3.10)$$

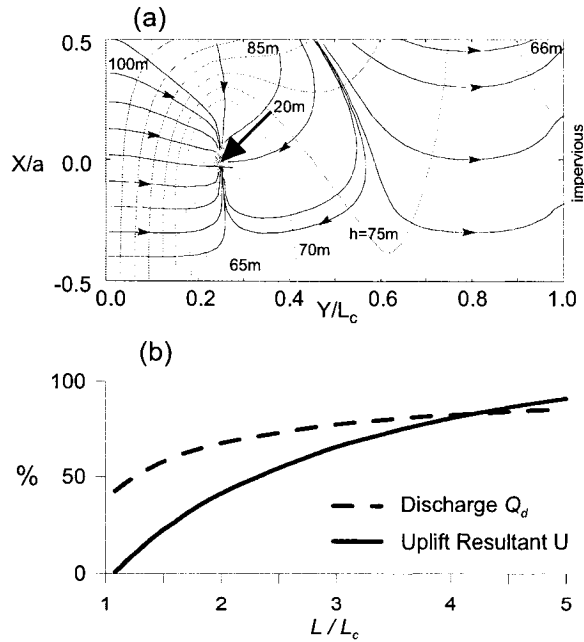
Parametric studies showed that sliding displacement influences significantly uplift pressures only when an important discharge exists in the drain above, and when the crack aperture is less than several mm. In such conditions, uplift pressure resultant increases when sliding displacement is greater than 90% of the drain diameter (Fig.3.9). For large cracks, the hydraulic conductivity is so high that an additional flow due to sliding considerations has no influence.



**Fig.3.8** - Influence of sliding displacement on discharges in a cracked lift joint



**Fig.3.9** - Influence of sliding displacement on uplift pressure resultant  $U$  ( $H_{up}=18\text{m}$ ,  $H_d=H_{down}=0\text{m}$ ,  $R_d=75\text{mm}$ ,  $k=0.3\text{mm}$ ,  $a=4\text{m}$ ,  $L=17\text{m}$ ,  $Q_d=0.3\text{m}^3/\text{s}$ )



**Fig.3.10** - Lift joint with one damaged waterstop (at  $x/a=0.5$ ): (a) isopressure lines and stream lines ( $Y/L_c=0.25$ ,  $a/L_c=0.25$ ,  $L/L_c=3$ ,  $H_{up}=100\text{m}$ ,  $H_d/H_{up}=0.2$ ,  $H_{down}=0$ ,  $R_d/L_c=0.00417$ ,  $k/2b=0.01$ ,  $b=0.1\text{mm}$ ); and (b) increase in % of discharge to drain  $Q_d$  and of uplift resultant  $U$  for different values of  $L/L_c$

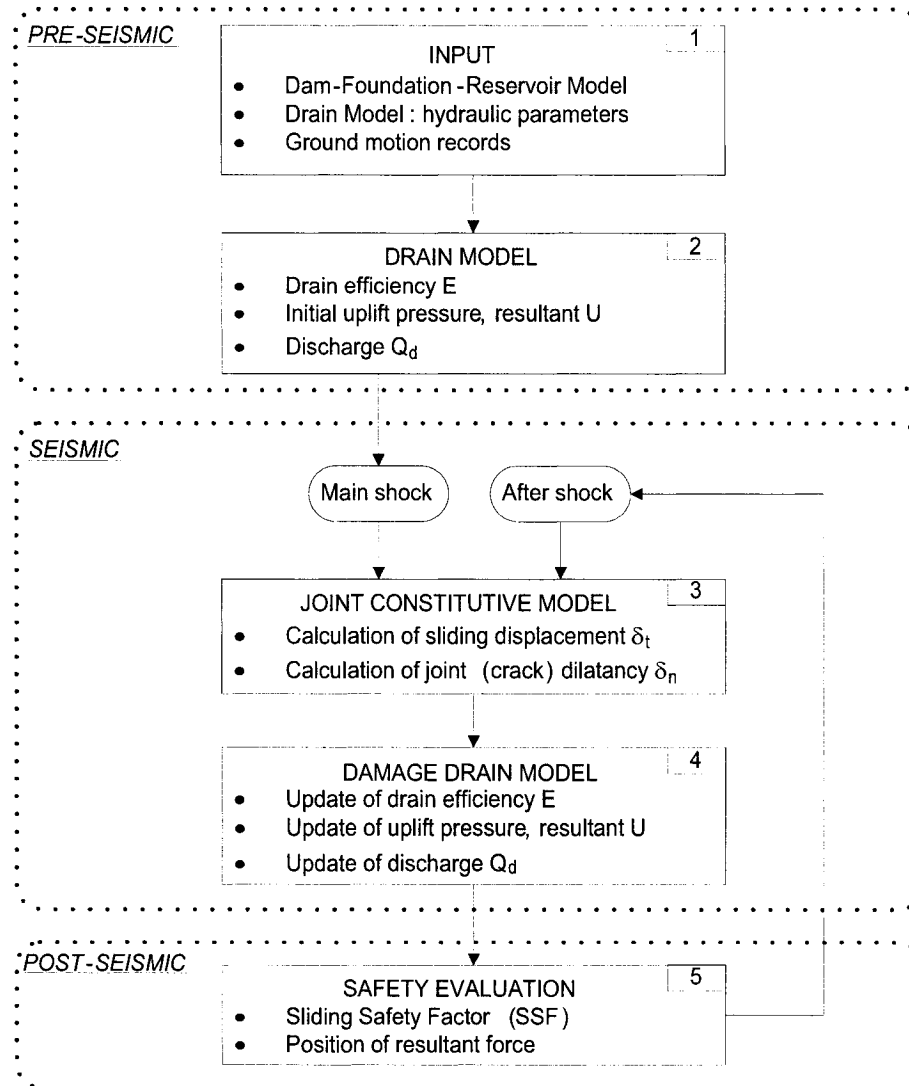
### ***Water-stops***

The drainage damage model, implicitly considers that water-stops are not damaged and prevent water from going into the inter-monoliths transverse joints. Therefore, one should keep in mind that this assumption is questionable in some particular situations: if there is a large differential motion between adjacent monoliths, water-stops deformability can be exceeded loosing water tightness. Conventional design of a transverse joint is represented in Fig.3.1b. Materials used are usually copper, rubber, and PVC. Studies of Jinsheng et al. (2006) proposed several design recommendations to choose proper water-stop seismic resistant configuration and materials. Such water-stops could bear a water head of 290 m and differential deformations of 20 mm.

To illustrate the effect of one damaged water-stop, Fig.3.7b shows the increase in relative percentage to the initial value of the uplift pressure resultant  $U$  and the discharge flow through drain  $Q_d$  for different values of the crack length. Equipotential lines and stream lines are clearly affected (Fig.3.10), compared to the same partially cracked joint with efficient water-stops (Fig.3.6c).

### **3.4 Seismic analyses of drained dam considering post-seismic conditions and aftershocks**

A seismic response analyses methodology for drained concrete gravity dams is proposed in Fig.3.11. First, the finite element dam-reservoir-foundation model is defined, the input ground motion is selected and the initial uplift pressure is computed. Then, seismic analyses are performed with a main shock. Uplift pressures are considered constant during the shaking in accordance with current safety guidelines (ANCOLD 1998, FERC 2002, CDA 2006), and the joint constitutive model is implemented using gap-friction elements (Fronteddu et al. 1998). Time history analyses enables to compute sliding displacements and coupled dilatancy along cracked planes. The damaged drainage model is used to update uplift pressures and drained water flow. At this stage, a post seismic static analysis can be done to evaluate the dam stability. The Sliding Safety Factor (SSF) can then be computed as the ratio of available shear strength that could be mobilised over the driving shear force along a given plane. Aftershock response analyses are then performed in the same way that for the main shock. Uplift pressures are again updated considering the residual displacements and dilatancy, and the final post seismic stability is investigated.



**Fig.3.11 - Seismic safety evaluation considering severe aftershocks**

### 3.5 Dam-foundation-reservoir system analysed

To illustrate the proposed seismic analysis method, the sliding response of a 90 m concrete gravity dam is investigated. The concrete properties are the elastic modulus  $E_d = 27690$  MPa, Poisson's ratio  $\nu = 0.2$ , and mass density  $\rho = 2400$  kg/m<sup>3</sup>. The upstream reservoir elevation is 86 m, and no downstream reservoir is considered. In addition to self-weight and hydrostatic pressure, Westergaard added masses are used to represent hydrodynamic forces. Viscous damping is stiffness proportional with a value of 5% in the fundamental mode of the dam ( $T_1 = 0.27$  s).

The drainage system parameters are  $a = 4$  m,  $Y_d = 3$  m,  $R_d = 37.5$  mm. Viscosity is function of the water temperature (Wittke 1990; from  $\nu = 1.3 \times 10^{-6}$  m<sup>2</sup>/s for  $T = 10^\circ\text{C}$  at the top of the reservoir, to  $\nu = 1.5 \times 10^{-6}$  m<sup>2</sup>/s for  $T = 4^\circ\text{C}$  at the bottom). The cracks absolute roughness is  $k = 3$  mm. Joints are water-blasted: the residual average basic friction angle  $\phi_b$  varies from  $30.8^\circ$  at the base to  $32^\circ$  at the top; the average dilatancy angle is between  $12^\circ$  (base) and  $17^\circ$  (top) (Fronteddu et al. 1998).

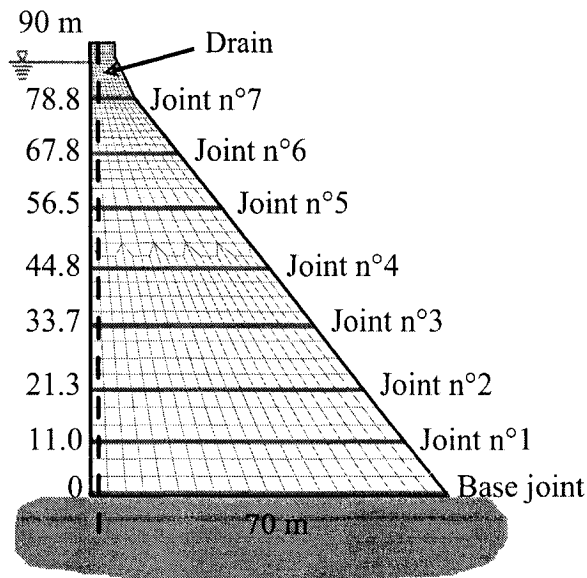


Fig.3.12 - 90 meter gravity dam

### 3.6 Seismic and post-seismic response analyses

#### 3.6.1 Comparison of a 7 lift joints dam model and a single lift joint dam model

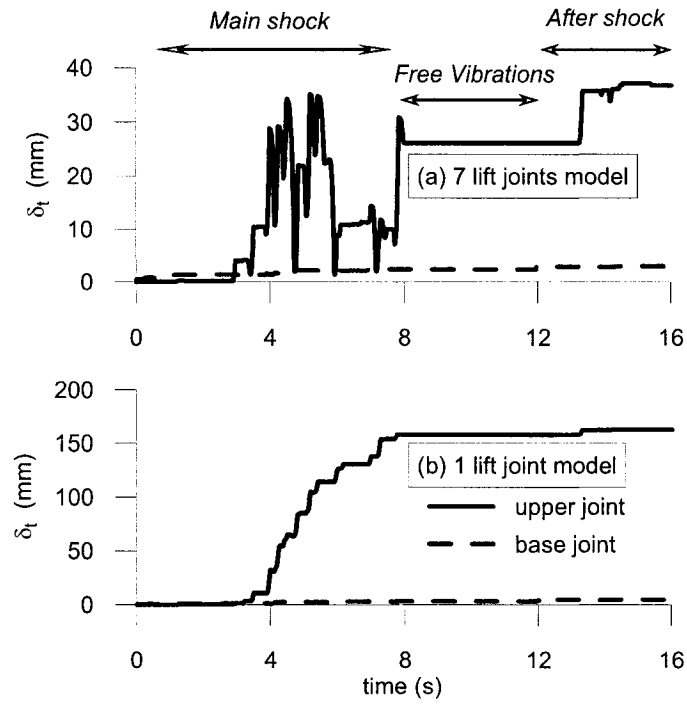
The Spitak event (1988) was chosen as input motions. A 8s segment of the main shock, representing the strong shaking, was scaled to obtain a peak ground acceleration (PGA) of 0.30 g. The aftershock was reduced to a 4s significant segment, and the PGA obtained with the same scaling was 0.17 g.

The following finite element dam models were considered:

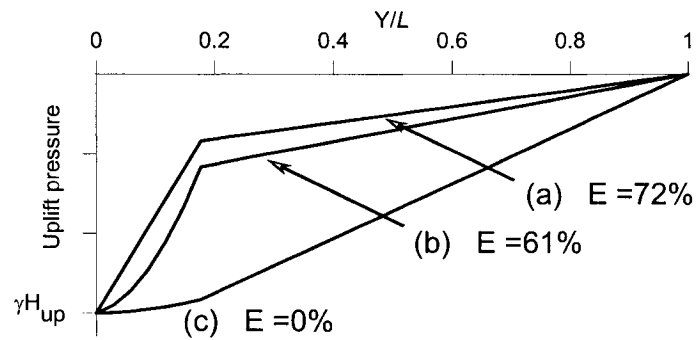
- Model A: one joint at the base, and seven lift joints along the height (Fig.3.12),
- Model B: one joint at the base, and only one lift joint (joint n°6 in Fig.3.12).

In both models, the maximum dilatancy (5mm) was obtained in the upper joints after the main shock. The resulting discharge drowned the drain. Uplift pressure was updated with this new condition thus favouring additional sliding displacement during the aftershock: 0.6 mm at the base and 10.7 mm at the top in Model A; 1.6 mm at the base and 5 mm at the top in Model B. Compared to a single lift joint dam (Model B), a seven lift joints dam (Model A) reduced the residual sliding displacement, including the aftershock response, from 5 mm to 3 mm at the base, and from 163 mm to 37 mm in the upper joint of the dam (Fig.3.13). Nevertheless, historical evidences (Koyna (India), Sefid Rud (Iran), Hsinfengkiang (China)) have showed that a single significant crack in the upper part (Model B) is more likely to occur. In this model, the sliding safety factor (SSF) has decreased between the pre seismic and the post seismic conditions, from 1.98 to 1.13 at the base, and from 3.31 to 1.90 at joint n°6.

This example also illustrates the importance of the choice of drain size. Fig.3.14 shows the evolution of uplift pressure distribution in joint n°6 of Model A with a 75 mm diameter drain. The drain is drowned and the efficiency (E) is zero. However, with a 150 mm drain diameter, E is only reduced from 72% to 61%, and SSF decreases from 3.32 to 2.53.

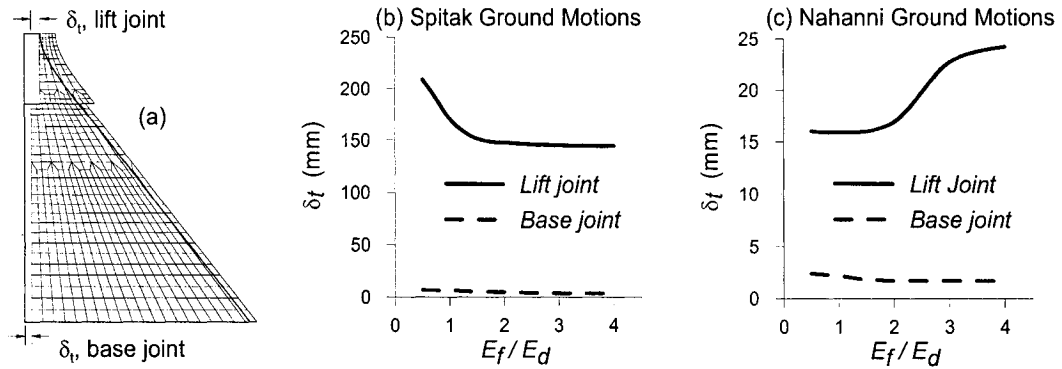


**Fig.3.13** - Sliding displacements of a 90 meter dam during Spitak ground motions:  
(a) 7 lift joints Model A; and (b) 1 lift joint Model B



**Fig. 3.14** - Uplift pressure evolution in lift joint n°6:  
(a) pre seismic; (b) post seismic ( $R_d = 75$  mm); and (c) post seismic ( $R_d = 37.5$  mm)





**Fig.3.15** - Sliding displacements for different stiffness of the foundation:  
 (a) mesh and deformation; (b) Spitak ground motions; and (c) Nahanni ground motions

### 3.6.2 Influence of the foundation stiffness on sliding displacement

The single lift joint model (Model B) was studied for different values of the elastic modulus  $E_f$  of the foundation using effective springs at the base. A large 150 mm body and foundation drain diameter was used to promote a non drowned drain condition.

Responses to Spitak records (1988) were compared to Nahanni records (1985). Nahanni main shock PGA was also scaled to 0.30 g, and the corresponding aftershock PGA was 0.16 g. Frequency parameters of the sequences are clearly different: Nahanni predominant period  $T_p$  of the response spectrum is 0.06 s in the main shock and the aftershock; whereas in Spitak,  $T_p$  is equal to 0.26 s in the main shock, and 0.54 s in the aftershock.

The final displacements are illustrated in Fig.3.15. The foundation stiffness has a significant influence on sliding depending on the frequency characteristics of the earthquake. In Spitak ( $T_p > T_I$ ), a soft foundation increases sliding displacements. On the contrary, in Nahanni ( $T_p < T_I$ ), sliding is increased by a rigid foundation.

### 3.7 Summary and conclusions

Aftershocks were defined and almost 20 accelerations records parameters were compared to main shocks. The great variety of physical and mechanical phenomena associated with aftershocks explains the difficulties to characterize the evolution of the strong motion parameters between a main shock and its largest aftershock. Nevertheless, the damage potential of aftershocks is clearly apparent on some records with a PGA possibly as high as in the main shock, an increase of the predominant period in the response spectrum, some long pulses, or a long duration of shaking.

A hydro-mechanical method based on displacements calculations was proposed to evaluate the seismic safety of concrete gravity dams considering severe aftershocks. A Coulomb joint constitutive model was used to compute sliding displacement and coupled dilatancy along cracked planes in finite element time history analyses. A finite difference numerical solution was developed to model uplift pressures in cracks considering damaged drainage system due to crack opening and residual sliding displacements. Water was assumed to enter into cracks, and flow was steady, incompressible, two-dimensional, and could be laminar or turbulent. From the proposed drainage model, several practical conclusions were obtained from parametric analyses:

- The laminar-turbulent transition affects the drain efficiency ( $E$ ). In a fully cracked joint, when the aperture reaches several mm,  $E$  is typically reduced from 70% to 60%.
- In a partially cracked joint, where crack extends past the drain, when the drainage system is not drowned, a significant uplift pressure reduction after the drainage well has to be considered. The typical value of  $E = 50\%$ , recommended in ANCOLD (1998), sometimes leads to underestimate uplift pressures when the ratio of the monolith width over the crack length exceeds 0.5.
- If the drainage system is drowned,  $E = 0\%$  and uplift pressures are quite larger than without effective drains so that dam stability might be compromised. Drainage wells diameter and spacing have to be carefully designed for discharges under normal operations and post seismic conditions.

- Damaged water-stops increase strongly uplift pressure resultant and discharge to the drain.
- When the value of sliding displacement along joints and cracks exceeds 90% of the drain diameter, uplift pressure resultant increases significantly, depending on the discharge coming from the drain above the crack, and the hydraulic conductivity of the crack.

Concerning the hydro-mechanical seismic safety evaluation method proposed in this paper, the following conclusions were obtained:

- Aftershocks could create additional damage and sliding displacements. Results are being sensitive especially regarding drain diameter and spacing.
- The adopted joint constitutive model strongly influences sliding displacements and dilatancy computations, and consequently affects uplift pressures computations.
- For the 90 m dam model analysed, the foundation stiffness increases sliding when the predominant period  $T_p$  of the strong motion acceleration response spectrum is shorter than the fundamental period  $T_f$  of the dam, and to decrease sliding when  $T_p$  is longer than  $T_f$ .
- The number of potentially sliding joints considered in the dam finite element model is a very important choice. According to historical observations, a model with only one or two lift joints in the upper part of the dam is more realistic. Consequences are larger sliding displacements than in a multi-jointed model.

The seismic safety evaluation methodology presented herein is mainly limited by its sensitivity to user's adequate choices of parameters to make a rational model of the dam-foundation-reservoir system. Assumptions of rectangular and horizontal confined aquifer cracks with uniform roughness may be also restrictive compared to reality. As regards to influence of sliding

displacements on uplift pressures in a cracked segmented drain system, the model should be confirmed by experimental results. Nevertheless, the proposed methodology is an effective tool to understand the seismically induced disruption of drainage system. Finally, it forms the basis of a displacement based performance approach in stability evaluation of existing dams re-evaluated for much higher ground motions intensities that they have been designed many years ago.

### 3.8 References

AMADEI, B., ILLANGASEKARE, T., MORRIS, D.I., and BOGGS, H. (1989a). "Estimation of uplift in cracks in older concrete gravity dams: analytical solution and parametric study." J. Energy Engrg., ASCE, 115(1), 19-38.

AMADEI, B., ILLANGASEKARE, T., MORRIS, D.I., and BOGGS, H. (1989b). "Estimation of uplift in cracks in older concrete gravity dams: effect of head losses in drain pipes on uplift." J. Energy Engrg., ASCE, 115(1), 39-46.

ANCOLD (Australian National Committee On Large Dams). (1998). Guidelines for design of dams for earthquake.

CDA (Canadian Dam Association). (2006). Dam Safety Guidelines, Edmonton, Alberta, Canada.

CHARLWOOD, R., LITTLE, T.E., and LOU, J.K. (2000). "A review of the performance of two large sub stations and eight large dams during the Chi Chi Taiwan earthquake." Institute for catastrophic loss reduction, ICLR Research, paper series N°6.

DESCHAMPS, R., YANKEY, G., and BENTLER, D.J. (1999). "Modeling uplift and drain flow at Bluestone dam." Proc., American Association of State Dam Safety Officials (ASDSO) Conference (CD-Rom), St-Louis, Missouri, USA, 11pp.

ERBAN, P.J., and K.GELL (1988). "Consideration of the interaction between dam and bedrock in a coupled mechanic-hydraulic FE program." Rock Mechanics and Rock Engrg., 21, 99-117.

FERC (Federal Energy Regulatory Commission), (2002). "Engineering guidelines for the evaluation of hydropower projects. Chapter III, Gravity Dams", Department of Energy, Washington, D.C., USA. (<http://www.ferc.gov/hydro/docsEngGuide/guidelines.htm>)

FERC (Federal Energy Regulatory Commission), (1999). "Engineering guidelines for the evaluation of hydropower projects". Chapter XI, Arch Dams", Department of Energy, Washington, D.C., USA, (<http://www.ferc.gov/hydro/docsEngGuide/guidelines.htm>).

FRONTEDDU, L., LÉGER, P., and TINAWI, R. (1998). "Static and dynamic behaviour of concrete lift joints interfaces." J. Structural Engrg, ASCE, 124(12), 1418-1430.

GUPTA, H.K. (1992). Developments in geotechnical engineering. 64: Reservoir-Induced-Earthquakes, Elsevier, Amsterdam-London-New York-Tokyo

ICOLD (International Commission on Large Dams) (2001). Design features of dams to resist seismic ground motion - guidelines and case studies, Bulletin 120, Paris France, 192pp.

INDRARATNA, B., and HAQUE, A. (2000). Shear Behaviour of Rock Joints, A.A Balkema, Rootterdam-Brookfield, Netherlands.

JINSHENG, J., GUIYING, Z., JUATO, H., and YANG, Q. (2006). "Studies for the transverse joint waterstops at Xiaowan dam." Hydropower and Dams, 13(1), 50-52.

LEMOS, J.V., CUNDALL, P.A., and DASGUPTA, B. (1997). "Earthquake analysis of concrete gravity dams on jointed rock foundations." Proc. 2nd International Conference, Dam Safety Evaluation, November 26-30, Trivandrum, India, A.A. Balkema, Rotterdam, pp.339-350.

LOUIS, C. (1969). "A study of groundwater flow in jointed rock and its influence on the stability of rock masses." Rock Mech. Res. Report N°10, Imperial College, London, U.K.

MATLAB (2004). The language of technical computing, Version 7.0.1 The Mathworks Inc., Natick, MA, USA.

MATSUMOTO, N., NAKAMURA, A., SASAKI, T., and IWASHITA, T. (1996). "Effects on dams of the great Hanshin earthquake (the Hyogoken-Nanbu earthquake)". Proc. of the Japan Society of Soils and Foundations, 27 pp.

NOVAK, P., MOFFAT, A.I.B., NALLURI, C., and NARAYANAN, R. (1996). Hydraulic structures, 2<sup>d</sup> Ed., E & FN Spon, London, UK, 599pp.

PANT, B. (1990). "Structural behaviour of concrete and masonry gravity dams." Central Board of Irrigation and Power, Publication No.215, New Delhi, India, 158 pp.

SCHOLTZ, C.H. (2002). The mechanics of earthquakes and faulting, 2<sup>d</sup> Ed., Cambridge University Press, Cambridge U.K.

WITTKE, W. (1990). Rock Mechanics : theory and applications with case histories, Springer-Verlag, Berlin, Germany, 562 pp.

## CHAPITRE 4

### DISCUSSION ET CONCLUSION

*Cette partie vise à compléter les conclusions exprimées dans l'article et non à les répéter. On insiste en particulier sur des pistes d'approfondissements possibles.*

Ce mémoire propose une méthode d'analyse de comportement sismique et post sismique des barrages-poids en béton. La stabilité est évaluée en calculant le coefficient de sécurité au glissement dont la diminution est liée à l'évolution des sous pressions au cours de la séquence main shock – aftershock. L'influence du glissement sur les sous pressions a été modélisée ce qui permet finalement d'envisager une nouvelle méthode d'évaluation de la stabilité sismique basée les déplacements comme critère de performance.

Plusieurs points peuvent nécessiter des approfondissements :

- (i) La caractérisation des répliques est encore trop sommaire et la littérature sur le sujet est encore superficielle. C'est pourquoi beaucoup de travail reste à faire sur ce point. Les difficultés rencontrées sont nombreuses. Si les banques de données regorgent d'informations, il est rare que les accélérogrammes d'une séquence complète soient disponibles, et encore moins sont enregistrés de la même station. On manque, en particulier, de données pour l'Est du Canada. Dans ces conditions, vouloir trouver des similitudes ou des conclusions générales sur l'évolution des paramètres sismiques est une tâche ardue, d'autant plus que la phénoménologie des aftershocks est extrêmement complexe et dépendante de la géologie de chaque région.
- (ii) La méthode proposée ici repose sur l'hypothèse que les sous pressions évoluent après la secousse principale, puis après la réplique. C'est la supposition faite par ANCOLD (1998) qui propose aussi de réduire l'efficacité du système de drainage. Or, au regard des observations historiques et des recommandations des autres guidelines concernant les sous-pressions post- sismiques au niveau du contact béton-rocher, ceci n'est pas



certain. Du travail reste donc à accomplir pour mieux comprendre les phénomènes à l'origine des modifications permanentes des sous pressions.

- (iii) Les sous-pressions peuvent évoluer pendant la secousse (et pas seulement après). Il serait donc peut-être pertinent d'essayer d'actualiser les sous-pressions pendant le calcul sismique (Javanmardi et al. 2005).
- (iv) Le modèle hydraulique, en particulier la modélisation de l'influence du glissement sur les débits et les sous pressions, est une première approximation. Celle-ci présente une vision assez intuitive des choses et nécessite absolument d'être confrontée à une étude expérimentale. De même, il faut être attentif aux publications sur le sujet afin de la comparer avec de nouvelles modélisations.
- (v) Le modèle mécanique de dilatance utilisé pourrait être plus sophistiqué en envisageant des lois non associatives en théorie de plasticité. Cependant, cela nécessiterait d'identifier encore plus de paramètres (ex : la taille des granulats du béton de masse).
- (vi) Le glissement béton-béton ou rocher-béton calculé dans ce projet ne tient pas compte de la présence d'un film d'eau qui pourrait réduire l'angle effectif de friction.
- (vii) La méthode présentée dans ce document évalue le comportement sismique d'une section de barrage seulement, c'est-à-dire qu'elle restreint le problème à deux dimensions. Il faudrait étudier la possibilité de l'étendre à une modélisation en 3D, ce qui permettrait d'envisager de l'appliquer à d'autres types de barrages plus complexes que les barrages-poids (ex : barrages voûtes).
- (viii) La question des lames d'étanchéités (water-stops) est relativement peu développée dans ce mémoire. En étudiant un seul monolithe, on suppose pour simplifier qu'elles ne se brisent pas, mais on sait en réalité qu'elles peuvent se casser si le mouvement différentiel entre deux monolithes est trop grand. Des pistes de recherches actuelles concernent donc le développement de lames d'étanchéités flexibles pour s'accommoder des mouvements sismiques (Jinsheng et al. 2006).

- (ix) Le fait que l'endommagement du barrage altère l'efficacité du système de drainage suggère deux autres voies de recherche. La première serait de s'interroger sur les méthodes de réhabilitations possibles (ex : forer des nouveaux drains ; barrage de Mingtan, Taiwan, 1999). La deuxième option, plus innovatrice, serait de réfléchir à un système de drainage parasismique.
- (x) D'un point de vue pratique, présentement, pour appliquer la méthodologie décrite dans ce mémoire, il faut manipuler séparément MATLAB pour les calculs de sous pressions, INTRFACE pour les calculs de glissements par éléments finis, et EXCEL pour calculer les dilatances à partir des données de sortie d'INTRFACE. Cela est coûteux en temps et le risque d'erreurs liées à la manipulation des données d'un programme à un autre n'est pas négligeable. Il pourrait donc être intéressant de disposer d'un programme qui combine tout en un.

## BIBLIOGRAPHIE

AMADEI, B., ILLANGASEKARE, T., et CHINNASWAMY, C. (1992). CRFLOOD: a numerical model to estimate uplift pressure distribution in cracks in concrete gravity dams. Volume 4, prepared by University of Colorado, Electric Power Research Institute.

BATH, M. (1965). "Lateral inhomogeneities in the upper mantle." Tectonophysics, 2, pp. 483-514.

BEN FTIMA, M., et LÉGER, P. (2006). "Seismic stability of cracked concrete dams using rigid block models." Computers and Structures, 84, pp.1802–1814.

BHATTACHARJEE, S.S., et LÉGER, P. "Seismic cracking and energy dissipation in ancrete gravity dams." Earthquake Engrg. and Struct. Dynamics, 22:991, pp.1007-1993.

CADAM (2001), Version 1.4.3, by Leclerc, M., Léger, P., and Tinawi, R. Dept. of Civ. Engrg., Ecole Polytechnique de Montréal, Univ. of Montréal, Montréal, PQ, Canada.

CEA (Canadian Electricity Association) (1998). Sliding resistance of concrete gravity dams, final draft. ACRES Int. Limited, Niagara Falls, Ontario, Canada.

CEDERGREN, H. R. (1989). Seepage, drainage, and flow nets. 3<sup>rd</sup> Ed. John Wiley & Sons, Inc. USA

CHAVEZ, J.W., et FENVES, G. (1995). "Earthquake analysis of concrete gravity dams including base sliding." ASCE J. of Structural Engrg., 24:5, pp.673-686.

CHOPRA, A.K. (1988). Advanced dam engineering for design, construction and rehabilitation, ch. 15 "Earthquake response analysis of concrete dams", Ed. R.B. Jansen, Van Nostrand Reinhold, NY, USA.

CHOPRA, A.K., et ZHANG, L. (1991). "Earthquake induced base sliding of concrete gravity dams." ASCE J. of Structural Engrg., 117:12, pp.3698-3719.

DANAY, A., et ADEGHE, L.N. (1993). "Seismic-induced slip of concrete gravity dams." ASCE J. of Structural Engrg., 119:1, pp.108-129.

DIVOUX, P. (1997). Modélisation du comportement hydro-mécanique des discontinuités dans les structures et les fondations rocheuses. Application aux barrages en béton. PhD thesis, Dept. of Mechanics, Université Joseph-Fourier-Grenoble 1, Grenoble, France.

EL-AIDI BAHAA, M. (1988). Non linear earthquake response of concrete gravity dam systems. PhD thesis, California Institute of Technology, UMI, Ann Arbor, Michigan, USA.

FENVES, G., et CHOPRA, A.K. (1984). EAGD-84: A computer program for earthquake analysis of concrete gravity dams. Report UCB/EERC-84/11, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, USA.

FILIATRAULT, A. (1996). Éléments de génie parasismique et de calcul dynamique des structures, Ed. de l'Ecole Polytechnique, Montréal, Canada.

FRONTEDDU, L. (1997). Experimental and numerical evaluation of the effects of concrete lift joints on static and seismic response of gravity dams. PhD thesis, Dept. of Civ. Engrg., Ecole Polytechnique de Montréal, Univ. of Montréal, Montréal, PQ, Canada.

FRONTEDDU, L. (1994). Weak Planes in Dams, A Literature Review. Ecole Polytechnique de Montréal, Dept. Civil Eng., Univ. of Montréal, Montréal, PQ, Canada

GHRIB, F., LÉGER, P., TINAWI, R., LUPIEN, R., et VEILLEUX, M. (1997). Seismic safety evaluation of gravity dams, Hydropower and dams, Vol. 4, pp. 126 – 138.

GRENOBLE, A., AMADEI, B., ILLANGASEKARE, T., et MORRIS, D.I. (1990). "Calculating uplift pressure in cracks in concrete dams." Hydro Review, 9:5, pp. 62-70.

HANSEN, K.D., et ROEHM, L.H. (1979). "The response of concrete dams to earthquakes". Water Power and Dam Construction, 31(4), pp.27-31.

HOUGH, S.E. (2002). Earthshaking science: what we know (and don't know) about earthquakes, Princeton University Press, Princeton N.J, USA.

HYDRO-QUÉBEC (2003). Guide pour l'évaluation de la sécurité sismique des barrages.

ICOLD (Int. Commission On Large Dams), (2001). Aspects de la conception parasismique des barrages, recommandations et exemples. Bulletin 120.

JAVANMARDI, F., LÉGER, P., et TINAWI, R. (2005a). "Seismic water pressure in cracked concrete gravity dams: experimental study and theoretical modelling." J. Structural Engrg., ASCE, 131:1, pp. 139-150.

JAVANMARDI, F., LÉGER, P., et TINAWI, R. (2005b). "Seismic structural stability of concrete gravity dams considering transient uplift pressures in cracks." Engrg Structures, 27, pp. 616-628.

JCOLD (Japan Commission On Large Dams), (2002). Present situations and issues regarding the seismic safety evaluation of existing dams. Tokyo, Japan.

KNOLL, P. (1992). Induced seismicity, A.A Balkema, Rootterdam-Brookfield, Netherlands.

KRAMER, L. S. (1996), Geotechnical Earthquake Engineering, Prentice Hall, Upper Saddle River, NJ., USA.

LÉGER, P., TAYEBI, PAULTRE, P. (1993). "Spectrum compatible accelerograms for inelastic seismic analysis of short period structures located in eastern Canada." Canadian J. Civil Engrg., 20:6, pp. 951-968.

LÉGER, P., et LECLERC, M. (2003). "Seismic safety evaluation of concrete dams in Québec." Hydropower & Dams, Issue 2, pp.100-109.

LÉGER, P., LECLERC, M. (1996). "Evaluation of earthquake ground motions to predict cracking response of gravity dams", Eng. Structures, 18:3, pp. 227-239.

LEE, J., et FENVES, G. L. (1998). "Plastic-Damage Model for Cyclic Loading of Concrete Structures." J. Engrg. Mechanics, ASCE, 124:8, pp. 892-900.

LUBLINER, J., OLIVIER, J., OLLER, S., et ONATE, E. (1989). "A plastic damage model for concrete." Int. J. Solids and Structures, 25:3, pp. 299-326.

MOGI, K. (1963). "Some discussions on aftershocks, foreshocks, and earthquakes swarms – the fracture of a semi infinite body caused by an inner stress origin and its relation to the earthquake phenomena (third paper)." Bull. Earthquakes Res. Inst., 41, pp. 615-658.

NEWMARK, N.M., ROSENBLUETH, E. (1971). Fundamentals of earthquake engineering ch. 6 "Hydrodynamics", Ed. Prentice-Hall Inc. Englewood Cliffs N.J, USA.

NUR, A., BOOKER, J.R. (1972). "Aftershocks caused by pore fluid flow ?" Science, 175, pp. 885-887.

PAPAZACHOS, B.C. (1971). Aftershocks activity and aftershock risk in the area of Greece. Ann. Geofis, Rome, Italy. 24:439-456.

PAULTRE, P. (2005). Dynamique des structures, Lavoisier, Paris, France.

RAINER, H., et DASCAL, O. (1991). "Behaviour of instrumented Hydro-Québec dams during the Saguenay earthquake." Proc. Canadian Dam Safety Conference, Whistler, BC, USA, pp. 189-202.

RANSFORD, D. (1972). "Uplift computations for masonry dams." La Houille Blanche, 1, pp. 65-71.

SAP (2000). Computers and Structures, Inc., Berkeley, California, USA.

SEISMOSIGNAL (v3.1), Seismosoft Inc., <http://www.seismosoft.com/SeismoSignal/index.htm>

TASSIOS, T.P. et VINTZELEOU, E.N. (1987). "Concrete to concrete friction." ASCE J. of Structural Engrg., 113:4, pp. 832-849.

TINAWI, R., LÉGER, P. (2004). Séminaire de formation sur la sécurité et l'intégrité des barrages en béton, Hydro-Québec.

UCHITA, Y., NOGUCHI, H., et SAOUMA V.E. (2005). "Safety Research", Research International Water Power & Dam Construction, Déc., pp. 16-22.

UDEC (2000). Itasca Consulting Group Inc., Minneapolis, Minnesota, USA.

USCOLD (United States Committee on Large Dams), (2000). Observed performance of dams during earthquakes. Denver, Co., USA.

WALRAVEN, J.C. (1981). "Fundamental analysis of aggregate interlock." ASCE J. of Structural Engrg., 117:11, pp.2245-2270.

WESTERGAARD, H.M. (1931). "Water pressures on dams during earthquakes." Proc. of the ASCE, pp. 1303 – 1318.

WIELAND, M.(1999). "Seismic performance criteria for dams", Dam Engineering, 10:1, pp. 41-54.

# ANNEXE A.

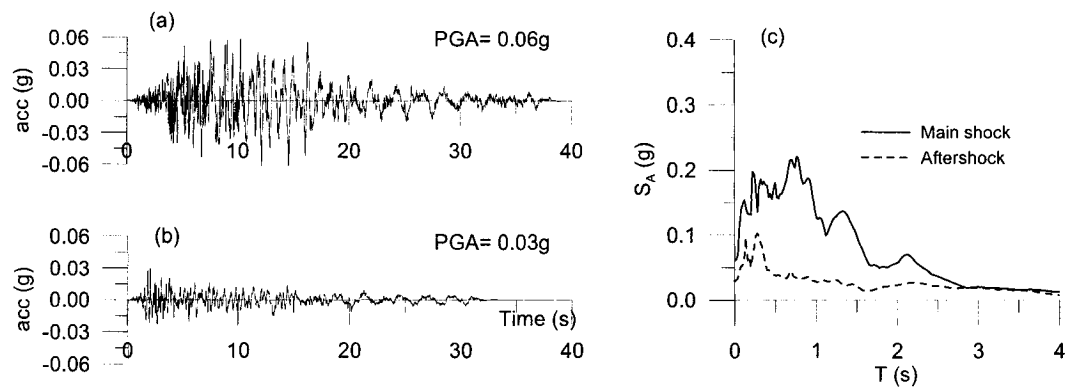
## ÉXEMPLES DE SÉQUENCES MAIN SHOCK - AFTERSHOCK

Une base de données contenant les enregistrements d'une vingtaine de séismes (secousse principales et leurs plus fortes répliques) est disponible l'adresse suivante :

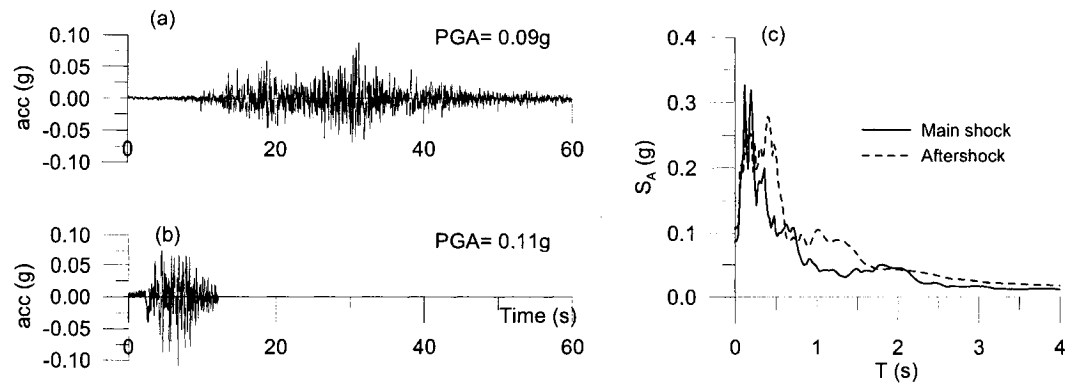
<http://www.polymtl.ca/structures/en/telecharg/index.php>.

Elle contient, en plus des données digitales, un fichier Excel avec les valeurs de plusieurs paramètres sismiques : magnitude, paramètres d'amplitude, contenu fréquentiel, spectres de réponse, et durées.

Quelques exemples d'accélérogrammes et de spectres de réponses sont illustrés dans cette annexe.

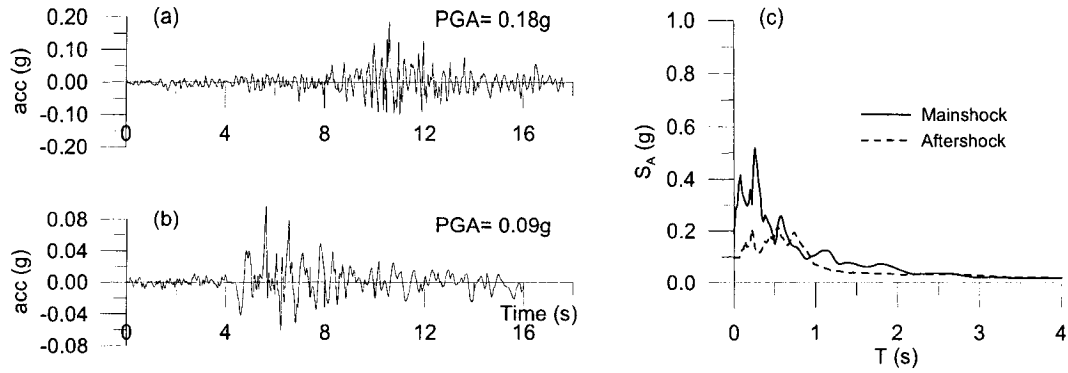


**Fig.A1** - Friuli Earthquake, Italy, 1976 (Codroipo Station, Direction 0.):  
(a) Mainshock accelerogram, (b) Aftershock accelerogram, (c) response spectra (5%)

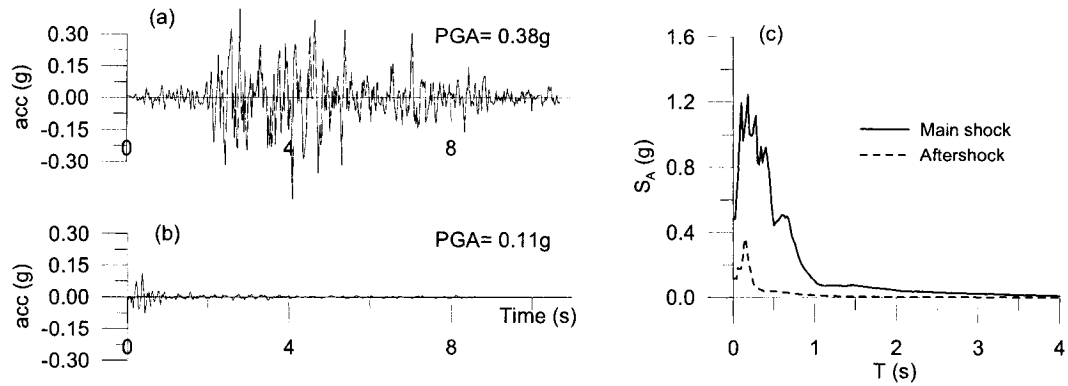


**Fig.A2** - Valparaiso Earthquake, Chile, 1985 (Rapel Station, Direction EW):  
(a) Mainshock accelerogram, (b) Aftershock accelerogram, (c) response spectra (5%)

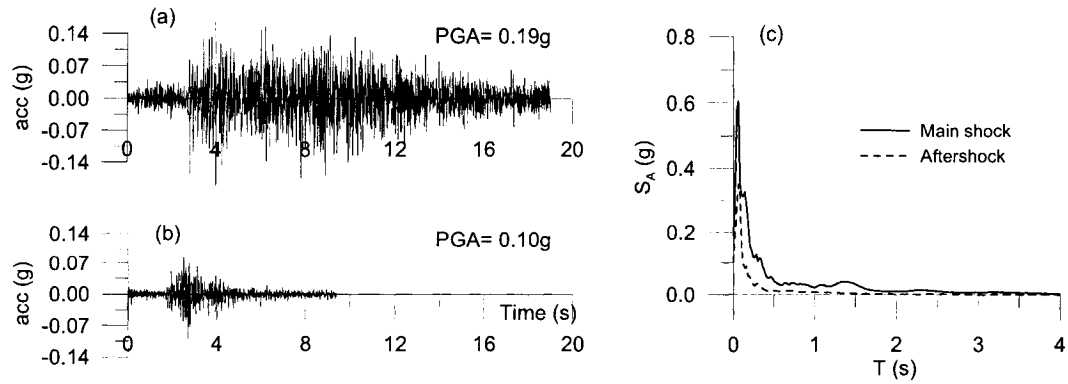




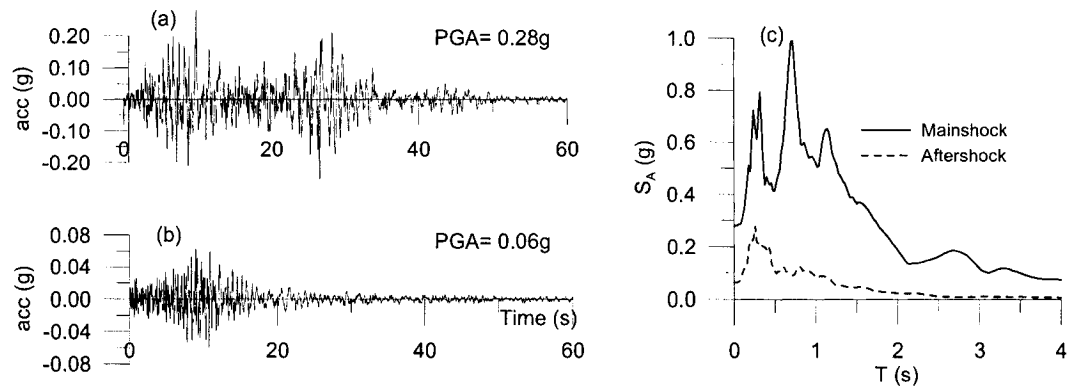
**Fig.A3** - Spitak Earthquake, Armenia, 1978 (Gukasyan Station, Direction 0.):  
(a) Mainshock accelerogram, (b) Aftershock accelerogram, (c) response spectra (5%)



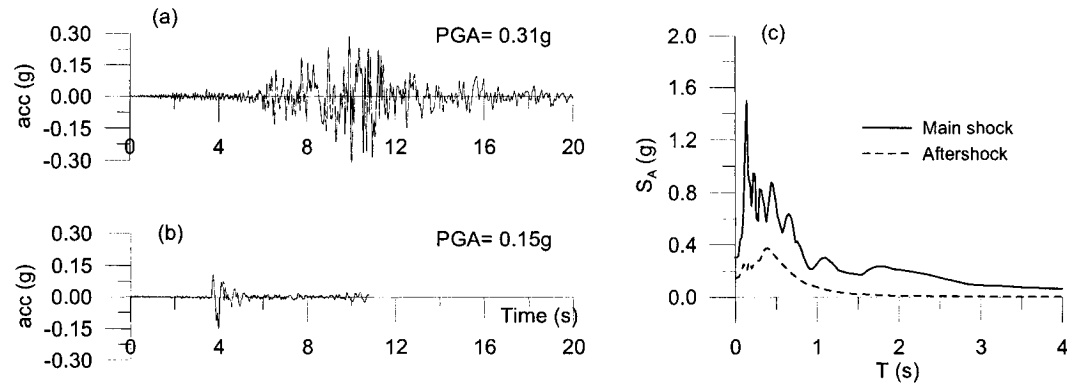
**Fig.A4** - Koyna Earthquake (RIS), India, 1967 (Gallery Station, Direction Long.):  
(a) Mainshock accelerogram, (b) Aftershock accelerogram, (c) response spectra (5%)



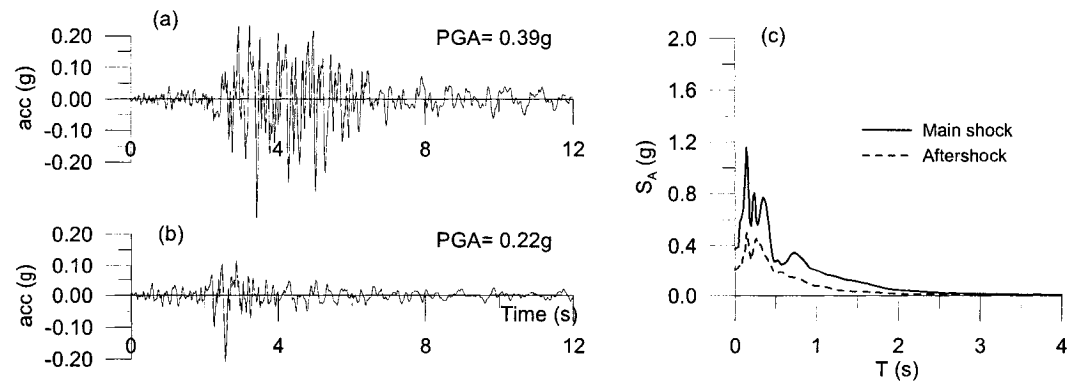
**Fig.A5** - Nahanni Earthquake, Canada, 1985 (Battlement Creek Station, Direction 0.):  
(a) Mainshock accelerogram, (b) Aftershock accelerogram, (c) response spectra (5%)



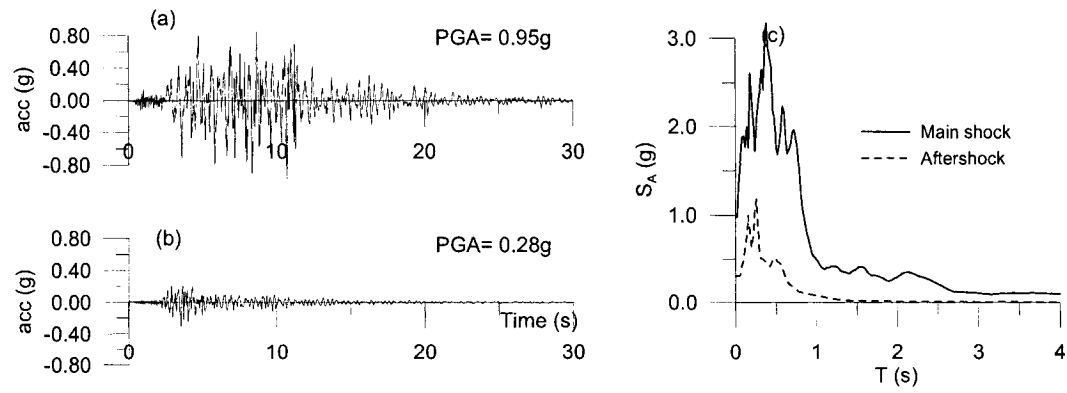
**Fig.A6** - Landers Earthquake, USA, 1992 (Joshua Fire St. Station, Direction 0.):  
(a) Mainshock accelerogram, (b) Aftershock accelerogram, (c) response spectra (5%)



**Fig.A7** - Imperial Valley, USA, 1987 (El Centro2 Station, Direction 0.):  
(a) Mainshock accelerogram, (b) Aftershock accelerogram, (c) response spectra (5%)



**Fig.A8** - Whittier Narrows Earthquake, USA, 1979 (Alhambra Station, Direction 90.):  
(a) Mainshock accelerogram, (b) Aftershock accelerogram, (c) response spectra (5%)

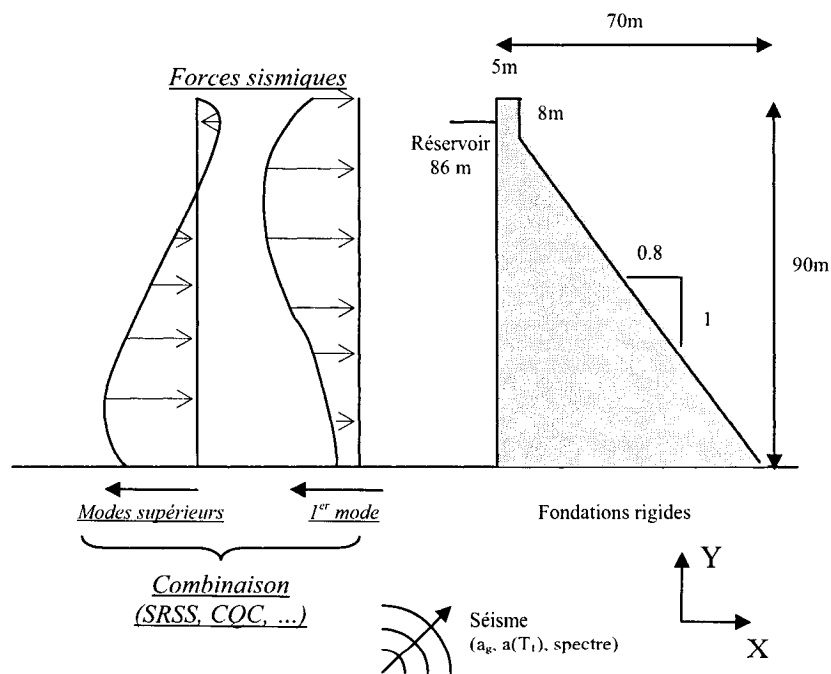


**Fig.A9** - Northridge Earthquake, USA, 1994 (Tarzana Cedar Hill Creek Station, Direction 0.):  
 (a) Mainshock accelerogram, (b) Aftershock accelerogram, (c) response spectra (5%)

**ANNEXE B.**  
**ANALYSE MODALE ET COMPARAISON**  
**DE LA MÉTHODE DE CHOPRA AVEC LA MÉTHODE CLASSIQUE**  
**SPECTRALE**

Avant propos - Ce travail a été réalisé dans le cadre du cours de dynamique des structures (CIV 6508). Il permet de:

- (i) présenter les caractéristiques dynamiques du barrage de 90 m étudié par la méthode d'analyse sismique proposée dans ce mémoire
- (ii) présenter de façon plus détaillée 2 méthodes d'analyse sismique en guise d'illustration de la partie 2.3.



**Fig.B1** – Figure conceptuelle et dimensions du barrage

## B.1 Introduction

Pour réaliser la conception parasismique de nouveaux barrages ou bien simplement pour évaluer la sécurité sismique des ouvrages existants, dans les méthodes dites pseudo dynamiques, on recommande la méthode simplifiée de réponse spectrale décrite par Chopra (1988) et la méthode classique de réponse spectrale. Elles permettent d'estimer la répartition des forces sismiques à appliquer pour pratiquer une analyse statique des contraintes ou de la stabilité, ou même pour réaliser une analyse par poussée latérale (pushover).

Cette étude vise à comparer les deux méthodes dans le cas particulier d'un barrage-poids en béton de 90 mètres de haut (Fig.B1). La méthode simplifiée est faite avec le logiciel CADAM (2001) et la méthode classique est faite avec SAP (2000).

## B.2 Présentation des 2 méthodes pseudo-dynamiques

Les deux méthodes pseudo dynamiques utilisées ici sont basées sur un comportement élastique du système barrage+fondations+réservoir, et elles utilisent ses propriétés modales (modes propres de vibration).

### B.2.1 Méthode simplifiée de Chopra

La méthode simplifiée évalue séparément la réponse du barrage pour le 1<sup>er</sup> mode de vibration et d'autre part pour l'ensemble des autres modes propres. Il n'est pas nécessaire de connaître tout le spectre du séisme mais seulement l'accélération au sol et l'accélération pour la période fondamentale. Toutes les étapes sont détaillées dans l'article de Chopra (1988).

Le calcul de la réponse pour le 1<sup>er</sup> mode suit les mêmes étapes que dans la méthode classique (calcul de la période, amortissement, masse généralisée, coefficient de participation modale, etc.) à la différence près qu'on apporte une correction à chaque étape par des termes multiplicatifs. Le but est de prendre en compte des phénomènes importants comme les interactions fondations – réservoir – barrages et la compressibilité de l'eau. Les valeurs des termes correctifs sont présentées sur des abaques issus d'analyses paramétriques par éléments finis.

Le calcul de la réponse pour l'ensemble des autres modes se fait par une correction statique. Pour déterminer les forces d'inertie, on applique l'accélération du sol  $a_g$  sur toute la structure ainsi que la pression hydrodynamique du réservoir auxquels on retranche les effets du 1<sup>er</sup> mode.

Ensuite, il reste à combiner les deux réponses.

Un inconvénient pour la compréhension de cette méthode et donc l'interprétation des résultats est que, si comprendre l'esprit général est assez simple, comprendre l'origine des facteurs correctifs l'est moins puisqu'il faut se fier aux abaques fournies par Chopra. Ces abaques ont été dérivés à partir d'études par éléments finis dans le domaine des fréquences (réservoir compressible, amortissement de radiations).

### **B.2.2 Méthode classique de réponse spectrale**

La méthode classique d'analyse modale et de superposition modale est largement décrite par exemple dans les ouvrages de Filiatrault (1996) et Paultre (2005).

En quelques mots, il s'agit pour commencer de calculer les modes propres de vibration. Puis, pour chacun, on calcule le facteur de participation modale et l'amplification dynamique est donnée par le spectre du séisme considéré. Cela permet d'avoir pour chaque mode le cisaillement et la réponse de la structure (efforts internes, déformations, etc.). Il reste alors à combiner les modes.

Cette méthode suppose au préalable de faire une modélisation pertinente du système barrage-réservoir-fondation. On utilise souvent un modèle par éléments finis mais on va se contenter ici de modéliser le barrage par une poutre en porte-à-faux de section variable avec des masses concentrées tous les 9 mètres le long de l'axe médian de la section (Table.B1). De plus, pour tenir compte des effets hydrodynamiques, on doit ajouter des masses de Westergaard.

## **B.3 Le système étudié**

### **B.3.1 Le barrage**

On considère un barrage-poids en béton de 90 m de haut sur 70 m de large à sa base, et on ne s'intéresse qu'à une section de 1 m de profondeur secouée dans le sens de sa largeur. La période fondamentale est de 0.20 s sans le réservoir, et 0,26 s en tenant compte du réservoir et des fondations (calculs par éléments finis avec INTRFACE). La masse est de 7476 tonnes, plus les masses de Westergaard. Ces deux grandeurs vont bien sûr servir à valider le modèle de poutre en porte-à-faux utilisé.

Les propriétés du béton sont les suivantes :

- module d'Young  $E = 27690 \text{ MPa}$
- coefficient de Poisson  $\nu = 0.2$
- masse volumique  $\rho = 2400 \text{ kg/m}^3$
- coeff. d'amortissement pour la méthode de Chopra (barrage seul sur sol rigide)  $\xi = 0.05$

### B.3.2 Les fondations

On considère une fondation rigide. Dans CADAM, on rentre une rigidité du sol de 1000000MPa et dans SAP la poutre est encastree.

### B.3.3 Le réservoir (Masses de Westergaard)

On considère un niveau d'eau de 86 mètres. Afin de représenter l'interaction entre le réservoir et le barrage, on modifie la masse du système. Dans la méthode simplifiée, le logiciel CADAM calcule la modification de la masse du système automatiquement en se reportant aux abaques de Chopra. Dans la méthode classique, on utilise le concept des masses additionnelles de Westergaard (1931) en ajoutant des masses concentrées le long de la poutre en porte à faux. Cela signifie qu'on considère qu'à chaque étage, une couche d'eau de 9m de haut et d'une certaine largeur vibre en phase avec le barrage. Toutes les couches d'eau glissent les unes par rapport aux autres. La distribution des masses à ajouter pour une section de 1 mètre de large est donnée p. 7-7 du guide Hydro-Québec (2002). Le coefficient 8,00 est obtenu en considérant une période caractérisant l'accélération sismique horizontale d'une seconde.

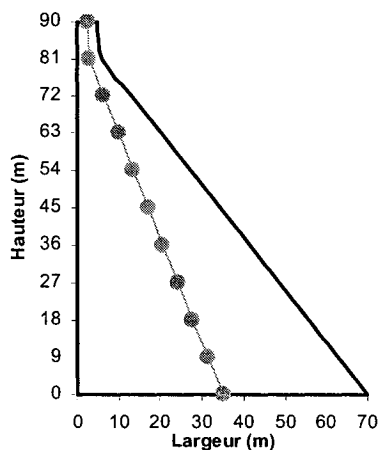
$$m_{add}(y) = \frac{8,00\sqrt{h.y}}{g} \quad (\text{en kN.s}^2/\text{m}^2) \quad (\text{Eq.B1})$$

où  $y$  est la hauteur jusqu'à la surface depuis la profondeur considérée et  $h$  le niveau d'eau ( $y=h$  au fond). Les masses concentrées s'obtiennent simplement par intégration sur des intervalles de 9m (sauf au sommet où on intègre sur 4,5m).

#### **B.4 Validation des modèles utilisés dans SAP 2000**

Toutes les données d'entrées pour l'étude sont résumées sur la Table.B1. Le modèle de poutre en porte-à-faux a été validé par sa masse et sa période fondamentale. Deux modèles ont en fait été réalisés : un en « poutre inclinée » (Fig.B2) et un autre en escalier avec des poutres horizontales très rigides comparées aux verticales. (Fig.B3). Ils ont bien les mêmes périodes de vibrations et la période fondamentale coïncide avec celle calculée par un modèle d'éléments finis (INTERFACE) ainsi qu'avec celle calculée par des formules approchées dans CADAM (Table.B2 pour les 12 premiers modes). Le deuxième modèle a l'avantage que les bases locales des poutres verticales sont confondues avec la base globale ce qui permet facilement d'accéder au cisaillement dans SAP car le logiciel donne le cisaillement dans les bases locales.





**Masses** masse volumique du béton=2400kg/m<sup>3</sup>  
hauteur du réservoir =86m

Hauteur	Li joint	$X_i=Li/2$	$M_i$ (kN.s <sup>2</sup> /m) barrage seul	$M_i$ (kN.s <sup>2</sup> /m) Westergaard	$M_i$ (kN.s <sup>2</sup> /m) total
90.000	5.000	2.500	54.000	1.800	55.800
81.000	6.000	3.000	136.800	145.800	282.600
72.000	12.927	6.463	279.220	253.500	532.720
63.000	20.061	10.030	433.317	325.900	759.217
54.000	27.195	13.598	587.415	384.700	972.115
45.000	34.329	17.165	741.512	435.600	1177.112
36.000	41.463	20.732	895.610	481.100	1376.710
27.000	48.598	24.299	1049.707	522.700	1572.407
18.000	55.732	27.866	1203.805	561.200	1765.005
9.000	62.866	31.433	1357.902	597.200	1955.102
0.000	70.000	35.000	736.668	311.000	1047.668
Total Masse Barrage			7475.956	4020.500	11496.456

#### Poutres

Numéro	Noeud1		Noeud2		L (m)	A (m <sup>2</sup> )	As (m <sup>2</sup> )	I (m <sup>4</sup> )	E (Mpa)	v
	Hi (m)	Xi (m)	Hi (m)	Xi (m)						
10.000	81.000	3.000	90.000	2.500	9.014	5.00	4.2	10.4	27690	0.2
9.000	72.000	6.463	81.000	3.000	9.643	9.36	7.8	68.3	27690	0.2
8.000	63.000	10.030	72.000	6.463	9.681	16.49	13.7	373.9	27690	0.2
7.000	54.000	13.598	63.000	10.030	9.681	23.63	19.7	1099.3	27690	0.2
6.000	45.000	17.165	54.000	13.598	9.681	30.76	25.6	2425.9	27690	0.2
5.000	36.000	20.732	45.000	17.165	9.681	37.90	31.6	4535.3	27690	0.2
4.000	27.000	24.299	36.000	20.732	9.681	45.03	37.5	7609.2	27690	0.2
3.000	18.000	27.866	27.000	24.299	9.681	52.16	43.5	11829.0	27690	0.2
2.000	9.000	31.433	18.000	27.866	9.681	59.30	49.4	17376.2	27690	0.2
1.000	0.000	35.000	9.000	31.433	9.681	66.43	55.4	24432.6	27690	0.2

**Table. B1** – Données d'entrées dans le modèle sur SAP

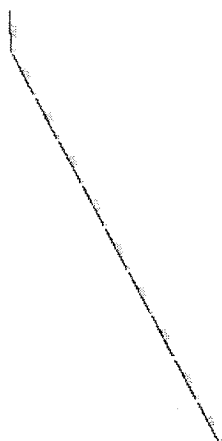


Fig. B2 – Modèle « poutre inclinée »

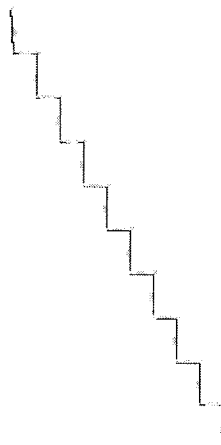


Fig. B3 – Modèle « escalier »

<b>Réservoir vide</b>			
MODE	Modèle "Poutre inclinée"	Modèle "Escalier"	Modèle CADAM
1	0,198311	0,199306	0,205
2	0,093919	0,094188	
3	0,071414	0,074825	
4	0,057612	0,055358	
5	0,038488	0,038121	
6	0,032064	0,033332	
7	0,028547	0,027754	
8	0,02332	0,023242	
9	0,020982	0,021737	
10	0,019654	0,019066	
11	0,017335	0,017132	
12	0,015935	0,0165	

<b>Réservoir plein (86m)</b>				
MODE	Modèle "Poutre inclinée"	Modèle "Escalier"	Modèle CADAM	Modèle EF
1	0,261859	0,2608	0,258	0,26
2	0,116281	0,11671		
3	0,092585	0,09457		
4	0,070546	0,06736		
5	0,048613	0,046407		
6	0,041132	0,042742		
7	0,037216	0,034748		
8	0,030621	0,029222		
9	0,026713	0,02803		
10	0,025702	0,024401		
11	0,02239	0,021616		
12	0,020161	0,021079		

Table. B2 - Périodes propres des 12 premiers modes (en s)

## B.5 Le spectre de calcul

### B.5.1 La philosophie du spectre pour des barrages

Il faut bien noter que les spectres de calcul pour des ouvrages « sensibles » comme les barrages doivent être différents de ceux utilisés pour des bâtiments quelconques. En effet, la philosophie de la conception parasismique n'est pas la même. Pour un bâtiment ordinaire, on n'accepte aucun dommage architectural pour un séisme faible, aucun dommage structural pour un séisme moyen, et pour un séisme de forte intensité on veut juste que le bâtiment ne s'écroule pas pour laisser sortir les occupants. Pour un barrage, on ne peut se permettre d'avoir des dommages majeurs quelle que soit l'importance du séisme car il doit absolument pouvoir continuer à retenir le réservoir.

### B.5.2 Le spectre

On utilise le spectre de dimensionnement donné par Fronteddu (1997). L'accélération maximale au sol est de  $0.36g$  et l'accélération à la période fondamentale du barrage est de  $0.5g$ .

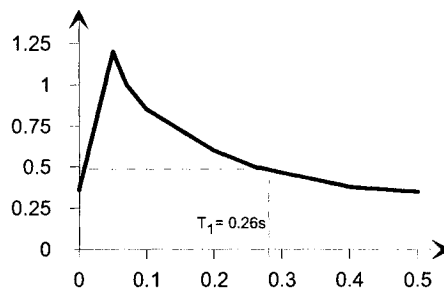


Fig.B4 – Spectre de calcul

## B.6 Analyse

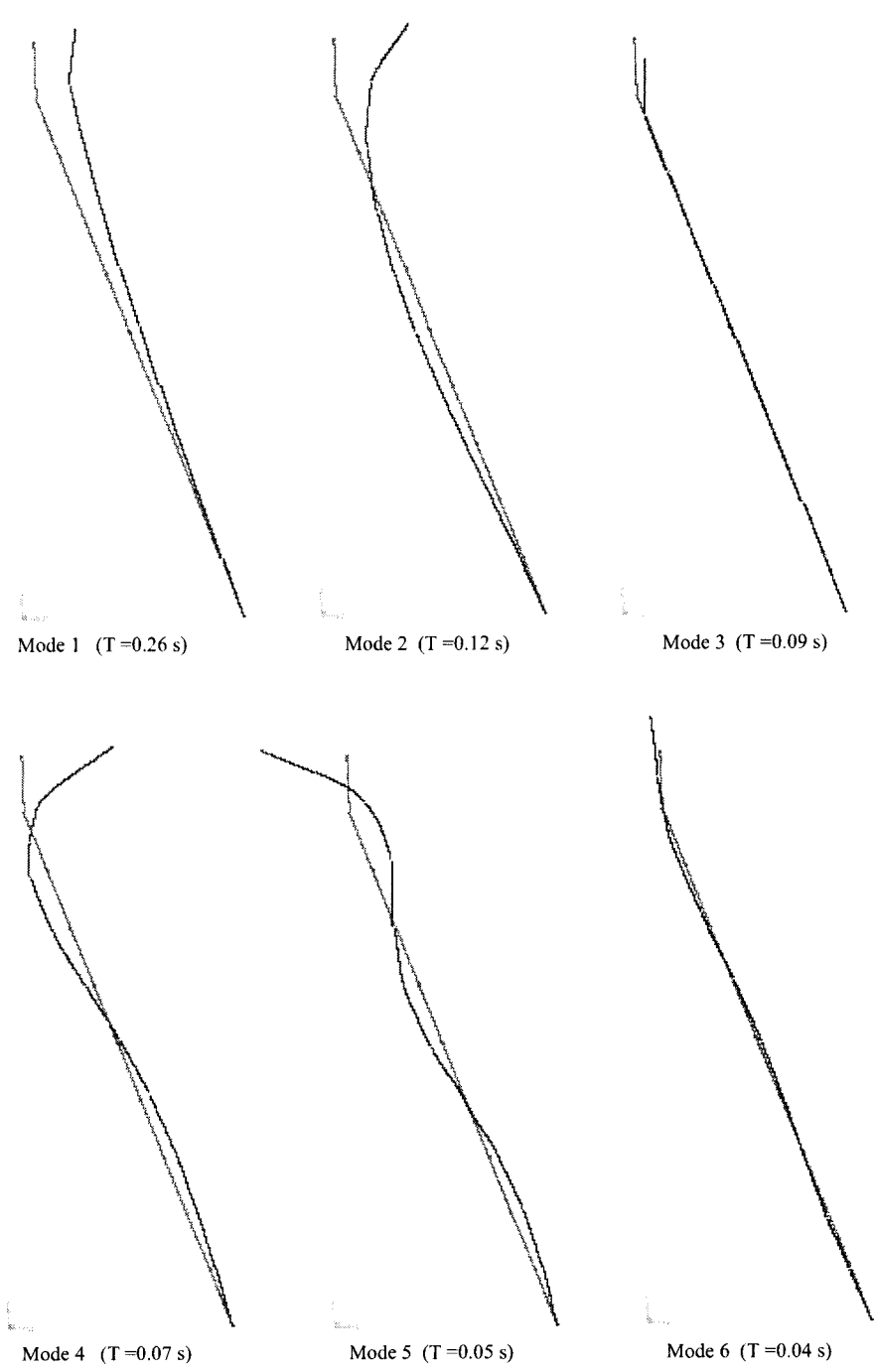
### B.6.1 Analyse modale avec SAP 2000

La Table.B3 permet de comprendre quels sont les modes qui sont principalement sollicités par un séisme horizontal. On s'aperçoit en regardant les masses modales effectives que les modes qui interviennent dans la réponse sont surtout les modes 1, 2, 4, 5, et 7. Ils mobilisent 97% de la masse totale à eux seuls. Les modes 3 et 6 sont des modes plutôt verticaux donc ils sont très peu excités. On pourrait alors pour l'étude se contenter de combiner les 5 premiers modes de vibrations horizontales avec SAP, mais puisque le nombre total de modes est faible (seulement 20), on peut prendre tous les modes.

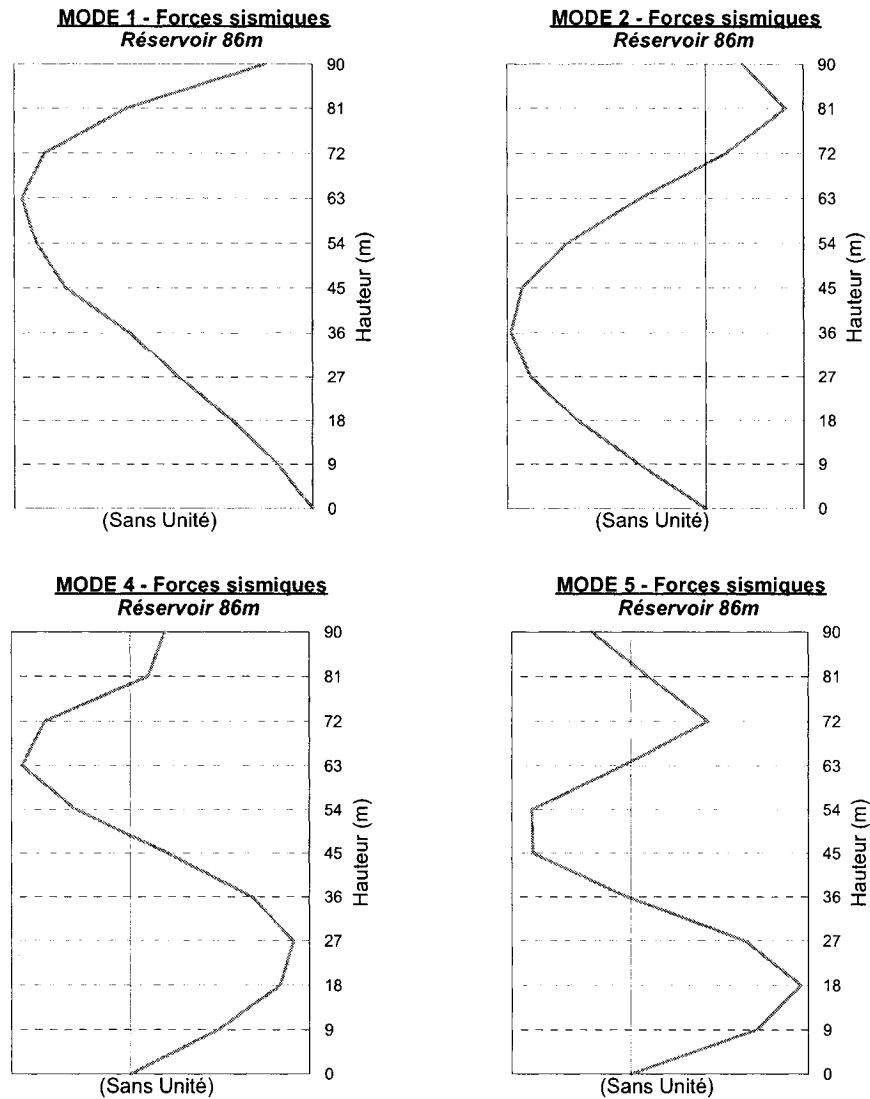
Les premiers modes sont illustrés sur la Fig.B5. La forme des forces sismiques pour les modes 1, 2, 4 et 5 qui mobilisent à eux quatre 90% de la masse est présentée sur la Fig.B6.

**Table.B3** – Masses modales effectives (relativement à la masse totale)

Mode	Période	Dir. UX	Dir. UY	Sum UX	Sum UY	Rot. RZ	Sum RZ
	Sec.	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
1	0,2608	0,448	0,054	0,448	0,054	0,517	0,517
2	0,1167	0,305	0,065	0,753	0,119	0,159	0,676
3	0,0946	0,004	0,595	0,757	0,715	0,191	0,867
4	0,0674	0,116	0,014	0,873	0,729	2E-05	0,867
5	0,0464	0,053	0,023	0,926	0,752	0,016	0,884
6	0,0427	0,007	0,119	0,934	0,871	0,048	0,932
7	0,0347	0,027	0,001	0,961	0,873	0,001	0,933
8	0,0292	0,010	0,025	0,971	0,897	0,011	0,945
9	0,0280	0,006	0,032	0,978	0,929	0,017	0,962
10	0,0244	0,011	0,002	0,988	0,931	8E-04	0,963
11	0,0216	0,003	0,019	0,991	0,951	0,011	0,974
12	0,0211	0,004	0,009	0,995	0,960	0,005	0,978
13	0,0191	0,003	6E-05	0,998	0,961	5E-05	0,978
14	0,0177	0,002	2E-05	1	0,961	5E-06	0,978
15	0,0174	2E-07	0,017	1	0,978	0,009	0,988
16	0,0146	3E-07	0,010	1	0,989	0,006	0,994
17	0,0128	2E-07	0,006	1	0,995	0,003	0,997
18	0,0115	9E-08	0,003	1	0,998	0,002	0,999
19	0,0106	3E-08	0,002	1	1	9E-04	1
20	0,0102	8E-13	4,E-08	1	1	2E-08	1



**Fig.B5** – Les 6 premiers modes propres de vibration



**Fig.B6** – Forme de la répartition des forces sismiques pour les 4 premiers modes horizontaux (sans unité)

### B.6.2 Réponse du 1<sup>er</sup> mode : méthode simplifiée vs. méthode classique

Le cisaillement est représenté sur la Fig.B7. La modélisation par des masses ponctuelles dans SAP explique la forme en escalier dans la méthode classique. Les forces sismiques sur les masses concentrées dans le modèle sur SAP, et réparties au niveau des joints dans le modèle sur CADAM sont représentées également sur la Fig.B7.

La première observation est que la forme de la distribution des forces sismiques est assez similaire dans les deux méthodes. Néanmoins, on constate quelques différences. Tout d'abord, dans la méthode classique, la force latérale tend vers zéro lorsqu'on se rapproche de la base. Ceci est vrai pour tous les modes car la distribution des forces prend la forme du mode, donc comme il n'y a pas de déplacement à la base, il n'y a pas de force de rappel. Par contre, dans la méthode simplifiée, la prise en compte de l'effet du réservoir non seulement par une modification de la masse mais aussi par la poussée hydrodynamique dans le calcul de la réponse du 1<sup>er</sup> mode donne des forces non nulles à la base. C'est à cause du terme  $gp(y)$  dans l'Eq.B2 qui n'est pas présent dans l'Eq.B3. Le calcul est donc plus réaliste.

$$f_1(y) = \tilde{\alpha}_1 S_a(\tilde{T}_1, \tilde{\xi}_1) \left[ m_s(y)\phi(y) + gp(y, \tilde{T}_r) \right] \quad (\text{méthode simplifiée ; Eq.B2})$$

$$[F_1] = \alpha_1 S_a(T_1, \xi_1) [M][\phi_1] \quad (\text{méthode classique ; Eq.B3})$$

(\*Notations)

De plus, il apparaît que les valeurs de la méthode simplifiée sont supérieures à celles trouvées par la méthode classique même dans le haut du barrage. Il est probable que cela vienne encore de la façon dont est traitée par chaque méthode l'influence du réservoir. Lorsqu'on compare les formules B1 pour la méthode simplifiée et B2 pour la méthode classique, on s'aperçoit qu'elles sont très similaires (même si la deuxième est vectorielle puisque le modèle est discretisé). Si on pose  $[M] = [M_s] + [M_{\text{westergaard}}]$ , où  $[M_s]$  est la masse de la structure, on peut se dire qu'il y aurait peut-être une légère différence entre le produit de la matrice de masses ajoutées par la forme du 1<sup>er</sup> mode  $[M_{\text{westergaard}}] \cdot [\Phi_1]$  et  $gp(y)$  réparti au niveau des joints tous les 9m. Pour confirmer cette idée, on a représenté sur la Fig.B8 le cisaillement et les forces sismiques sur le barrage avec un réservoir supposé vide. On constate que cette fois ci, les deux courbes se superposent correctement. C'est donc que la différence vient effectivement de là.

Une conséquence est que le cisaillement à la base est bien plus grand dans la méthode simplifiée puisqu'il y a superposition des différences à chaque joint. La méthode simplifiée est donc plus sécuritaire.

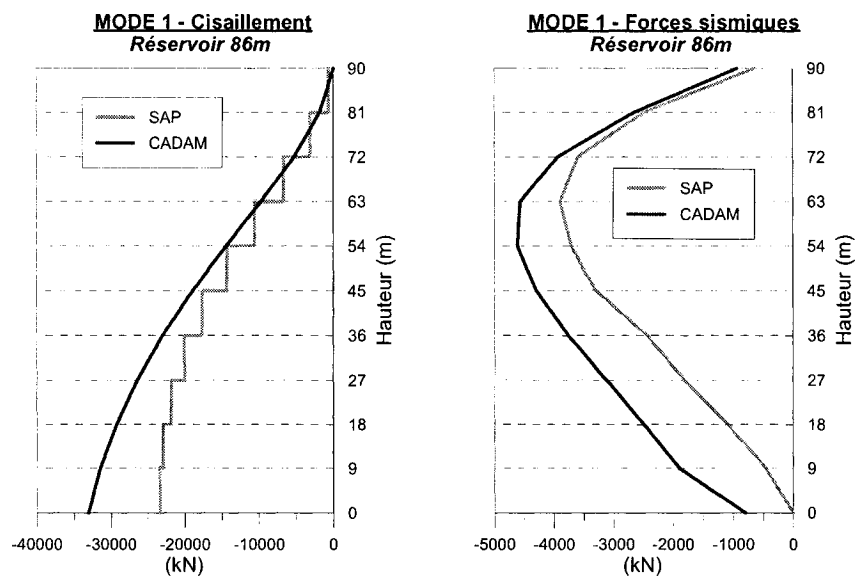
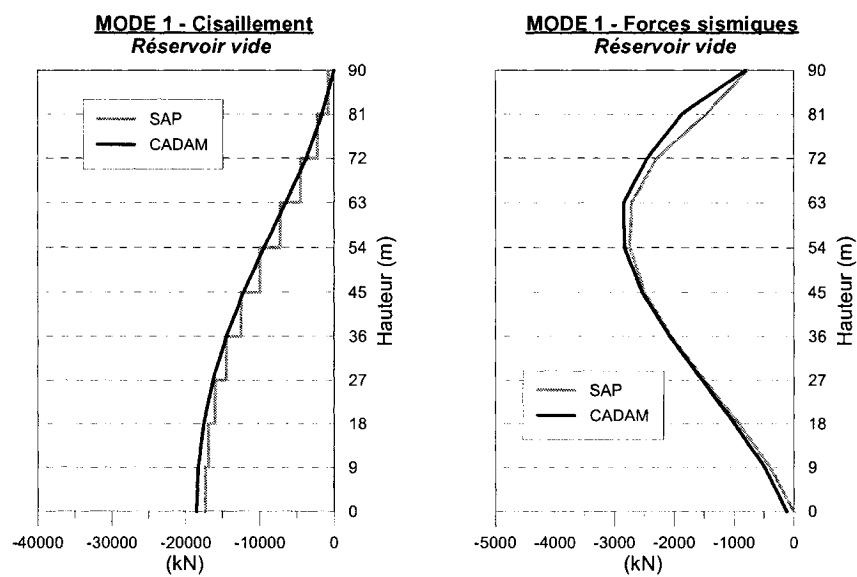
---

\*Notations :

Formule 1 - La notation  $\sim$  signifie que le paramètre est corrigé dans la méthode de Chopra pour tenir compte des interactions avec le réservoir et les fondations.

$f_i(y)$  = force sismique par unité de hauteur,  $\alpha_i$  = facteur de participation modale,  $S_a$  = pseudo accélération,  $m_s(y)$  = masse par unité de hauteur,  $\phi(y)$  = forme du 1<sup>er</sup> mode standardisée,  $gp(y, Tr)$  = fonction de pression hydrodynamique.

Formule 2 -  $[F_1]$  = vecteur des forces sismiques sur les masses ponctuelles,  $\alpha_1$  = facteur de participation modale,  $S_a$  = pseudo accélération,  $[M]$  = matrice de masse (masses de westergaard incluses),  $\Phi_1$  = vecteur propre du 1<sup>er</sup> mode.

Fig.B7 – Réponse du 1<sup>er</sup> mode, réservoir pleinFig.B8 – Réponse du 1<sup>er</sup> mode, réservoir vide



### B.6.3 Réponse des modes supérieurs par la méthode simplifiée (CADAM)

La méthode simplifiée de Chopra permet d'estimer les forces engendrées par l'ensemble des modes supérieurs. Ces forces et le cisaillement sont représentés sur la Fig.B9.

On y voit que les modes supérieurs entraînent des forces importantes dans la partie basse du barrage où est présente la plus grosse partie de la masse. Le cisaillement à la base est environ 2/3 de celui du 1<sup>er</sup> mode donc il est important.

On pourrait essayer de calculer aussi le cisaillement le long du barrage par la méthode classique avec SAP à partir des résultats trouvés pour le 1<sup>er</sup> mode et pour une combinaison de tous les modes, mais on n'obtiendrait alors que la valeur absolue et il faudrait faire des suppositions hasardeuses sur les signes.

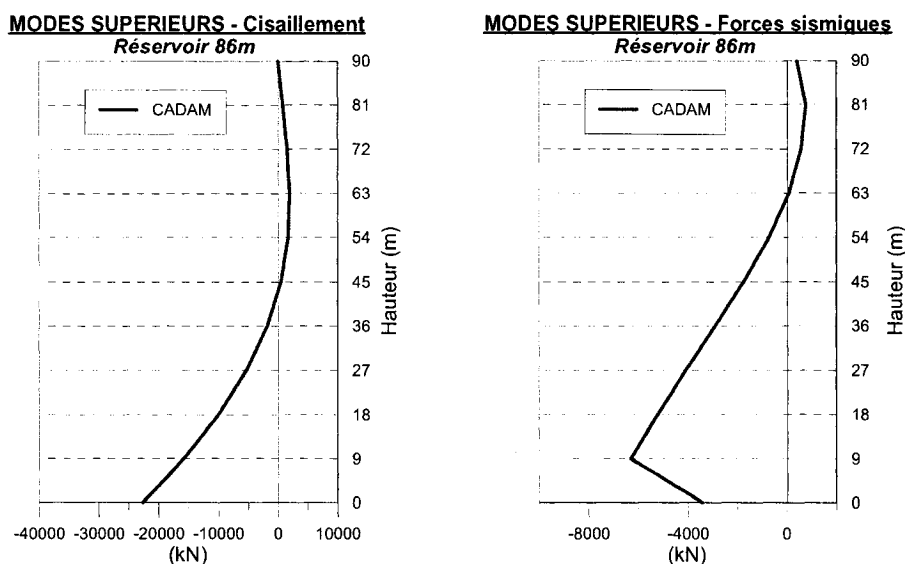


Fig.B9 – Cisaillement et forces sismiques, modes supérieurs, méthode de Chopra

### B.6.4 Combinaison des modes : méthode simplifiée vs. méthode classique

Les combinaisons SRSS, CQC, et ABS faites sur le modèle de poutre sont représentées sur la Fig.B11. Puisque les modes 1, 2, 4, 5 et 7 (qui interviennent principalement) ont des périodes propres bien séparées, la combinaison SRSS est en fait très similaire à la combinaison produite par la méthode CQC recommandée par Hydro-Québec (2002). La combinaison des modes retenue pour la comparaison avec CADAM est la SRSS. Le cisaillement et les forces d'inerties

sur les masses concentrées dans le modèle sur SAP et réparties au niveau des joints dans le modèle sur CADAM sont représentés sur la Fig.B10.

Il faut bien noter que dans la méthode classique, on doit ajouter la force d'inertie subie par la masse concentrée à la base qui n'intervient absolument pas dans les calculs, soit 3701 kN (1048 tonnes multipliées par l'accélération au sol de 0,36g ). Le cisaillement à la base obtenu par cette méthode est alors de  $37181 + 3701 = 40882$  kN. Avec la méthode de Chopra, on trouve 40003 kN ce qui est très semblable. On peut comparer ces deux valeurs au cisaillement à la base calculé par la méthode pseudo statique (réalisée par CADAM) : 26400 kN pour le barrage seul, plus 14600 kN pour les forces hydrodynamiques, donc au total 41000 kN. Les deux méthodes aboutissent donc pratiquement au même cisaillement à la base que par la méthode pseudo statique. C'est simplement la distribution des forces sismiques qui varie selon la méthode choisie.

On constate que les distributions des forces sismiques sont assez différentes selon la méthode utilisée alors qu'elles étaient proches pour le 1<sup>er</sup> mode seul. C'est donc que l'influence des modes supérieurs n'est pas traitée de la même manière.

Dans la méthode simplifiée, on voit que dans le haut du barrage, les modes supérieurs ont peu d'importance car la distribution suit celle du 1<sup>er</sup> mode. Par contre, lorsqu'on va vers le bas, l'effet des modes supérieurs est bien visible.

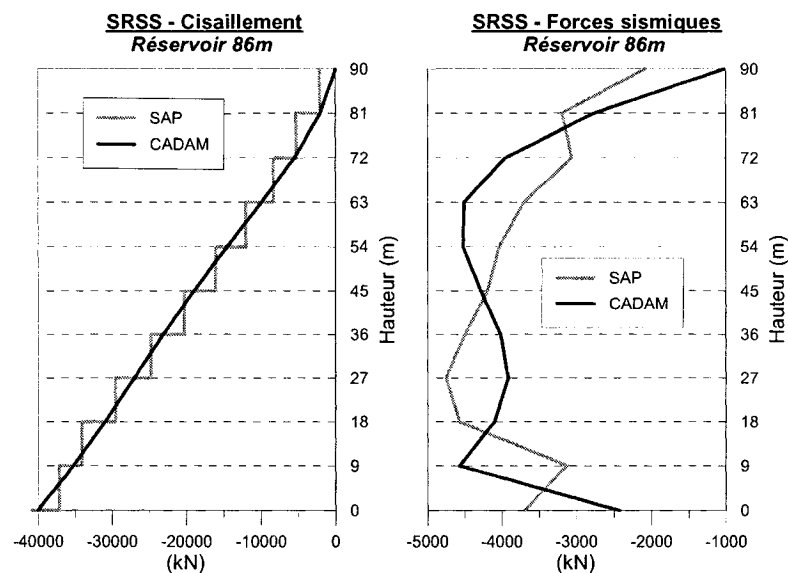
Dans la méthode classique, les modes supérieurs modifient la distribution des forces sismiques dans le haut du barrage. L'effet des modes supérieurs est donc très différent. Pour expliquer cela, il faut remarquer que dans la méthode classique, il y a de l'amplification dynamique pour les modes supérieurs suivant la forme du spectre utilisé. En revanche, il n'y en a pas dans le calcul simplifié de Chopra. En effet, on multiplie la fonction de masse par l'accélération du sol, on ajoute une fonction de pression hydrodynamique et on retranche les effets du 1<sup>er</sup> mode. (Eq.B3)

$$f_{sc}(y) = \left( m_s(y) [1 - \alpha_1 \phi(y)] + \left[ gp(y) - \frac{B_1}{M_1} m_s(y) \phi(y) \right] \right) a_g \quad (*\text{Notations}) \quad (B3)$$

---

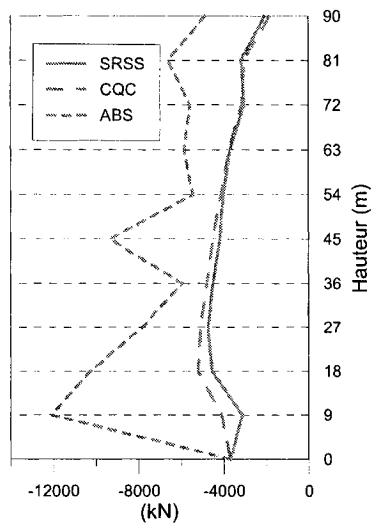
\*Notations :  $f_{sc}(y)$  = force par unité de hauteur pour les modes supérieurs,  $m_s(y)$  = masse par unité de hauteur,  $\alpha_1$  = facteur de participation modale,  $\phi(y)$  = forme du 1<sup>er</sup> mode standardisée,  $B_1$  = coefficient fourni par Chopra,  $M_1$  = masse généralisée du 1<sup>er</sup> mode,  $gp(y, Tr)$  = fonction de pression hydrodynamique,  $a_g$  = accélération maximale au sol.

Ce serait donc un hasard si les résultats avaient une ressemblance puisqu'une méthode dépend de la forme du spectre et l'autre non. Pour appuyer cette explication, on a rentré un spectre sans amplification dynamique des modes supérieurs dans SAP (Fig.B12). On constate alors que cette fois-ci, il y a des similitudes (Fig.B13). Dans le haut, les modes supérieurs n'ont pas d'effet dans les deux méthodes. La différence provient juste de celle vue pour le 1<sup>er</sup> mode. Par contre, quand on va vers le bas du barrage, il y a toujours de grosses différences mais on sait que la distribution calculée par la méthode classique avec SAP est de toute façon faussée parce qu'elle tend vers zéro à la base pour tous les modes comme on l'a déjà mentionné précédemment. C'est l'ajout de la force d'inertie sur la masse accrochée à la base qui explique le brusque changement entre la base et le 1<sup>er</sup> niveau (à 9m).

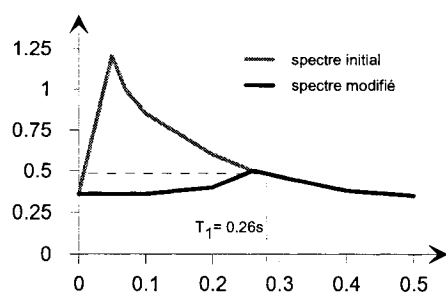


**Fig. B10 – Combinaison SRSS**  
Comparaison entre CADAM et SAP

**Combinaisons - Forces sismiques**  
**Réservoir 86m**

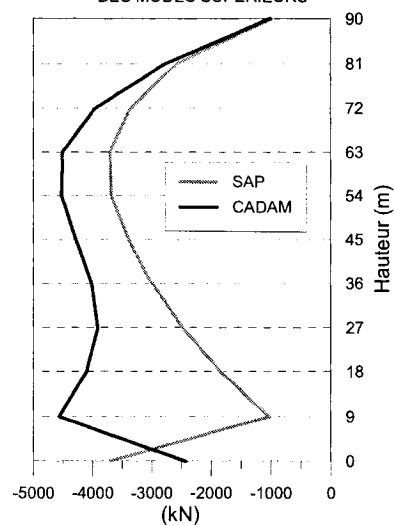


**Fig.B11** – Combinaisons SRSS, CQC, et ABS (SAP2000)



**Fig.B12** – Spectre modifié sans amplification dynamique des modes supérieurs

**SRSS - Forces sismiques**  
**Réservoir 86m**  
 SPECTRE SANS AMPLIFICATION  
 DES MODES SUPERIEURS



**Fig.B13** – Comparaison des forces sismiques pour un spectre sans amplification dynamique des modes supérieurs

## B.7 Conclusions

Comparer les résultats des deux méthodes et fournir des explications s'avère donc difficile : d'une part, la méthode de Chopra (1988) ressemble un peu à une « boîte noire » dont on connaît peu le fonctionnement puisque le calcul des coefficient correctifs se fait simplement en se reportant à des abaques auxquelles il faut faire confiance, et d'autre part, seule la méthode classique respecte la forme du spectre de calcul.

Néanmoins, on peut tenter d'émettre quelques conclusions.

La méthode classique avec les masses ajoutées de Westergaard (1931) présente l'avantage de respecter l'amplification dynamique des modes supérieurs, mais elle a le défaut d'être légèrement inexacte et moins sécuritaire pour le 1<sup>er</sup> mode, en particulier parce qu'elle ne tient pas compte de la compressibilité de l'eau. Elle présente de plus l'inconvénient de ramener les forces horizontales vers zéro quand on se rapproche de la base, sauf si on la corrige en ajoutant la force d'inertie subie par la masse accrochée à la base.

La méthode de Chopra respecte l'importance des masses vers le bas du barrage en particulier dans les modes supérieurs. Mais, elle traite les modes supérieurs sans amplification dynamique par une simple correction statique ce qui peut constituer une forte approximation.

Alors, on pourrait proposer de fabriquer la courbe de distribution des forces d'inertie sur la hauteur du barrage de la façon suivante :

- Si le spectre utilisé donne beaucoup d'amplification dynamique pour les modes supérieurs (comme c'est le cas dans cette étude de cas), la méthode simplifiée est trop approximative et on prend donc la distribution de la méthode classique sauf, près du bas où la méthode simplifiée est de toute façon plus juste.
- Si le spectre montre qu'il y a peu d'amplification dynamique des modes supérieurs, on peut se contenter de la méthode simplifiée sur toute la hauteur.

Une autre façon de construire la distribution des forces serait tout simplement d'avoir une politique sécuritaire en prenant à chaque niveau le maximum des valeurs des deux méthodes

obtenues de la combinaison des modes appropriée. Dans le cas où il y a peu d'amplification dynamique des modes supérieurs, cette méthode est équivalente à la précédente.

Enfin, dans ces deux méthodes proposées, il faudrait certainement ensuite calibrer toutes les valeurs obtenues pour conserver un cisaillement à la base égal à celui calculé par une méthode respectant l'amplification dynamique du système.