



Titre: Évaluation de la sécurité sismique des évacuateurs de crues avec
vannes
Title: vannes

Auteur: Annie Limoges
Author: Annie Limoges

Date: 2008

Type: Mémoire ou thèse / Dissertation or Thesis

Référence: Limoges, A. (2008). Évaluation de la sécurité sismique des évacuateurs de crues
avec vannes [Master's thesis, École Polytechnique de Montréal]. PolyPublie.
Citation: <https://publications.polymtl.ca/8261/>

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

URL de PolyPublie: <https://publications.polymtl.ca/8261/>
PolyPublie URL: <https://publications.polymtl.ca/8261/>

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

Programme: Unspecified
Program: Unspecified

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ÉVALUATION DE LA SÉCURITÉ SISMIQUE DES ÉVACUATEURS DE CRUES AVEC
VANNES

ANNIE LIMOGES
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
(GÉNIE CIVIL)
AVRIL 2008

© Annie Limoges, 2008.



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: 978-0-494-41568-9

Our file Notre référence

ISBN: 978-0-494-41568-9

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.

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

Ce mémoire intitulé:

ÉVALUATION DE LA SÉCURITÉ SISMIQUE DES ÉVACUATEURS DE CRUES AVEC
VANNES

présenté par: LIMOGES Annie

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. CHARRON Jean-Philippe, Ph.D., membre

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

REMERCIEMENTS

Je tiens tout d'abord à remercier mon directeur de recherche, le professeur Pierre Léger. Je n'aurais jamais pu espérer un meilleur suivi pendant la réalisation de ce projet. Je lui suis très reconnaissante pour sa grande disponibilité, son aide et les précieux conseils qu'il m'a prodigués pendant ces deux années. J'ai énormément apprécié ses grandes qualités de pédagogue et son côté humain.

Je remercie les professeurs Najib Bouaanani et Jean-Philippe Charron qui ont accepté de siéger sur le jury d'examen de ce mémoire.

Je voudrais également remercier Martin Leclerc pour sa contribution au développement du modèle d'éléments finis ainsi que pour le support technique qu'il m'a apporté.

Ce travail a été rendu possible grâce au soutien financier du Fond Québécois de la Recherche sur la Nature et les Technologies (FQRNT) et du Conseil de Recherche en Sciences Naturelles et en Génie du Canada (CRSNG).

Finalement, je ne peux passer sous silence le support de mon copain, de mes parents et de mes sœurs. Vous m'avez toujours supportée, même dans les moments les plus difficiles.

RÉSUMÉ

Ce mémoire présente une méthodologie novatrice pour l'évaluation de la sécurité sismique des évacuateurs de crues avec vannes soumis à une excitation sismique tridimensionnelle. Plusieurs états limites sont définis pour la fonctionnalité et la stabilité structurale. La fonctionnalité des vannes est vérifiée par le calcul d'indices demande / capacité le long d'une chaîne d'événements sécuritaires (« success path ») menant à l'ouverture des vannes en condition post-sismique. La méthodologie proposée est appliquée à un évacuateur de crues existant construit en 1927. Des analyses dynamiques incrémentales (IDA) sont effectuées à l'aide d'un modèle d'éléments finis pour six ensembles d'accélérogrammes avec des spectres de calcul ayant des périodes de retour variant entre 200 ans et 10 000 ans. Des analyses dynamiques transitoires sont d'abord effectuées afin de calculer les efforts internes résultants, les déplacements et les distorsions dans les composantes structurales. Pour les piliers et coursiers en béton, les forces issues des analyses sont utilisées pour calculer le facteur de sécurité au glissement à l'aide d'une extension tridimensionnelle de la méthode de gravité tenant compte de la fissuration. La vérification de la structure de levage et des vannes est effectuée à l'aide du code canadien de calcul des structures d'acier. La hiérarchie des modes de défaillance est identifiée et est considérée inadéquate, puisqu'une rupture prématurée des structures de béton et des ancrages à la base des tours d'acier est susceptible de se produire. Des critères de performance spécifiques ainsi que les périodes de retour correspondantes sont proposées 1) pour maintenir l'ouverture normale des vannes, 2) pour maintenir la capacité portante de la structure de levage en acier, 3) pour assurer la sécurité du personnel, et 4) pour éviter une libération incontrôlée des eaux du réservoir.

Mots-clés :

Analyse sismique, évacuateurs de crues avec vannes, forces incrémentales, évaluation des dommages, modes de défaillance, composantes structurales, équipements.

ABSTRACT

This paper presents an innovative three-dimensional performance-based earthquake engineering assessment methodology for gated spillways. Several functionality and structural stability limit states are defined. The functionality of the gates is tackled by assessing seismic demand-to-capacity indices along a success path leading to post-earthquake gate opening. As an application example, the proposed methodology is applied to an existing gated spillway built in 1927. Finite element incremental dynamic analyses are performed for six sets of spectrum compatible ground motions with return periods ranging from 200 yrs to 10 000 yrs. Linear transient dynamic analyses are first performed to compute internal force resultants, displacements and distortions in structural components. For the concrete structures, the forces from the analyses are input in a post-processor to compute sliding safety factors using a three-dimensional extension of the gravity method accounting for concrete cracking. The assessment of the hoist supporting structure, and gates is done using current steel member demand-to-capacity checks. The actual failure mode hierarchy is identified and found unsatisfactory as the concrete structures and steel lifting tower anchors are expected to fail prematurely. Specific performance criteria and related ground motion return periods are proposed (1) to maintain normal gate opening, (2) to maintain the load bearing capacity of the steel towers and bridge, (3) for life safety of personnel, and (4) to avoid an uncontrolled release of the reservoir.

CE Database subject headings / keywords:

Seismic analysis; Gated Spillways; Incremental loads; Damage assessment; Failure modes; Structural Elements; Equipment

TABLE DES MATIÈRES

REMERCIEMENTS	IV
RÉSUMÉ	V
ABSTRACT	VII
LISTE DES TABLEAUX	XI
LISTE DES FIGURES	XII
LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS.....	XVII
LISTE DES SYMBOLES	XIX
LISTE DES ANNEXES.....	XXI
INTRODUCTION	1
Généralités.....	1
Problématique et objectifs.....	2
CHAPITRE 1 : DÉMARCHÉ ADOPTÉE POUR LE PROJET DE RECHERCHE ET ORGANISATION DU MÉMOIRE	4
1.1 Démarché adoptée pour le projet de recherche	4
1.2 Organisation du mémoire.....	6
CHAPITRE 2 : REVUE DE LA LITTÉRATURE	7
2.1 Introduction	7
2.2 Évaluation de la sécurité sismique des évacuateurs de crues.....	7
2.2.1 Méthode de gravité unidimensionnelle	8

2.2.2 Méthode de gravité tridimensionnelle.....	13
2.2.3 Méthode des éléments finis.....	15
2.2.4 Poussée hydrodynamique et sous-pressions	17
2.2.5 Vannes et équipements de levage	23
2.3 Méthodes d'évaluation de la sécurité sismique des centrales nucléaires.....	28
2.3.1 Méthode « Probabilistic Safety Assessment »	29
2.3.2 Méthode « Seismic Margins Analysis ».....	31
2.4 Développement d'accélérogrammes simulés pour les analyses temporelles linéaires	35
2.4.1 Analyse dynamique incrémentale (IDA)	35
2.4.2 Définition des séismes SBE (OBE) et SMD (MDE)	36
2.4.3 Définition de spectres horizontaux de calcul spécifiques au site.....	37
2.4.4 Obtention de spectres verticaux à partir de spectres horizontaux	38
2.4.5 Développement d'accélérogrammes compatibles avec les spectres de calcul.....	40
2.4.6 Logiciels permettant la génération d'accélérogrammes simulés 3D.....	44
2.4.7 Méthodes de calibration des accélérogrammes et corrections requises	46
2.4.8 Vérification de l'indépendance des accélérogrammes	48
2.5 Présentation du chapitre 3	49

CHAPITRE 3 : “SEISMIC SAFETY ASSESSMENT OF GATED SPILLWAYS”⁵¹

3.1 Introduction.....	51
3.2 Three-Dimensional Ground Motions for Seismic Safety Evaluation	54
3.2.1 Horizontal and Vertical Spectra for Different Return Periods.....	54
3.2.2 Spectrum Compatible Ground Motion Time Histories.....	55
3.3 Gated Spillway Analyzed.....	57
3.3.1 Description	57
3.3.2 Success Path.....	58
3.3.3 Finite Element Model.....	59
3.4 Seismic Performance of the Gated Spillway.....	60
3.4.1 Concrete Structures	60

3.4.2 Steel Structures.....	63
3.4.3 Steel Tower Anchors.....	65
3.4.4 Gate Lifting Equipment.....	66
3.4.5 Steel Gates and Embedded Parts.....	69
3.5 Success Path and Hierarchy of Failure Mechanisms	70
3.6 Summary and Conclusions.....	71
3.7 Acknowledgements	74
3.8 References	75
CHAPITRE 4 : DISCUSSION GÉNÉRALE ET REMARQUES	
COMPLÉMENTAIRES	79
4.1 Introduction.....	79
4.2 Modélisation en éléments finis	79
4.3 Développement des spectres horizontaux de calcul.....	84
4.4 Calcul de la fissuration et du facteur de sécurité au glissement pour les piliers et coursiers	89
4.5 Photographies pertinentes à l'étude de la vulnérabilité sismique de l'évacuateur de crues	91
CHAPITRE 5 : CONCLUSIONS ET PERSPECTIVES.....	95
BIBLIOGRAPHIE.....	98
ANNEXES	104

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 2.1	Facteurs de sécurité minimaux calculés selon la méthode de gravité (équation 2-2) (CDA, 2007).....	11
Tableau 2.2	Facteurs de sécurité minimaux calculés selon la méthode de gravité (équation 2-2) (CDA, 1999).....	11
Tableau 2.3	Critère de performance pour la position de la résultante (CDA, 2007) ...	12
Tableau 2.4	Facteurs de transformation l'obtention d'un spectre vertical à partir d'un spectre horizontal (adapté de Christopoulos et al., 2003)	40
Table 3.1.	Characteristics of Ground Motions	57
Table 3.2.	Material properties	59
Tableau 4.1	Comparaison des périodes fondamentales de vibration (s) pour différents modèles d'éléments finis.....	81
Tableau F.1	Pressions hydrostatiques sur les piliers et coursiers jusqu'à l'élévation 90 m.....	130
Tableau F.2	Pressions hydrostatiques sur les piliers à partir de l'élévation 90 m.....	131
Tableau F.3	Pressions hydrostatiques sur les vannes	131
Tableau F.4	Masses de Westergaard sur les piliers et coursiers jusqu'à l'élévation 90 m.....	132
Tableau F.5	Masses de Westergaard sur les vannes.....	132
Tableau F.6	Masses de Westergaard sur les piliers au-dessus de l'élévation 90 m ...	133

LISTE DES FIGURES

Fig. 1.1	Méthodologie utilisée pour le chapitre 3.....	5
Fig. 2.1	Principe de la méthode de gravité 3D (Stefan, 2007)	9
Fig. 2.2	Degrés de liberté d'un élément de coque : a) élément membranaire; b) élément plaque (flexion)	16
Fig. 2.3	Pression hydrodynamique sur la paroi amont d'un barrage (FERC, 2002) ...	18
Fig. 2.4	Principe de la méthode de Westergaard pour le calcul des masses ajoutées (USACE, 2003)	19
Fig. 2.5	Pression hydrodynamique agissant sur les parois d'un réservoir fermé : a) représentation du réservoir; b) modèle à trois masses de Epstein (1976)	20
Fig. 2.6	Profil des sous-pressions d'un évacuateur de crues pour un plan d'analyse sous le seuil de la vanne	22
Fig. 2.7	Profil de sous-pressions coniques pour un évacuateur de crues pour un plan d'analyse interceptant la vanne (adapté de Miron, 1997)	22
Fig. 2.8	Vanne Stoney (Lewin, 2001)	24
Fig. 2.9	Évacuateur de crues avec vannes muni d'un système de levage à treuils et à vis : a) évacuateur de crues étudié; b) structure d'acier et équipements de levage de l'évacuateur de crues étudié; c) vis de levage accrochée à une vanne en position levée pour un autre évacuateur de crues du même type....	25
Fig. 2.10	Représentation partielle de l'arbre de défaillance (« fault tree ») développé par Ballard et Lewin (1998) pour l'ouverture des vannes d'un évacuateur de crues en condition post-sismique: a) aperçu générale; b) rupture du mécanisme de levage; c) fonctionnement inadéquat des systèmes de contrôle; d) Endommagement des structures (<i>Suite à la page suivante</i>)	26

Fig. 2.11	Identification des principaux mécanismes de rupture d'un évacuateur de crues avec vannes soumis à un séisme	28
Fig. 2.12	Étapes de la méthode PSA (figures adaptées de Beltrán, 1999)	31
Fig. 2.13	Étapes de la méthode SMA (figure adaptée de Beltrán, 1999)	34
Fig. 2.14	Spectres horizontaux pour la région Ottawa Valley (adapté de Ko et Schellenberg, 2002).....	38
Fig. 2.15	Illustration du concept "Shift (S_f) & Reduce (R_f)" pour l'obtention d'un spectre vertical à partir d'un spectre horizontal (Wanitkorkul et Filiatrault, 2005)	40
Fig. 2.16	Tremblements de terre historiques du Canada (<i>Séismes Canada</i>)	43
Fig. 2.17	Plan de faille tel que représenté par le SBM (Wanitkorkul et Filiatrault, 2005)	44
Fig. 2.18	Modification des propriétés du signal par l'application du <i>baseline correction</i> : a) correction du déplacement final; b) correction de la vitesse finale et de la vitesse moyenne (<i>logiciel Seismosignal</i>) (1) déplacement initial (3) vitesse initiale (2) déplacement corrigé (4) vitesse corrigée	48
Fig. 3.1.	Spillway analyzed	52
Fig. 3.2.	Hierarchy of damages for increasing ground motion intensity	53
Fig. 3.3	Success path to open gates	54
Fig. 3.4.	Ground motions for incremental seismic safety assessment of spillways: a) horizontal spectra (5 % damping); b) vertical spectra (5 % damping); c) time histories for a RP of 2500 yrs.....	56
Fig. 3.5.	Evolution of cracking for increasing earthquake intensities: a) base of typical central pier; b) base of typical end pier; c) joint of typical central pier (EL. 90 m)	62
Fig. 3.6.	Evolution of the sliding safety factor (SSF) for increasing earthquake intensities: a) base of typical central pier; b) base of typical end pier; c) joint of typical central pier (EL. 90 m); d) joint of typical end pier (EL. 90 m)	63

Fig. 3.7.	IDA curves for the steel lifting structure	64
Fig. 3.8.	IDA curves for base tower anchors	66
Fig. 3.9.	IDA curves for accelerations in the steel lifting structure: a) top of piers and towers; b) location of hoists (see Fig. 3.1)	67
Fig. 3.10.	IDA curves for gates	70
Fig. 4.1	Modes fondamentaux de l'évacuateur de crues: a) mode fondamental des vannes; b) mode fondamental de la structure de levage; c) mode fondamental de la structure de béton dans la direction amont – aval; d) mode fondamental de la structure de béton dans la direction rive gauche – rive droite	80
Fig. 4.2	Modes de vibration des différents modèles selon les deux axes horizontaux : a) modèle d'éléments poutres – direction amont-aval; b) modèle d'éléments poutres – direction rive gauche - rive droite; c) modèle d'éléments coques minces – direction amont-aval; d) modèle d'éléments coques minces – direction rive gauche - rive droite; e) modèles d'éléments coques épaisses – direction amont-aval; f) modèle d'éléments coques épaisses – direction rive gauche - rive droite; g) modèle d'éléments solides – direction amont-aval; h) modèle d'éléments solides – direction rive gauche - rive droite.....	82
Fig. 4.3	Interpolation de l'accélération du spectre RP = 5000 ans pour une période de vibration T de 0.01 s (retour à l'APR)	85
Fig. 4.4	Interpolation de l'accélération du spectre RP = 5000 ans pour une période de vibration T de 0.1 s	85
Fig. 4.5	Interpolation de l'accélération du spectre RP = 5000 ans pour une période de vibration T de 0.2 s	86
Fig. 4.6	Interpolation de l'accélération du spectre RP = 5000 ans pour une période de vibration T de 0.5 s	86
Fig. 4.7	Interpolation de l'accélération du spectre RP = 5000 ans pour une période de vibration T de 1 s	87
Fig. 4.8	Interpolation et extrapolation des accélérations spectrales pour RP = 200 ans, 500 ans, 1000 ans et 5000 ans pour T = 0.05 s	88

Fig. 4.9	Spectre horizontal pour RP = 500 ans complété avec Wanitkorkul et Filiatrault (2005) jusqu'à T = 5 s	88
Fig. 4.10	Excentricités e_x et e_y (Vue en plan d'une section rectangulaire sous flexion biaxiale).....	89
Fig. 4.11	Ancrage à la base des tours de la structure de levage : a) ancrage du côté externe; b) ancrage du côté interne	92
Fig. 4.12	Connexion des diagonales et des poutres de la tour au poteau	93
Fig. 4.13	Équipements électriques : a) boîte de commande sur la crête d'un pilier; b) alimentation électrique le long du pont des treuils; c) alimentation électrique le long du pont des treuils et le long d'une tour	94
Fig. B.1	Accélérogrammes pour RP = 200 ans: a) et b) composantes horizontales; c) composante verticale.....	107
Fig. B.2	Accélérogrammes pour RP = 500 ans : a) et b) composantes horizontales; c) composante verticale.....	108
Fig. B.3	Accélérogrammes pour RP = 1000 ans: a) et b) composantes horizontales; c) composante verticale.....	109
Fig. B.4	Accélérogrammes pour RP = 2500 ans: a) et b) composantes horizontales; c) composante verticale.....	110
Fig. B.5	Accélérogrammes pour RP = 5000 ans: a) et b) composantes horizontales; c) composante verticale.....	111
Fig. B.6	Accélérogrammes pour RP = 10 000 ans: a) et b) composantes horizontales; c) composante verticale.....	112
Fig. C.1	Concrete breakout resistance of anchor in tension (CSA A23.3-04)	114
Fig. C.2	“Concrete pryout resistance of anchor in shear” (CSA A23.3-04).....	118
Fig. D.1	Connexion typique dans une tour de la structure de levage (dimensions approximatives).....	121
Fig. E.1.	Vanne selon les plans initiaux : a) vue en élévation de la face aval; b) coupe A-A; c) coupe B-B	128

Fig. E.2. Vanne modifiée pour résister à une charge de glace de 75 kN/m : a) vue en élévation de la face aval; b) coupe A-A; c) coupe B-B..... 129

LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS

a. Sigles

ANCOLD	=	Australian National Committee on Large Dams
ASCE	=	American Society of Civil Engineers
BC HYDRO	=	British Columbia Hydro
CDA	=	Canadian Dam Association
CNRC	=	Conseil National de Recherches du Canada
CSA	=	Canadian Standards Association
CSI	=	Computers & Structures, inc.
EPRI	=	Electric Power Research Institute
FERC	=	Federal Energy Regulatory Commission
HQ	=	Hydro-Québec
ICOLD	=	International Commission on Large Dams
NRC	=	Nuclear Regulatory Commission
OFEG	=	Office Fédéral des Eaux et de la Géologie
SEI	=	Structural Engineering Institute
USACE	=	United States Army Corps of Engineers
USCOLD	=	United States Committee on Large Dams

b. Abréviations

AI	=	Arias Intensity
APR ou PGA	=	Accélération de pointe au rocher (« peak ground acceleration »)
CDFM	=	Conservative Deterministic Failure Margin
C.G.	=	Centre de gravité d'une section

CNBC	=	Code National du Bâtiment du Canada
EDGM	=	Earthquake design ground motion
EF ou FE	=	Éléments finis (« finite elements »)
ENA	=	Est de l'Amérique du Nord
FSG ou SSF	=	Facteur de sécurité au glissement
HCLPF	=	High Confidence of Low Probability of Failure
IDA	=	Analyse dynamique incrémentale
L	=	Composante longitudinale d'un séisme
LS	=	critère « Life safety »
M	=	Magnitude
MDE	=	Maximum Design Earthquake
OBE	=	Operating basis earthquake
PSA	=	Seismic probabilistic safety assessment
PSa	=	Accélération pseudo-spectrale
R	=	Distance hypocentrale
RP	=	Période de retour (« Return Period »)
RSCTH	=	Response Spectrum Compatible Time Histories
SBE	=	Séisme de base d'exploitation
SBM	=	Specific Barrier Model
SGMS	=	Strong Ground Motion Simulation
SMA	=	Seismic margins analysis
SME	=	Seismic margin earthquake
SMD	=	Séisme maximal de dimensionnement
T	=	Période de vibration
T	=	Composante transversale d'un séisme
UHS	=	Uniform Hazard Spectrum (Spectre de calcul à probabilité de dépassement uniforme)
V	=	Composante verticale d'un séisme

LISTE DES SYMBOLES

A	=	Aire d'une section
A_c	=	Aire comprimée d'une section
A_i	=	Aire tributaire d'une masse de Westergaard
A_m	=	Valeur médiane de l'accélération dans le calcul du HCLPF
B	=	Profondeur du nez des piliers
C, c	=	Cohésion
c, c_x, c_y	=	Distance entre le centre de gravité d'une section et le point où on calcule la contrainte
d	=	Largeur d'un pilier d'évacuateur de crues
$E_{\text{long}}, E_{\text{trans}}, E_v$	=	Composantes longitudinale, transversale et verticale d'un séisme
e_x, e_y	=	Excentricité d'une charge axiale par rapport au centroïde d'une section selon les axes x et y
E'	=	Module de Young
f'_c	=	Résistance en compression
f_t	=	Résistance en traction
F_{ylb}, F_{ulb}	=	Valeurs inférieures « lower bound » de la limite élastique et de la capacité à l'ultime de l'acier
F_{ye}, F_{ue}	=	Valeurs moyennes « expected » de la limite élastique et de la capacité à l'ultime de l'acier
H	=	Hauteur de l'eau dans le réservoir
h_1, h_2, h_3	=	Hauteur des masses du modèle d'Epstein
I_x, I_y	=	Moments d'inertie de la section par rapport aux axes x et y

K_4', K_6', K_8'	=	Constantes du modèle d'Epstein
L	=	Demie distance entre deux piliers
L	=	Longueur d'une faille (modèle SBM)
m_1, m_2, m_3	=	Masses du modèle d'Epstein
m_i	=	Masse de Westergaard
M_x, M_y	=	Moments de flexion par rapport aux axes x et y
N_f, N_r	=	Force de traction appliquée et résistance à la traction
P	=	Force axiale verticale appliquée sur une section
R^2	=	Coefficient de détermination d'une régression linéaire
R_f	=	Facteur de réduction sur les périodes
S_f	=	Facteur de réduction sur les accélérations spectrales
W	=	Largeur d'une faille (modèle SBM)
$\tan(\phi)$	=	Coefficient de friction
V_f, V_r	=	Force de cisaillement appliquée et résistance à l'effort tranchant
$V_x, V_y, V_{rés}$	=	Forces horizontales utilisées pour le calcul du facteur de sécurité au glissement
z_i	=	Hauteur des masses de Westergaard
β_r, β_u	=	Incertitudes aléatoire et de modélisation dans le calcul de HCLPF
$\gamma_{concrete}, \gamma_{steel}$	=	Poids volumique du béton et de l'acier
θ	=	Coefficient de corrélation entre deux composantes d'un séisme 3D
ν	=	Coefficient de Poisson
ρ_w	=	Masse volumique de l'eau
ρ_0	=	Rayon d'une fissure dans le modèle SBM
σ_z	=	Contrainte normale
Φ	=	Angle de friction
ϕ	=	Facteur de réduction de la résistance d'un matériau

LISTE DES ANNEXES

ANNEXE A.	MODÈLE À TROIS MASSES D'EPSTEIN.....	104
ANNEXE B.	ACCÉLÉROGRAMMES COMPATIBLES.....	106
ANNEXE C.	EXEMPLE DE CALCUL DES ANCRAGES À LA BASE DES TOURS.....	113
ANNEXE D.	CALCUL PRÉLIMINAIRE D'UNE CONNEXION DANS LES TOURS.....	121
ANNEXE E.	MODIFICATIONS APPORTÉES À LA STRUCTURE DE LA VANNE.....	127
ANNEXE F.	DÉTAILS DU CALCUL DES PRESSIONS HYDROSTATIQUES ET HYDRODYNAMIQUES.....	130

INTRODUCTION

Généralités

Les évacuateurs de crues avec vannes sont des structures très importantes pour la sécurité des aménagements hydroélectriques, puisqu'ils assurent le contrôle du niveau de leur réservoir. Plusieurs de ces structures sont très anciennes et certaines ont été conçues, à l'origine, en ne considérant aucune charge sismique.

Il ne suffit pas de s'assurer que l'intégrité structurale d'un évacuateur de crues sera maintenue suite à un séisme. En effet, l'ouverture rapide des vannes peut être requise pour réduire le niveau du réservoir afin de diminuer les forces sur une structure potentiellement endommagée, par exemple un barrage-poids, et pour permettre son inspection. La rupture d'un ouvrage à l'amont sur la même rivière peut également forcer l'ouverture des vannes afin d'assurer le passage d'un fort débit et ainsi échapper à une rupture en cascade. Dans les deux cas, le bon fonctionnement de l'évacuateur de crues peut éviter des conséquences catastrophiques en termes de vies humaines et de pertes économiques.

Quelques semaines ou mois après un tremblement de terre, l'évacuateur de crues pourrait être nécessaire pour passer une crue. Ainsi, suite à une secousse, on doit pouvoir identifier rapidement des composantes potentiellement endommagées et les réparer dans les meilleurs délais possibles.

Problématique et objectifs

Jusqu'à maintenant, peu de dommages ont été rapportés dans la littérature concernant des évacuateurs de crues soumis à des charges sismiques. Quelques-uns ont cependant subi une évaluation de la sécurité sismique et ont été renforcés (Koltuniuk and Mills-Bria, 2003; Levenq, 1999; Malla et al., 1996; Tinic et al., 1994). Par ailleurs, quelques études ont été effectuées afin de déterminer les modes de défaillances pouvant mener à l'impossibilité d'ouvrir les vannes d'un évacuateur de crues (Patev et Putcha, 2005; Caron et Chouinard, 2007; Ballard et Lewin, 1998).

On recommande de vérifier la performance d'un évacuateur de crues pour au moins deux niveaux de séismes (ICOLD, 2002; ICOLD, 1989) : le Séisme Maximal de Dimensionnement (SMD ou MDE en anglais), pour lequel on doit maintenir le réservoir et le Séisme de Base d'Exploitation (SBE ou OBE en anglais), pour lequel l'évacuateur de crues doit demeurer fonctionnel. Des évaluations de la sécurité sismique détaillées ont été réalisées pour des barrages-poids en béton (Tekie et Ellingwood, 2003; Kostov et al., 2006). Celles-ci constituent une base pour évaluer la sécurité sismique du point de vue de la perte du réservoir. Cependant, aucune étude complète d'un évacuateur de crues incluant les vannes et les structures et équipements de levage n'a été trouvée dans la littérature. De plus, les données quant à la résistance sismique des équipements électromécaniques typiques à ces ouvrages semblent inexistantes. Il est donc très difficile d'évaluer l'intensité du séisme qui rendra les vannes inopérantes et par conséquent, quelles sont les mesures d'urgence à mettre en application à quel moment.

L'objectif principal de ce mémoire consiste à développer une méthodologie pour l'évaluation de la sécurité sismique d'un évacuateur de crues incluant les vannes, ainsi que les structures et équipements de levage. Cette méthodologie (Fig. 1.1) débute avec le développement d'un « success path », qui pourrait se traduire par chaîne d'événements sécuritaires. Il s'agit d'une procédure permettant de prévoir les mécanismes de défaillance d'un système qui est empruntée à l'industrie nucléaire

(ASCE, 2000). Une analyse dynamique incrémentale (IDA) est ensuite effectuée. Cette dernière permet d'obtenir un portrait global de l'évolution des dommages en fonction de l'intensité des séismes et permet de vérifier rapidement l'état prévu de l'installation pour les critères OBE et MDE. Il est aussi possible de fixer d'autres critères de performance. L'application de la procédure proposée est ensuite démontrée à l'aide de l'étude d'un évacuateur de crues de 38 m de hauteur situé au Canada et construit il y a environ 80 ans.

CHAPITRE 1

DÉMARCHE ADOPTÉE POUR LE PROJET DE RECHERCHE ET ORGANISATION DU MÉMOIRE

1.1 Démarche adoptée pour le projet de recherche

Tout d'abord, un choix de six cours pertinents au sujet de la recherche ont été sélectionnés : analyse dynamique des structures (CIV6508), génie sismique (CIV6510), techniques du béton (CIV6505), analyse avancée des structures par éléments finis (CIV6502), compléments de béton armé (CIV6501) et séminaires en mécanique des solides (CIV6904).

Une revue de la littérature a par la suite été entreprise concernant les sujets suivants :

- (i) Les méthodes de modélisation et d'analyse pour les évacuateurs de crues soumis à des charges sismiques,
- (ii) la disponibilité de données concernant la performance sismique des équipements de levage des vannes,
- (iii) les méthodes d'évaluation de la sécurité sismique disponibles, développées à l'origine par l'industrie nucléaire,
- (iv) les séismes de calcul généralement utilisés pour la vérification des barrages-poids et évacuateurs de crues en béton et l'analyse dynamique incrémentale (IDA),
- (v) le développement de spectres de calcul et d'accélérogrammes compatibles.

Par la suite, une méthodologie a été développée pour l'évaluation de la sécurité sismique des évacuateurs de crues avec vannes. Un résumé de cette procédure est illustré à la figure 1.1 et elle est décrite en détails et appliquée à une structure existante dans l'article

soumis à la revue *ASCE Journal of Performance of Constructed Facilities*, qui se trouve au chapitre 3 de ce mémoire.

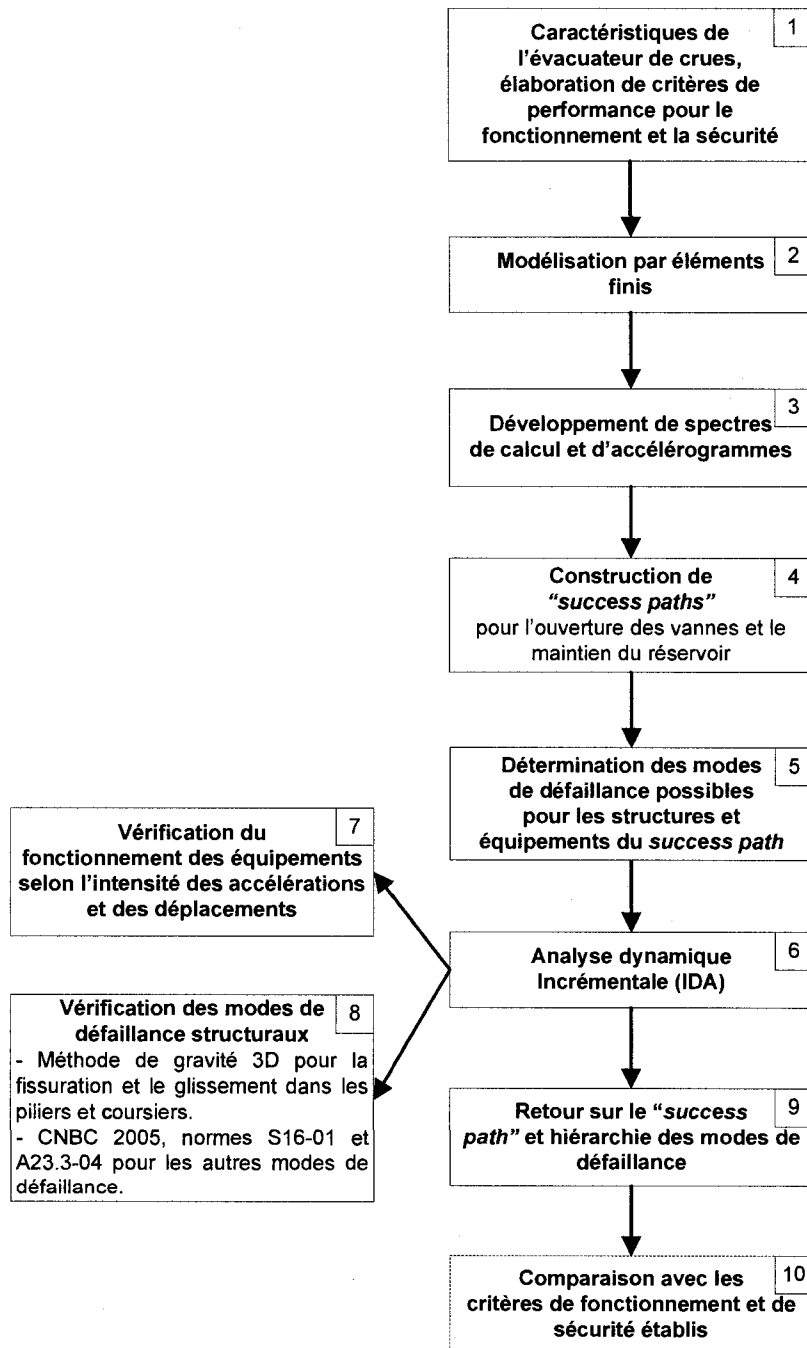


Fig. 1.1 Méthodologie utilisée pour le chapitre 3

1.2 Organisation du mémoire

Ce mémoire comporte d'abord une introduction, identifiant les problématiques et objectifs de ce travail de recherche. On retrouve ensuite au chapitre 1 la démarche adoptée pour le projet ainsi que l'organisation du mémoire. Une revue détaillée de la littérature est proposée au chapitre 2 et établit les bases du projet réalisé. Le chapitre 3 constitue le cœur de ce travail et contient le manuscrit de l'article soumis à la revue *ASCE Journal of Performance of Constructed Facilities* et intitulé « Seismic Saftety Assessment of Gated Spillways ». Le chapitre 4 présente une discussion ainsi que des remarques complémentaires permettant de préciser certains aspects qui ne pouvaient être traités à l'intérieur de l'article, faute d'espace. Finalement, au chapitre 5, on retrouve les conclusions et les perspectives en terme de travaux futurs qui pourraient permettre d'améliorer ou de compléter la procédure proposée au chapitre 3. L'annexe A documente l'effet du modèle à 3 masses utilisé pour représenter la poussée hydrodynamique rive gauche – rive droite. L'annexe B contient tous les accélérogrammes compatibles aux spectres de calcul. Les annexes C et D contiennent des calculs relatifs aux structures de levage en acier de l'évacuateur de crues utilisé comme étude de cas. À l'annexe E, on retrouve les modifications apportées à la vanne originale de l'évacuateur de crues afin d'assurer des conclusions cohérentes au chapitre 3. L'annexe F présente les détails de calcul des pressions hydrodynamiques et hydrostatiques dans la direction amont – aval.

CHAPITRE 2

REVUE DE LA LITTÉRATURE

2.1 Introduction

L'objectif de ce mémoire consiste à évaluer la sécurité sismique d'un évacuateur de crues avec vannes. Les principales étapes de la méthodologie utilisée au chapitre 3 sont illustrées à la figure 1.1. Le présent chapitre présente les éléments de la littérature qui ont servi d'assise pour la réalisation de ce travail. Les aspects relatifs à la modélisation de l'ouvrage (Fig. 1.1, étape 2) de même qu'au traitement des résultats issus des analyses dynamiques pour la structure de béton (Fig. 1.1, étape 8) sont d'abord présentés à la section 2.2. Les éléments pertinents de la littérature concernant les vannes et équipements de levage (base pour la Fig. 1.1, étapes 4 et 5) sont également énoncés. On retrouve ensuite à la section 2.3 les méthodes d'évaluation de la sécurité sismique des centrales nucléaires, qui sont en partie reprises dans la méthodologie présentée au chapitre 3, entre autres pour l'analyse du système (Fig. 1.1, étape 4). Finalement, la section 2.4 concerne le développement des spectres et accélérogrammes (Fig. 1.1, étape 3) requis pour l'analyse dynamique incrémentale (IDA). On y discute également du des analyses IDA (Fig. 1.1, Étape 6) et des séismes adoptés par les normes actuelles comme référence pour l'évaluation des barrages et évacuateurs de crues (base pour la Fig. 1.1, étape 1).

2.2 Évaluation de la sécurité sismique des évacuateurs de crues

Il existe deux méthodes principales permettant d'évaluer les efforts (et contraintes), la fissuration et la stabilité de la structure de béton d'un barrage ou d'un évacuateur de crues. La première et la plus simple est la méthode de gravité, qui peut être

unidimensionnelle ou tridimensionnelle (théorie des poutres). La seconde consiste à analyser la structure à l'aide d'un modèle en éléments finis (EF). Il est également possible de combiner les deux approches, c'est-à-dire d'utiliser un modèles EF pour recueillir les efforts internes dans la structure, puis la méthode de gravité pour le traitement des résultats. C'est d'ailleurs l'approche qui a été préconisée dans le chapitre 3.

2.2.1 Méthode de gravité unidimensionnelle

La méthode de gravité part de l'hypothèse qu'un barrage ou un évacuateur de crues en béton est une structure rigide encastrée à sa base. Un seul plan de rupture est considéré à la fois, généralement un joint de reprise ou l'interface béton-rocher. Les efforts résultants pour ce plan d'analyse sont calculés en utilisant les équations d'équilibre des corps rigides. La théorie des poutres pour les matériaux élastiques et homogènes est ensuite appliquée afin d'établir la distribution des contraintes, qui suit un profil linéaire. Les efforts résultants sont aussi utilisés pour vérifier la stabilité de l'ouvrage, par le calcul de différents indicateurs de performance (facteur de sécurité au glissement, position de la résultante, etc.). Le principal avantage de cette technique réside dans sa simplicité et l'effort de calcul très raisonnable qu'elle requiert. C'est ce qui explique que la norme CDA (2007) recommande son utilisation pour l'analyse de la grande majorité des barrages-poids en béton.

La méthode de gravité unidimensionnelle (1D) classique utilise l'hypothèse d'un état de contraintes planes à cause de la présence de joints de contraction verticaux. Ceci permet à l'analyste d'utiliser une tranche de largeur unitaire pour l'analyse d'un barrage-poids. Pour les évacuateurs de crues, dont la géométrie n'est pas constante sur toute la longueur, il faut plutôt étudier un plot s'étendant entre le centre de deux vannes adjacentes.

Lorsqu'on effectue une analyse par la méthode de gravité 1D, seuls les efforts résultants de forces dans les directions transversale et verticale sont considérés (P , V_y , M_x , Fig.

2.1). Ces efforts sont obtenus tout simplement par la somme vectorielle des forces agissant au-dessus du plan d'analyse (incluant les sous-pressions). Les contraintes normales sont ensuite calculées à l'aide de l'équation 2-1.

$$\sigma_z = \frac{P}{A} \pm \frac{M_x c}{I_x} \quad (2-1)$$

- Où
- P : Force verticale résultante
 - A : Aire de la section horizontale d'analyse
 - M_x : Moment résultant au centre de gravité de la section
 - c : Distance entre le centre de gravité (C.G.) de la section et le point où la contrainte est calculée
 - I_x : Moment d'inertie de la section

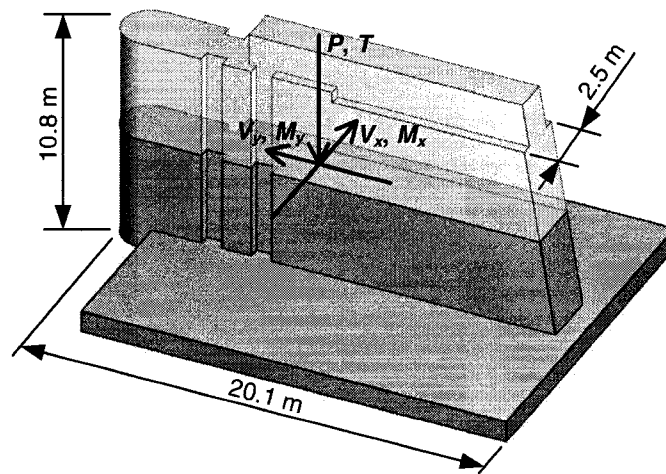


Fig. 2.1 Principe de la méthode de gravité 3D (Stefan, 2007)

Lorsqu'une fissure se développe, une procédure itérative est utilisée pour localiser la nouvelle position de l'axe neutre permettant de rétablir l'équilibre (Leclerc et al., 2001). Il est ainsi possible de calculer l'aire en traction et l'aire en compression de la section.

Parmi les différents indicateurs de performance permettant d'assurer la sécurité et la stabilité des ouvrages, on retrouve le facteur de sécurité au glissement (FSG). Il est calculé à l'aide de l'équation de Mohr-Coulomb suivante pour un plan horizontal (CDA, 2007) :

$$FSG = \frac{CA_c + (P \tan \phi)}{V_y} \quad (2-2)$$

où	C	:	Cohésion
	A _c	:	Surface de la section horizontale en compression
	P	:	Force résultante verticale
	tan ϕ	:	Coefficient de friction
	V _y	:	Force résultante horizontale (direction amont-aval)

Le tableau 2.1 (CDA, 2007) indique les limites à respecter pour le FSG en fonction du type de chargement imposé. Aucun critère n'est énoncé quant au facteur de sécurité à respecter pendant un séisme. La vérification du cas post-séisme est alors considérée suffisante pour assurer la sécurité d'un ouvrage soumis à un tremblement de terre. Par contre, pour réaliser une analyse en condition post-sismique, il faudrait procéder à des études non linéaires pour quantifier la demande en déplacement versus la capacité en déplacement ayant eu lieu pendant le séisme. On est encore très loin de ce type d'approche dans la pratique. C'est pourquoi, dans ce mémoire, on calcule plutôt le FSG minimal pendant la secousse. Comme point de départ, on peut assumer qu'un FSG inférieur à 1 avec des charges dynamiques soutenues serait très hasardeux. C'est d'ailleurs la limite qui était imposée dans la norme CDA (1999) (Tableau 2.2).

Tableau 2.1 Facteurs de sécurité minimaux calculés selon la méthode de gravité (équation 2-2) (CDA, 2007)

Combinaison	Facteur de sécurité au glissement (friction seulement)	Facteur de sécurité au glissement (friction et cohésion)	
		Avec essais	Sans essais
Normale	≥ 1.5	≥ 2.0	≥ 3.0
Inhabituelle	≥ 1.3	≥ 1.5	≥ 2.0
Extrême - Crue	≥ 1.1	≥ 1.1	≥ 1.3
Extrême - Séisme	<i>(Pas de critère défini mais respecter les limites du cas post-séisme)</i>		
Post-séisme	≥ 1.1	<i>(Traiter avec précaution car la surface analysée peut fissurer pendant le séisme, ce qui modifie les paramètres de résistance)</i>	

Tableau 2.2 Facteurs de sécurité minimaux calculés selon la méthode de gravité (équation 2-2) (CDA, 1999)

Type d'analyse	CAS DE CHARGEMENT			
	Normal	Inhabituel (Post-séisme)	Séisme (MDE) ^a	Crue (IDF)
FSG de pointe - pas d'essai	3.0	2.0	1.3	2.0
FSG de pointe - avec des essais	2.0	1.5	1.1	1.5
FSG résiduel	1.5	1.1	1.0	1.3

^a La valeur proposée pour le cas de chargement MDE est basée sur une analyse pseudo-statique.

L'évaluation de la performance du barrage devrait prendre en considération la nature transitoire des excitations sismiques et la réponse dynamique du barrage.

Un autre indicateur de performance important de la norme CDA (2007) est la position de la résultante (Tableau 2.3). Celle-ci sert à évaluer la sécurité au renversement de la structure. La norme est plus permissive pour un cas de chargement sismique, puisqu'une instabilité par glissement se produit généralement avant le renversement. Elle permet même à la résultante de sortir de la section pour de courts instants.

Tableau 2.3 Critère de performance pour la position de la résultante (CDA, 2007)

Combinaison	Position de la résultante
Normale	Pour les nouveaux ouvrages, la résultante devrait être située dans le noyau central de la section (tiers médian pour une section rectangulaire). Pour les anciennes structures, ce critère peut être relaxé si tous les autres critères sont respectés, spécialement le FSG.
Inhabituelle et Extrême	La résultante devrait demeurer à l'intérieur de la section et tous les autres critères de performance doivent être respectés avec les modifications appropriées apportées aux charges (incluant les sous-pressions) et aux propriétés des matériaux. Dans le cas d'un séisme, on peut permettre à la force résultante de sortir momentanément de la section.

Lorsqu'on souhaite analyser la sécurité sismique d'un évacuateur de crues, la méthode de gravité utilisée seule a ses limites. Sans recourir à un modèle d'éléments finis, uniquement deux méthodes d'analyse sont envisageables : la méthode pseudo-statique et la méthode spectrale simplifiée de Chopra adaptée pour les évacuateurs de crues avec vannes (Chopra et Tan, 1989).

La méthode pseudo-statique (ou méthode du coefficient sismique) considère que la structure se comporte comme un corps rigide et ignore sa réponse modale à une sollicitation dynamique. Les forces d'inertie sont obtenues par multiplication de la masse de la structure au-dessus du plan d'analyse par l'accélération sismique, qui est assumée constante et uniforme sur toute la hauteur. Elles sont appliquées statiquement au centre de gravité du bloc étudié. HQ (2003) recommande d'effectuer l'analyse de contraintes à l'aide des forces d'inertie précédentes, mais l'analyse de stabilité est effectuée en appliquant le principe des accélérations soutenues, c'est-à-dire qu'on

multiplie ces forces par 0.5. Les forces d'inertie dues aux accélérations verticales sont généralement obtenues en multipliant par $2/3$ des valeurs précédentes. La méthode pseudo-statique néglige la flexibilité de l'ouvrage et ne donne des résultats précis que pour des structures très rigides. CDA (2007) recommande son utilisation pour une vérification préliminaire et FERC (2002) considère qu'il ne s'agit pas d'une méthode d'analyse acceptable.

La méthode spectrale simplifiée proposée par Chopra et Tan (1989) pour les évacuateurs de crues permet de tenir compte de façon approximative de l'amplification dynamique dans la structure. La réponse du barrage ou de l'évacuateur de crues est calculée selon son mode fondamental de vibration pour une excitation horizontale. Une correction est appliquée pour tenir compte des modes supérieurs. Cette méthode permet aussi d'évaluer de façon approximative l'augmentation de la période de vibration causée par la présence du réservoir et de la fondation. Il s'agit d'une alternative aux analyses spectrales complètes, qui nécessitent l'usage d'un logiciel spécialisé.

Un exemple évident pour lequel la méthode de gravité 1D s'avère inappropriée est le cas d'un évacuateur de crues soumis à un chargement sismique. La composante longitudinale de l'excitation génère alors des efforts non négligeables selon l'axe faible des piliers de l'évacuateur de crues. Ces efforts peuvent donc avoir un impact significatif sur la fissuration et la stabilité de l'ouvrage.

2.2.2 Méthode de gravité tridimensionnelle

Pour un ouvrage sollicité dans la direction longitudinale, la méthode de gravité 1D devient inapplicable et on doit se tourner vers son pendant tridimensionnel (Fig. 2.1). Le calcul des contraintes est alors adapté pour tenir compte d'un problème de flexion biaxiale (Boresi et Sidebottom, 1985) :

$$\sigma_z = \frac{P}{A} \pm \frac{M_x c_y}{I_x} \pm \frac{M_y c_x}{I_y} \quad (2-3)$$

où P est la résultante axiale, A est l'aire de la section, M_x et M_y sont les moments résultants au centre de gravité de la section selon les axes x et y , c_y et c_x sont les distances entre le C.G. et le point où on calcule la contrainte selon les axes x et y et I_x et I_y sont les inerties des sections par rapport aux axes x et y .

Lorsque les contraintes de traction excèdent la résistance du joint, une procédure itérative de propagation de la fissure peut également être appliquée. Cependant, le calcul est un peu plus complexe, car la fissure peut se déplacer selon n'importe quelle direction dans le plan horizontal. Stefan et Léger (2008) proposent une implémentation de la méthode de gravité 3D permettant l'analyse de fissuration de piliers d'évacuateurs de crues soumis à une interaction P - M_x - M_y (Fig. 2.1) incluant les sous-pressions.

Le calcul du FSG est effectué de la même façon que pour la méthode de gravité 1D (équation 2-2), sauf qu'on substitue à V_y la résultante des forces horizontales (équation 2-4), sauf si le glissement est empêché dans l'une des deux directions.

$$V_{rés} = \sqrt{V_x^2 + V_y^2} \quad (2-4)$$

où V_x et V_y sont respectivement les forces horizontales selon les axes x et y et $V_{rés.}$ est la résultante.

La méthode de gravité 3D présente un avantage marqué par rapport à la méthode 1D, puisqu'elle permet d'analyser des structures soumises à un chargement appliqué selon les deux directions horizontales. Toutefois, les méthodes d'analyse sismique applicables sans développer un modèle d'éléments finis demeurent les mêmes. De plus, cette

méthode ne permet pas d'étudier l'effet de la structure de levage en acier et des équipements (treuils) sur la stabilité de l'ouvrage.

2.2.3 Méthode des éléments finis

La méthode des éléments finis consiste à modéliser une structure à l'aide d'un logiciel spécialisé tel que SAP2000 (CSI, 2006). Cette méthode, plus sophistiquée que les deux précédentes, permet d'analyser des constructions ayant une géométrie plus complexe et constituées de structures ayant des rigidités différentes. En effet, contrairement à la méthode de gravité, la compatibilité des déplacements entre les éléments structuraux est assurée. Elle n'est donc pas limitée aux coursiers et piliers en béton. Il est possible d'étudier un évacuateur de crues avec une structure de levage en acier, des équipements et des vannes. On pourrait également modéliser une fondation flexible, ce qui n'a toutefois pas été réalisé dans le présent travail.

Pour modéliser la structure de béton d'un évacuateur de crues avec coursier soumis à une sollicitation sismique 3D, trois types d'éléments finis peuvent être utilisés :

- 1) Les éléments de poutres;
- 2) les éléments de coques épaisses;
- 3) les éléments de solides 3D.

Pour un évacuateur de crues soumis à une sollicitation sismique 3D, un modèle d'élasticité planaire est questionnable, puisqu'il y a un chargement dans la direction rive gauche – rive droite. Miron (1997) présente une étude comparative de l'effet de l'utilisation de différents types de modélisation pour un pilier d'évacuateur de crues soumis à un séisme. Au chapitre 4 de ce mémoire, on retrouve également une comparaison des modes fondamentaux de vibration pour quatre modèles différents de l'évacuateur de crues étudié au chapitre 3.

Pour modéliser le pilier et le coursier de l'évacuateur de crues du chapitre 3, on a choisi d'utiliser un modèle constitué d'éléments de coques épaisses à 4 noeuds. L'élément de coque est formé par l'addition d'un comportement membranaire (contraintes planaires) et d'un comportement de plaque (flexion). Il comporte 6 degrés de liberté à chaque nœud, tel qu'illustré à la figure 2.2. La rotation hors-plan (M_z) constitue cependant un degré de liberté artificiel (« drilling degree of freedom »). Le comportement flexionnel de l'élément de coque épaisse utilise la formulation des plaques de Mindlin, qui inclut les déformations transversales en cisaillement. Celles-ci deviennent importantes dès que l'épaisseur de l'élément coque excède environ 1/10 à 1/5 de la portée (CSI, 2006), ce qui est le cas de l'évacuateur de crues étudié.

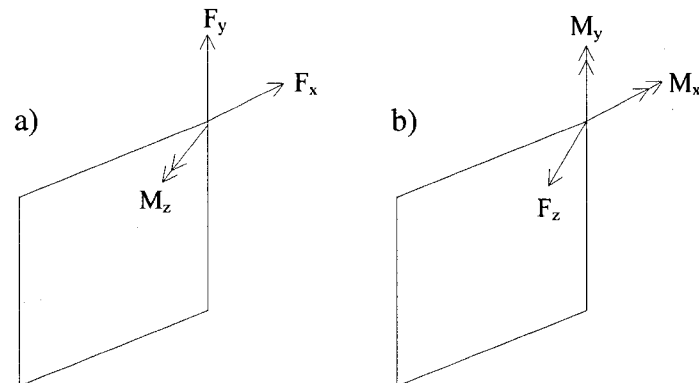


Fig. 2.2 Degrés de liberté d'un élément de coque : a) élément membranaire; b) élément plaque (flexion)

L'utilisation d'éléments finis (EF) de coques épaisses permet une bonne représentation de la structure tout en conservant un nombre raisonnable de degrés de liberté. Les EF de solides 3D auraient certainement permis un gain en précision dans la distribution des contraintes, mais auraient alourdi de façon importante les analyses modales et les analyses dynamiques temporelles. Comme on n'utilise pas le modèle EF pour déterminer la distribution des contraintes dans la structure mais bien pour obtenir une solution en équilibre et les forces internes résultantes, il s'agit d'une approche convenable.

Un avantage majeur de la méthode des éléments finis est qu'elle permet d'avoir recours à des méthodes d'analyse dynamique beaucoup plus sophistiquées. On peut procéder, en ordre de complexité et de précision croissante, à des analyses spectrales, temporelles linéaires et temporelles non linéaires. Cependant, pour évaluer directement le pourcentage de fissuration dans la section, ainsi que le glissement, il faut avoir recours à des analyses non linéaires qui demandent un effort de calcul considérable. De plus, les algorithmes de calcul ne sont généralement pas très robustes lorsque l'on considère des plans de fissuration multiples avec des éléments de contact tout en considérant l'amplification dynamique des forces d'inertie à l'aide de la méthode EF. Pour ce mémoire, on a plutôt opté pour une analyse dynamique linéaire avec la méthode EF. Cependant, les forces résultantes sont utilisées dans un calcul non linéaire simplifié utilisant la méthode de gravité 3D pour déterminer le FSG.

2.2.4 Poussée hydrodynamique et sous-pressions

L'interaction fluide-structure entre le barrage (ou l'évacuateur de crues) et le réservoir est en fait un problème complexe qui peut être traduit plus simplement sous forme de masses et d'amortissement ajoutés. Les masses ajoutées allongent la période de vibration de la structure, ce qui modifie l'ordonnée spectrale correspondante et en conséquence les forces sismiques résultantes. L'amortissement ajouté, attribuable à la réflexion, la réfraction et l'absorption des ondes de pression, réduit la réponse de la structure (USACE, 2003). Une partie des pressions hydrodynamiques est indépendante de la réponse dynamique de l'ouvrage, tandis qu'une autre composante, de moindre intensité dépend de la réponse modale de la structure et varie donc en fonction de ses fréquences de vibration (Fig. 2.3). Tekie et Ellingwood (2003) effectuent une revue des méthodes disponibles pour représenter l'interaction entre la structure et le réservoir. Certaines présentent des solutions dans le domaine des fréquences ou dans le domaine des fréquences et du temps. D'autres méthodes plus simples représentent le réservoir comme une série de masses d'eau attachées en série avec des amortisseurs (ressorts).

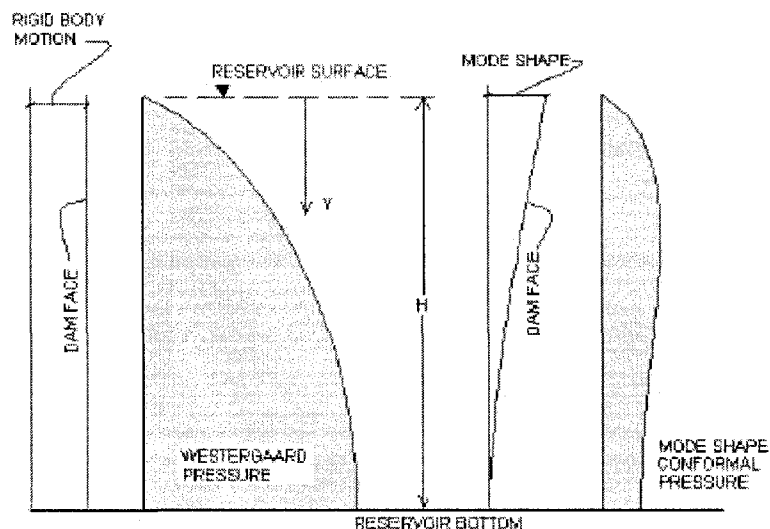


Fig. 2.3 Pression hydrodynamique sur la paroi amont d'un barrage (FERC, 2002)

Pour calculer les pressions hydrodynamiques dans la direction amont-aval, on assume généralement que l'eau dans le réservoir est incompressible, que le réservoir s'étend à l'infini vers l'amont et que le barrage est rigide. On modélise alors les pressions hydrodynamiques à l'aide de masses ajoutées attachées à la paroi amont de l'ouvrage et indépendantes de sa réponse modale (Westergaard, 1931). La distribution de ces masses adopte un profil parabolique. Si l'on subdivise la hauteur (H) de l'ouvrage en un certain nombre (en fonction du degré de précision désiré) de masses (m_i) auxquelles sont associées une aire tributaire (A_i), la valeur d'une masse située à l'élévation z_i par rapport à la base est calculée comme suit pour une paroi amont verticale :

$$m_i = \frac{7}{8} \rho_w \sqrt{H(H - z_i)} A_i \quad (2-5)$$

La figure 2.4 illustre bien le principe de la méthode.

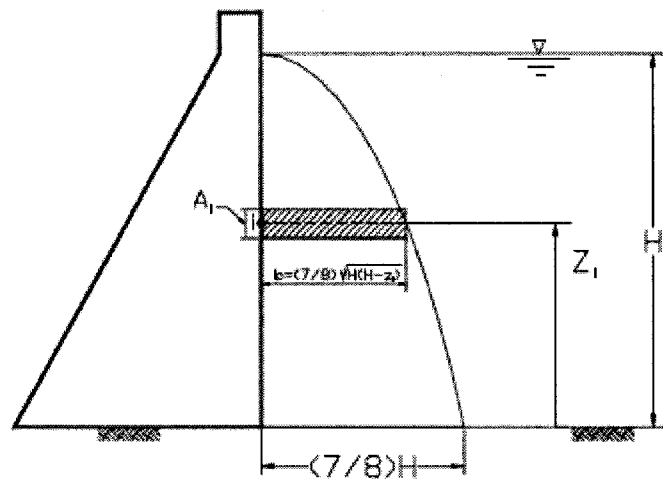


Fig. 2.4 Principe de la méthode de Westergaard pour le calcul des masses ajoutées (USACE, 2003)

L'hypothèse de Westergaard n'est toutefois pas valable pour la représentation des pressions hydrodynamiques agissant entre deux parois relativement rapprochées, comme c'est le cas entre les parois latérales des piliers d'un évacuateur de crues. Dans ce cas, la pression hydrodynamique peut être subdivisée en une pression convective qui représente une partie de l'eau à la surface du réservoir dont le mouvement est déphasé par rapport au mouvement de la structure (« sloshing ») et une pression impulsive. La pression impulsive représente quant à elle la partie du réservoir qui se déplace avec la structure de béton. Epstein (1976) présente un modèle à trois masses permettant d'approximer de façon simple les deux composantes de la pression hydrodynamique entre les parois d'un réservoir. La figure 2.5 illustre le modèle d'Epstein applicable pour un réservoir profond.

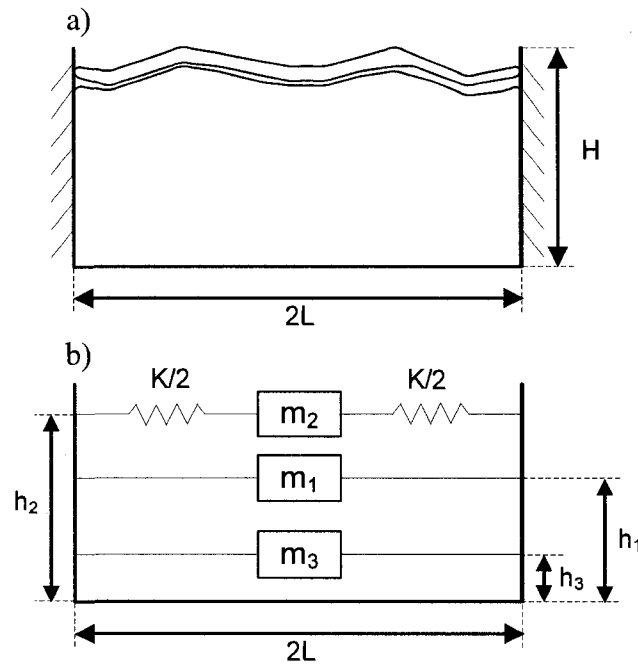


Fig. 2.5 Pression hydrodynamique agissant sur les parois d'un réservoir fermé : a) représentation du réservoir; b) modèle à trois masses de Epstein (1976)

Les équations (2-6) permettant de déterminer la valeur des masses et leur hauteur, ainsi que la rigidité des ressorts associés à la composante convective (Epstein, 1976).

$$K'_4 = 1.064/\alpha; K'_6 = 0.518/\alpha; K'_8 = 1 - \frac{0.525}{\alpha} \quad (2-6)$$

$$m_1 = K'_4 m \text{ et } h_1 = \left(1 - \frac{15}{16\alpha}\right) H$$

$$m_2 = K'_6 m \text{ et } h_2 = K'_8 H$$

$$m_3 = \left(1 - \frac{3}{2\alpha}\right) m \text{ et } h_3 = \left(\frac{1}{2} - \frac{3}{4\alpha}\right) H$$

$$K = \frac{3 \times 9.81 \times m_2^2 \times H}{m \times L^2}$$

où m est la masse d'eau totale dans le réservoir et α est le rapport entre la hauteur du réservoir et la demi-largeur du réservoir (L , Fig. 2.5).

À l'annexe A, on retrouve le calcul des différents paramètres de ce modèle pour l'évacuateur de crues étudié au chapitre 3 de ce mémoire.

Le modèle de la figure 2.5 a été conçu pour déterminer les pressions hydrodynamiques agissant sur les parois d'un réservoir fermé. Ce n'est pas tout à fait la situation qui prévaut entre les piliers d'un évacuateur de crues, mais on peut considérer ce modèle comme une solution approximative. De plus, la contribution de la pression hydrodynamique due à la flexibilité de la structure est encore une fois négligée. Par ailleurs, la masse totale de l'eau comprise entre les piliers est conservée. C'est l'approche recommandée par le guide suisse d'évaluation de la sécurité des barrages (OFEG, 2003), qui ne spécifie pas de détails sur la distribution à adopter.

Lors de l'analyse de fissuration et de stabilité d'un évacuateur de crues, on doit également tenir compte des sous-pressions agissant au niveau du plan d'analyse. Pour un évacuateur de crues muni d'un coursier, on utilise une distribution similaire à celle d'un barrage-poids en béton pour tous les plans d'analyse situés sous le seuil de la vanne. On assumera toutefois une sous-pression constante et égale à la pression hydrostatique amont sur toute la profondeur du nez du pilier (Fig. 2.6).

Pour un plan d'analyse qui intercepte la vanne, on utilise une sous-pression constante et égale à la pression hydrostatique amont jusqu'à la rainure des vannes, puis on adopte un profil conique décroissant linéairement sur une longueur égale à la largeur du pilier, tel que montré à la figure 2.7 (Miron, 1997).

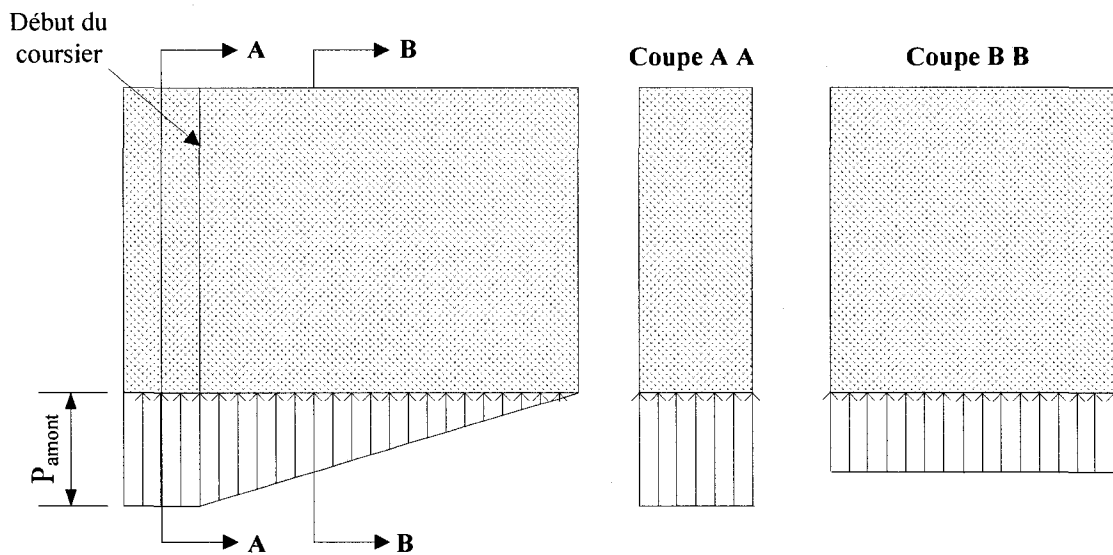


Fig. 2.6 Profil des sous-pressions d'un évacuateur de crues pour un plan d'analyse sous le seuil de la vanne

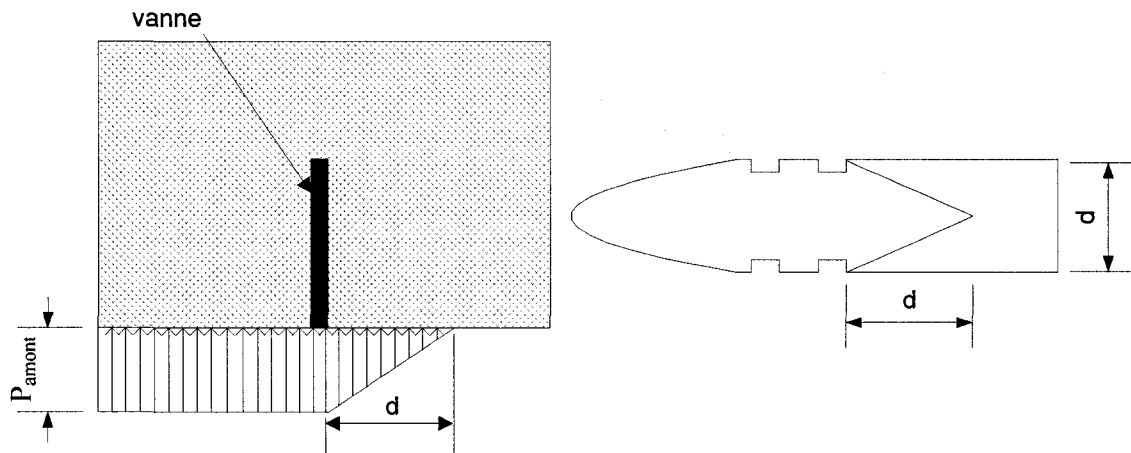


Fig. 2.7 Profil de sous-pressions coniques pour un évacuateur de crues pour un plan d'analyse interceptant la vanne (adapté de Miron, 1997)

En condition sismique, plusieurs normes recommandent de considérer des sous-pressions inchangées et égales aux sous-pressions précédant le séisme (CDA, 2007; USACE, 1995; FERC, 2002; ANCOLD, 1998). En effet, durant un tremblement de terre, s'il y a formation de fissures, elles s'ouvrent et se referment périodiquement. Par

conséquent, l'eau qui s'infiltré est presque aussitôt expulsée. Par contre, en condition post-sismique, il faut tenir compte de l'augmentation des sous-pressions dans les fissures non drainées.

2.2.5 Vannes et équipements de levage

Certains évacuateurs de crues sont munis de vannes dont la géométrie fait en sorte que leur ouverture est réglée uniquement par la hauteur d'eau dans le réservoir, ne nécessitant ainsi aucune source d'électricité externe. Cependant, plusieurs comportent des vannes qui doivent être accompagnées d'un système de levage. C'est notamment le cas des vannes Stoney, dont est muni l'ouvrage analysé dans le cadre de cette étude (Fig. 2.8). L'évacuateur de crues peut alors être doté d'un système fonctionnant à treuil(s) et câbles ou encore à treuil(s) et vis comme c'est le cas pour l'ouvrage étudié dans le présent mémoire (voir Fig. 2.9). L'opération de ces équipements requière la présence d'une superstructure en acier ancrée sur la crête des piliers et constituée de tours et d'un pont permettant l'entreposage et la circulation des treuils (Fig. 2.9b)). Dans certains cas, l'ouverture des vannes est assurée par une grue portique, située à proximité ou encore par un système de cylindres hydrauliques.

La performance sismique des évacuateurs de crues avec vannes est un sujet qui a été, jusqu'à présent, relativement peu abordé dans la littérature, particulièrement en ce qui a trait à la structure de levage et aux équipements électromécaniques. Patev et Putcha (2005) ont développé des *schémas logiques* (voir section 2.3) pour l'évaluation du risque associé à l'opération des vannes, incluant les équipements électromécaniques.

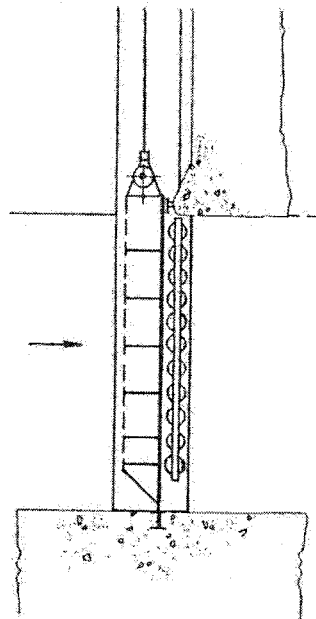
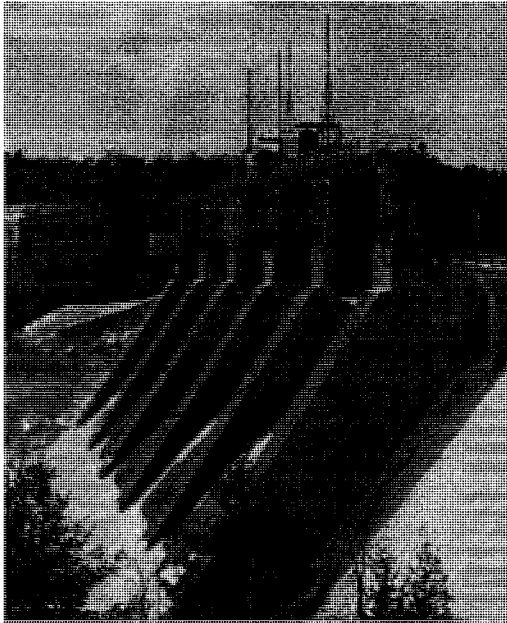


Fig. 2.8 Vanne Stoney (Lewin, 2001)

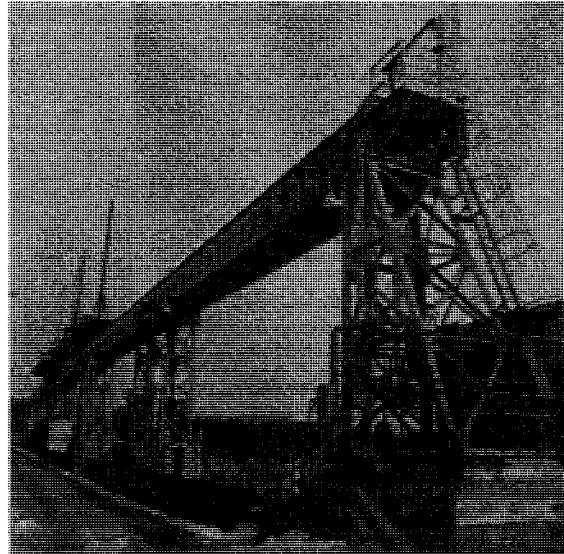
Caron et Chouinard (2007) présentent une méthode pour l'évaluation de la condition d'un évacuateur de crues incluant les vannes et équipements de levage. L'importance et la condition de chacune des composantes principales du système sont évaluées à l'aide d'indices, ce qui permet d'établir une liste de priorités pour les activités d'entretien exécutées sur l'évacuateur de crues. Putcha et Patev (2000) revoient également une variété de méthodes d'évaluation du risque pour les vannes et équipements associés.

Les études précédentes identifient certains des mécanismes de rupture pouvant mener à l'incapacité d'opérer les vannes. Elles ne sont toutefois pas conduites dans le contexte précis d'une étude de risque sismique. Ballard et Lewin (1998) ont développé des schémas logiques pour les évacuateurs de crues avec vannes soumis spécifiquement à des charges sismiques (Fig. 2.10). Le cas particulier des vannes radiales dont l'ouverture est assurée par des cylindres hydrauliques est étudié, mais le principe est applicable à n'importe quel mécanisme de levage.

a)



b)

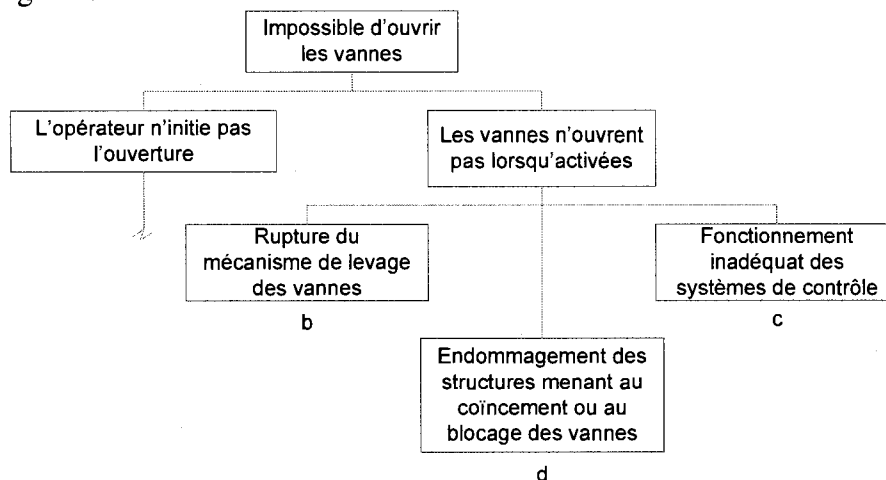


c)



Fig. 2.9 Évacuateur de crues avec vannes muni d'un système de levage à treuils et à vis :
 a) évacuateur de crues étudié; b) structure d'acier et équipements de levage de l'évacuateur de crues étudié; c) vis de levage accrochée à une vanne en position levée pour un autre évacuateur de crues du même type

a) Aperçu générale



b) Rupture du mécanisme de levage

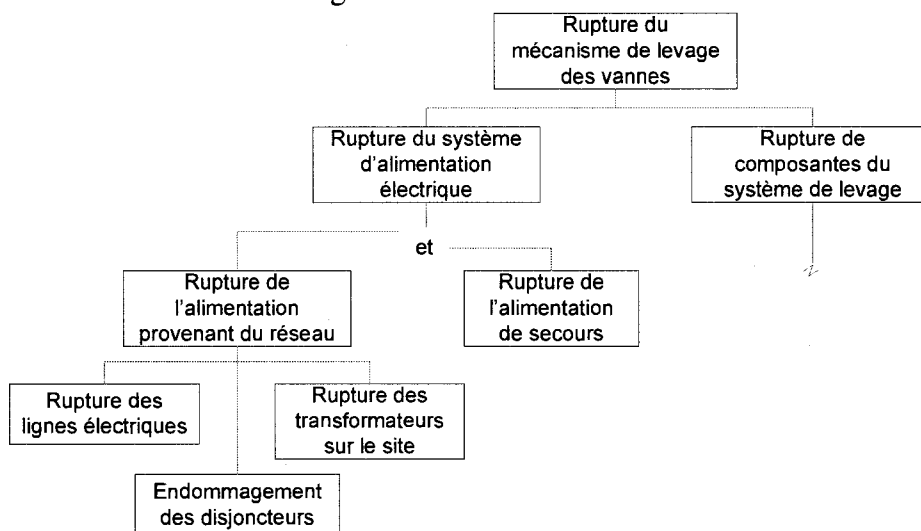
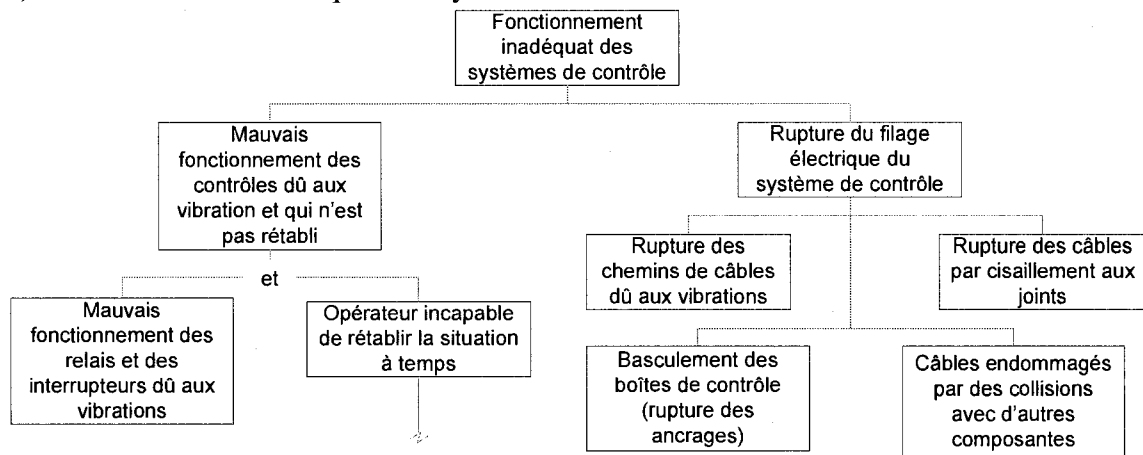


Fig. 2.10 Représentation partielle de l'arbre de défaillance (« fault tree ») développé par Ballard et Lewin (1998) pour l'ouverture des vannes d'un évacuateur de crues en condition post-sismique: a) aperçu générale; b) rupture du mécanisme de levage; c) fonctionnement inadéquat des systèmes de contrôle; d) Endommagement des structures (Suite à la page suivante)

c) Fonctionnement inadéquat des systèmes de contrôle



d) Endommagement des structures

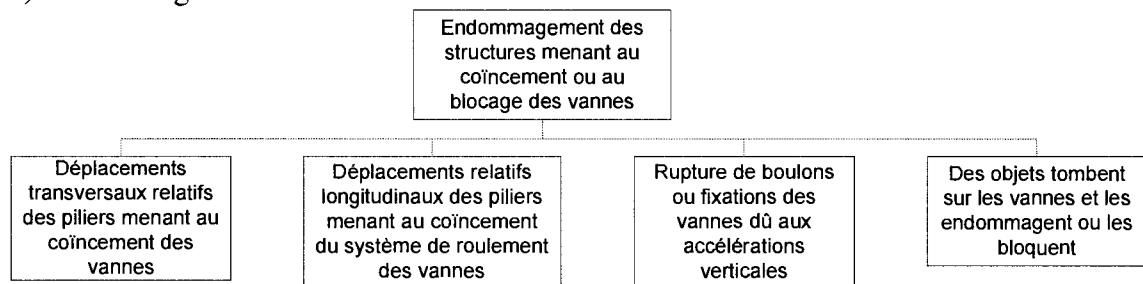


Fig. 2.10 Suite

Les informations issues des documents énumérés précédemment ont permis l'élaboration de la figure 2.11 et du « success path » illustré à la figure 3.3. Cependant, aucune donnée quantifiant la performance sismique des structures et équipements de levage d'un évacuateur de crues n'a été trouvée dans la littérature accessible au public.

L'étude présentée au chapitre 3 concerne seulement les modes de rupture de l'évacuateur de crues et de ses équipements. La possibilité de rupture dans la fondation ou dans les lignes électriques du réseau au sol, attribuable par exemple à des mouvements de terrain, n'a pas été évaluée. Une étude complète devrait tenir compte de ces problématiques.

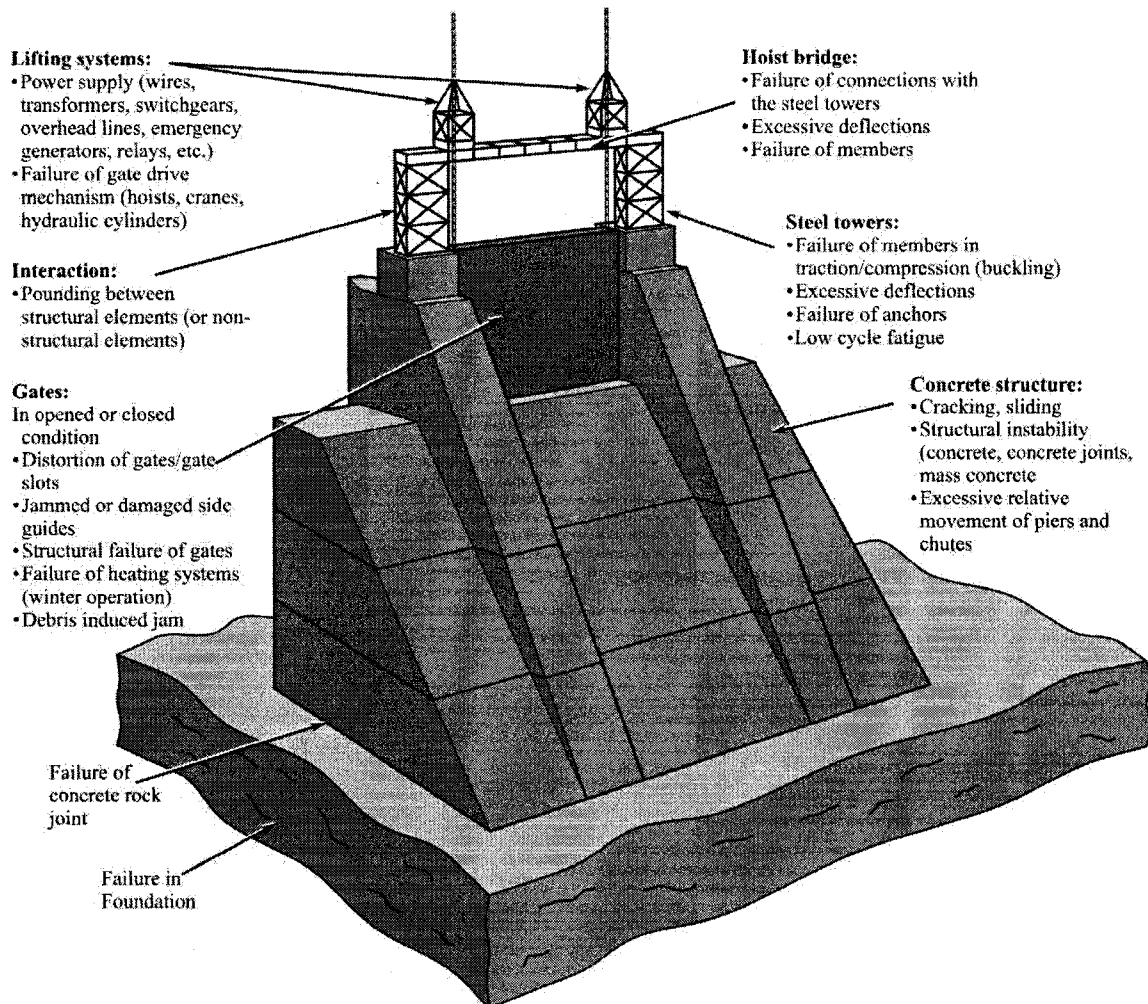


Fig. 2.11 Identification des principaux mécanismes de rupture d'un évacuateur de crues avec vannes soumis à un séisme

2.3 Méthodes d'évaluation de la sécurité sismique des centrales nucléaires

Depuis le milieu des années 1970, un grand nombre de programmes de recherches ont été entrepris pour développer des méthodes pour l'analyse de la sécurité sismique des centrales nucléaires (ASCE, 2000). Une procédure de première génération, appelée « Seismic Probabilistic Safety Assessment » (PSA) a d'abord été proposée. À partir du milieu des années 80, une nouvelle méthodologie, appelée « Seismic Margins Analysis » (SMA) a été mise en place parallèlement par le « Nuclear Regulatory Commission »

[NRC] (Budnitz et al., 1985) et par le « Electric Power Research Institute » [EPRI] (Reed et al., 1991).

2.3.1 Méthode « Probabilistic Safety Assessment »

Le principal objectif de la procédure PSA consiste à obtenir un estimé de la probabilité de rupture d'un système pour différentes intensités de séismes. La méthode vise également l'identification des éléments clés contribuant au risque, c'est-à-dire les structures ayant la probabilité de rupture la plus élevée.

La première étape d'un PSA est le développement de courbes d'aléa sismique (Étape 1, Fig. 2.12), qui représentent la probabilité de dépassement en fonction d'un paramètre sismique tel que l'accélération de pointe au sol (APR ou PGA en anglais). Selon que l'on souhaite ou non tenir compte de l'incertitude de l'aléa sismique, une courbe – le plus souvent la moyenne – ou une famille de courbes associées chacune avec une probabilité (ex. : 15^e centile, médiane, moyenne, 85^e centile) sont construites.

Par la suite, en se basant sur l'expertise des analystes et en s'appuyant sur des analyses de risques réalisées précédemment, on identifie les composantes potentiellement critiques du système (Étape 2, Fig. 2.12). Une inspection approfondie est ensuite réalisée (Étape 3, Fig. 2.12) afin d'éliminer les équipements ou structures qui ne semblent pas problématiques. On doit par la suite construire des courbes de fragilité pour les équipements et structures jugées critiques (Étape 6, Fig. 2.12). Les courbes de fragilité expriment la probabilité de rupture d'une structure ou d'un équipement en fonction du même paramètre que celui utilisé pour les courbes d'aléa sismique. Une fois de plus, une seule courbe ou une famille de courbes peuvent être utilisées. Cette procédure nécessite la connaissance de l'incertitude liée aux paramètres utilisés pour la modélisation et de l'incertitude aléatoire. Par exemple, pour les structures, on doit tenir compte de l'incertitude statistique liée aux propriétés des matériaux. La prise en compte des incertitudes n'est pas une tâche facile et peut nécessiter des essais en

laboratoire et l'avis d'experts. Des données provenant de rapports de qualification sismique, des critères de conception, de séismes passés et d'analyses structurales peuvent être utilisées comme complément pour déterminer la fragilité sismique de certaines composantes typiques. Des spectres de réponse de plancher sont utilisés pour évaluer l'excitation sismique au support des équipements. Par la suite, une analyse de système (Étape 8, Fig. 2.12) est réalisée en utilisant des schémas logiques (« fault trees », « event trees ») afin de déterminer la ou les courbes de fragilité du système global (voir par exemple la figure 2.10). La convolution des courbes d'aléa sismique et des courbes de fragilité du système permet d'obtenir la probabilité de rupture du système pour différentes intensités de séismes. Pour une explication plus complète de la méthode, le lecteur peut se référer à Kennedy et Ravindra (1984).

Les premières PSA ont été effectuées dans l'industrie nucléaire. Plus récemment, elles ont été utilisées pour les barrages-poids en béton (Tekie, 2001; Tekie et Ellingwood, 2003; Kostov et al., 2006). Tekie et Ellingwood (2003) utilisent des distributions normales et uniformes pour caractériser l'incertitude des matériaux, alors que Kostov et al. (2006) effectuent des tests in situ et en laboratoire. BC Hydro (1997) utilise aussi la méthode PSA pour l'évaluation sismique des structures de l'aménagement de *Stave Falls*. Pour les vannes et équipements de levage des évacuateurs de crues, des références utiles sont citées à la section 2.2.5 de ce mémoire. Cependant, aucune étude n'a été trouvée permettant de construire des courbes de fragilité pour les équipements des évacuateurs de crues.

Les principaux avantages de la procédure PSA sont sa rigueur et le grand nombre d'informations qu'elle fournit concernant la vulnérabilité sismique d'un système. Cependant, il s'agit d'une méthode complexe requérant beaucoup de temps et d'expertise. Par ailleurs, la crédibilité de cette approche est souvent critiquée dû à la grande difficulté de quantifier les probabilités de défaillance de chacune des

composantes incluses dans les arbres de défaillance. C'est ce qui a mené au développement d'une seconde procédure, décrite à la section suivante.

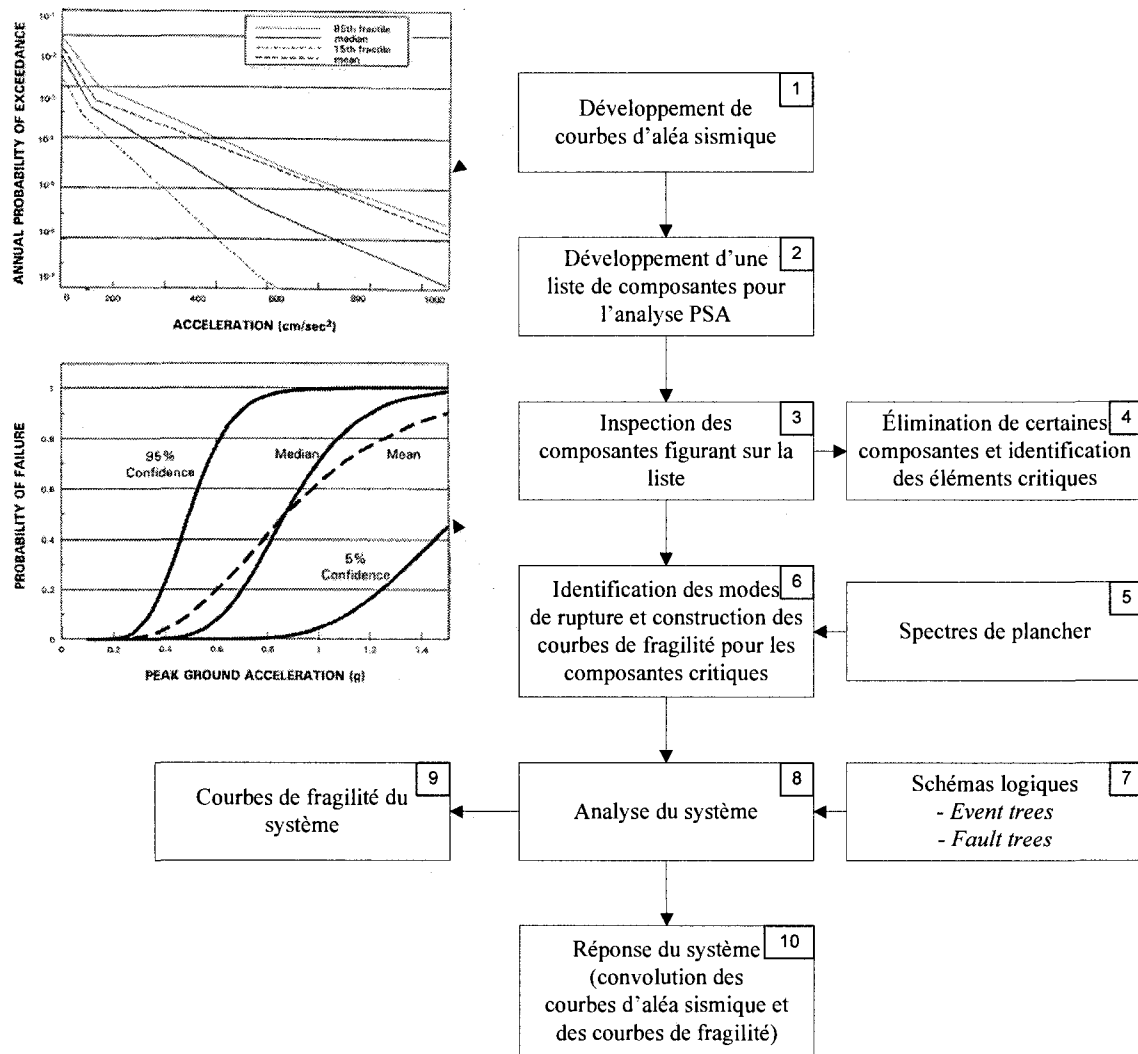


Fig. 2.12 Étapes de la méthode PSA (figures adaptées de Beltrán, 1999)

2.3.2 Méthode « Seismic Margins Analysis »

L'objectif principal de la SMA est d'évaluer la marge qui existe entre le séisme qui compromet la sécurité d'un système et le séisme de conception ou de réévaluation.

La méthode débute avec la sélection du « Seismic Margin Earthquake » (SME). Celui-ci est utilisé pour déterminer quelles composantes seront incluses lors de l'évaluation de sécurité sismique (Étape 1, Fig. 2.13). Le SME choisi doit être au moins aussi sévère que le séisme de conception et est sélectionné de façon à « défier » l'aménagement afin d'identifier tous ses points faibles. Il ne doit cependant pas être si élevé que presque tous les éléments devraient être étudiés. Le tableau A-6 de ASCE (2000) explique quatre alternatives qui peuvent être utilisées pour développer un spectre de calcul correspondant au SME. Ce spectre est généralement développé pour une probabilité de non dépassement unique égale à 84 % (moyenne plus un écart-type) et il s'agit donc d'un estimé conservateur. Les composantes critiques sont ensuite sélectionnées à l'aide d'une analyse de système (Étape 2, Fig. 2.13) effectuée en utilisant soit des schémas logiques (procédure NRC, voir par exemple la figure 2.10) ou des « success paths » (procédure EPRI, voir par exemple la figure 3.3).

Dans le cas de la procédure EPRI, seulement deux « success paths » redondants conduisant au même objectif (par exemple l'arrêt du réacteur dans le cas des centrales nucléaires) doivent être identifiés, au lieu d'une multitude d'arbres de défaillance. On se concentre alors seulement sur la marge de sécurité sismique que chaque composante des « success paths » doit posséder pour assurer la sécurité sismique du système.

Une inspection (Étape 4, Fig. 2.13) ainsi que la performance théorique des différents éléments, qui peut être basée sur d'anciennes PSA, des données de séismes passés, des données génériques ou sur le jugement d'experts sont ensuite utilisées pour identifier les structures et équipements susceptibles d'avoir une résistance sismique inférieure à la demande engendrée par le SME (Étape 5, Fig. 2.13). Seules ces composantes sont retenues pour la suite de la procédure. L'étape suivante consiste à calculer une valeur conservative de la capacité de chacune d'elles (Étape 6, Fig. 2.13). C'est ce qu'on appelle « High Confidence of Low Probability of Failure » (HCLPF). Selon la procédure NRC, le HCLPF correspond à une probabilité de rupture de 5 % sur la courbe

de fragilité ayant un niveau de confiance de 95 % ou à une probabilité de rupture de 1 % sur la courbe moyenne. La procédure EPRI propose plutôt une méthode simplifiée pour l'obtention du HCLPF utilisant un ensemble de directives déterministes (ASCE, 2000), qui se nomme « Conservative Deterministic Failure Margin » (CDFM).

La dernière étape du SMA est de calculer le HCLPF du système, à l'aide du schéma logique ou du « success path » développé au départ (Étape 9, Fig. 2.13). La marge entre le HCLPF du système et le séisme de conception ou d'évaluation peut enfin être établie.

Kennedy (1999) et García-Monge et al. (2001) présentent une revue exhaustive de la méthode SMA. Budnitz et al. (1985) démontrent également l'application de cette technique dans le contexte de l'industrie nucléaire. Ce dernier rapport répertorie un grand nombre de données concernant la fragilité sismique de nombreuses structures et équipements typiques de ce type d'aménagement.

La méthode SMA est beaucoup plus simple que la précédente, parce qu'on n'a besoin que d'un spectre de calcul (celui du SME) plutôt que de courbes d'aléa sismique. De plus, le nombre de composantes à évaluer est considérablement réduit. Par ailleurs, dans le cas de la procédure EPRI, on se concentre uniquement sur les composantes nécessaires pour atteindre l'objectif de performance (arrêt du réacteur ou dans le cas d'un évacuateur de crues, ouverture des vannes ou maintien de la retenue). Par contre, la principale lacune d'une SMA est qu'on obtient une évaluation de la marge de sécurité sismique uniquement par rapport au séisme de conception ou d'évaluation.

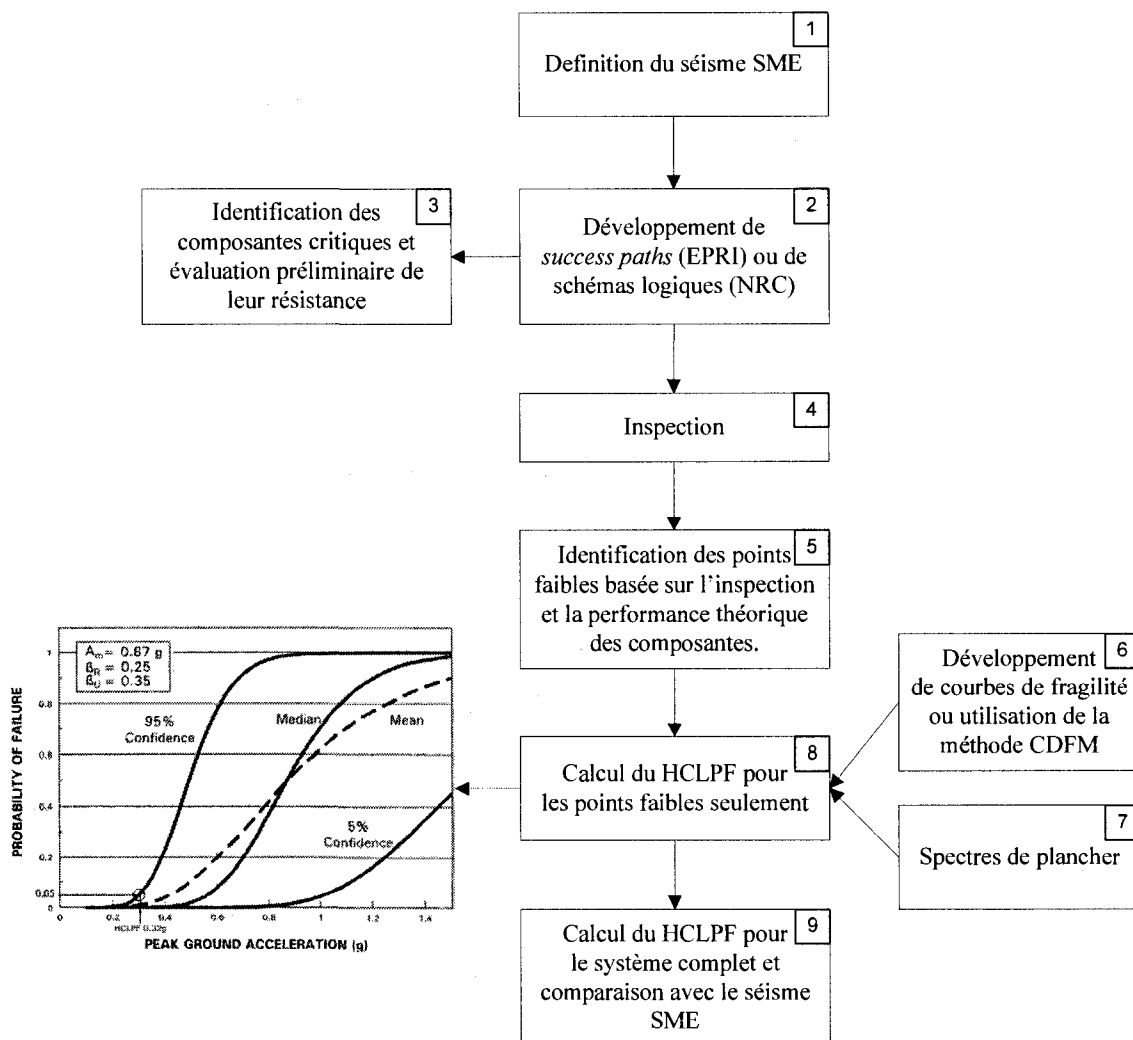


Fig. 2.13 Étapes de la méthode SMA (figure adaptée de Beltrán, 1999)

Cette méthode ne semble pas avoir été adoptée jusqu'à maintenant dans le contexte de l'évaluation de la sécurité sismique des ouvrages hydrauliques. Cependant, le concept de « success path » est une avenue intéressante, puisqu'il permet de se concentrer sur les principaux composants plutôt que de procéder à une analyse de système complexe. Dans le contexte du chapitre 3 de ce mémoire, on a décidé d'adapter cette approche pour l'étude de la sécurité sismique des évacuateurs de crues.

2.4 Développement d'accélérogrammes simulés pour les analyses temporelles linéaires

Cette section présente une revue de la littérature concernant le développement d'accélérogrammes compatibles avec des spectres de calcul. De tels accélérogrammes ont été développés dans le cadre de ce travail afin d'effectuer une analyse dynamique incrémentale (IDA). Cette IDA était nécessaire pour l'évaluation de la sécurité sismique de l'évacuateur de crues sous différentes intensités de séismes. La section 2.4.1 explique d'abord les fondements d'une analyse IDA et la section 2.4.2 présente les séismes utilisés comme bases de vérification pour les barrages et évacuateurs de crues.

2.4.1 Analyse dynamique incrémentale (IDA)

L'analyse IDA consiste à soumettre une structure à plusieurs accélérogrammes correspondant à des intensités croissantes de séismes. Deux options sont alors disponibles : (1) utiliser un seul ensemble d'accélérogrammes (analyse 3D) mis à l'échelle ou (2) utiliser des ensembles d'accélérogrammes distincts. La deuxième option implique davantage de travail, mais est plus rigoureuse d'un point de vue sismologique. En effet, il a été démontré que les caractéristiques d'une excitation sismique (durée, nombre de cycles, etc.) sont sensibles à son intensité (voir la section 2.4.5 de ce mémoire), de sorte que l'utilisation d'un seul ensemble d'accélérogrammes peut mener à des résultats qui ne sont pas toujours réalistes. Pour cette raison, dans le cadre de ce projet, on a choisi des accélérogrammes différents pour chacun des spectres de calcul illustrés à la figure 3.4a) qui correspondent à différentes périodes de retour (RP).

La procédure IDA résulte en une courbe représentant l'évolution d'un paramètre de réponse structurale (variable d'état constituant une mesure des dommages) en fonction d'un second paramètre qualifiant l'intensité d'un séisme. Le plus souvent, on utilise l'accélération ou la vitesse de pointe au rocher ou encore l'accélération spectrale correspondant à la période fondamentale de la structure. Les figures 3.5 à 3.10 de ce mémoire sont en fait des courbes IDA utilisant la RP comme paramètre d'intensité

sismique. Pour les figures 3.5 et 3.6, les PGA correspondantes sont également indiquées. Pour plus de renseignements concernant cette méthode, le lecteur peut référer à Vamvatsikos et Cornell (2002).

2.4.2 Définition des séismes SBE (OBE) et SMD (MDE)

La vérification des barrages et évacuateurs de crues est effectuée pour deux intensités de séismes, le Séisme Maximal de Dimensionnement (SMD) et le Séisme de Base d'Exploitation (SBE).

Le SMD, aussi appelé « Maximum Design Earthquake » (MDE) ou « Earthquake Design Ground Motion » (EDGM), représente l'intensité sismique pour laquelle un barrage doit être conçu ou réévalué. Le barrage ainsi que ses structures connexes (dont les évacuateurs de crues) doivent résister au SMD sans rupture catastrophique, c'est-à-dire sans aucune libération des eaux du réservoir. De lourds dommages et pertes économiques sont toutefois tolérés (CDA, 2007; HQ, 2003; USACE, 2003). Selon CDA (2007), le SMD peut avoir une période de retour variant entre 500 ans et 10 000 ans selon le niveau des conséquences engendrées par la rupture de l'ouvrage, en termes d'aléa sismique moyen. Selon HQ (2001), la probabilité du SMD peut même atteindre 100 000 ans, selon certaines normes à travers le monde. Le SMD actuellement en vigueur au Québec (HQ, 2001) a une période de retour de 2500 ans et est basé sur un spectre de calcul à probabilité de dépassement uniforme (UHS) médian. Selon CDA (2007), l'aléa moyen se situe généralement entre le 65^e et le 75^e centile d'une distribution, alors que la médiane correspond au 50^e centile, ce qui constitue donc une différence significative.

Le SBE ou « Operating Basis Earthquake » (OBE) correspond à un séisme susceptible de se produire durant la vie de l'ouvrage. Suite au SBE, toutes les composantes d'un aménagement hydroélectrique doivent demeurer fonctionnelles. Cela signifie que les divers équipements assurant le fonctionnement des évacuateurs de crues, par exemple,

doivent demeurer opérationnels. USACE (2003) et HQ (2003) recommandent l'utilisation d'une période de retour de 145 ans pour le SBE, ce qui représente une probabilité de dépassement de 50 % en 100 ans. Un choix différent peut toutefois être effectué en fonction de la durée de vie prévue pour une structure et de l'importance des conséquences que sa rupture entraînerait. Par exemple, selon la norme australienne ANCOLD (1998), le SBE devrait avoir une période de retour comprise entre 200 et 1000 ans.

2.4.3 Définition de spectres horizontaux de calcul spécifiques au site

Afin d'obtenir le UHS correspondant à un site particulier, on peut avoir recours à un sismologue, qui utilisera un modèle permettant de décrire le contexte sismique particulier de la zone d'intérêt. Pour l'Est du Canada, deux modèles sont généralement utilisés. Le premier est le modèle historique (H), utilisant des données provenant de séismes passés qui se produisent dans des zones sources. Le modèle régional (R) reflète pour sa part le contexte sismo-tectonique régional, c'est-à-dire les principales structures à la base de l'activité sismique. Pour l'Est du Canada, on retrouve principalement le « Rift Iapétan », qui longe le fleuve Saint-Laurent (HQ, 2001). Un troisième modèle, le modèle robuste, consiste à utiliser le maximum des deux valeurs précédentes. Selon l'option choisie, les résultats peuvent diverger de façon importante.

Lorsqu'on ne peut, pour des raisons économiques par exemple, avoir recours aux services d'un expert, on peut se tourner vers les normes. Toutefois, au Canada et au Québec, la plupart des UHS disponibles correspondent à une période de retour de 2500 ans, MDE fixé par les normes de conception et d'évaluation (HQ, 2001; CNBC, 2005). Ko et Schellenberg (2002) ont cependant développé des spectres horizontaux pour des périodes de retour de 200, 500, 1000, 2500 et 10 000 ans spécifiques au Sud, à l'Est et au Nord-Ouest de l'Ontario, ainsi qu'au Manitoba. À titre d'exemple, les spectres ci-dessous ont été développés pour la région « Ottawa Valley » :

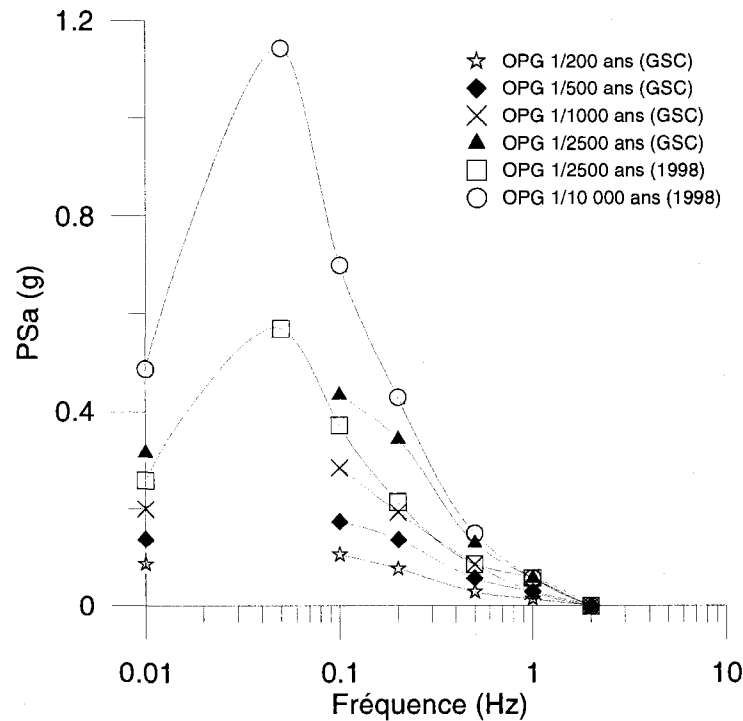


Fig. 2.14 Spectres horizontaux pour la région Ottawa Valley (adapté de Ko et Schellenberg, 2002)

Wanitkorkul et Filiatrault (2005) ont effectué un travail similaire pour la ville de New-York pour des périodes de retour de 200, 500, 1000 et 2500 ans. Atkinson et Elgohary (2007) présentent, pour leur part, une forme spectrale considérée adéquate pour représenter le contenu fréquentiel de UHS ayant des périodes de retour entre 1000 et 100 000 ans et pour des sites situés dans l'Est de l'Amérique du Nord (ENA).

2.4.4 Obtention de spectres verticaux à partir de spectres horizontaux

Il est pratique courante d'obtenir un spectre vertical en appliquant au spectre horizontal correspondant un facteur d'étalonnage unique variant entre 1/2 et 2/3 (CDA, 2007; HQ, 2001). Cette méthode ne tient toutefois pas compte du fait que le contenu fréquentiel de l'excitation verticale est plus élevé que celui de l'excitation horizontale. D'autre part, le

même ratio est utilisé entre le spectre vertical et le spectre horizontal pour des séismes rapprochés et éloignés.

Dans le domaine nucléaire (ASCE, 2000), on propose l'utilisation d'un facteur de $2/3$ pour un spectre de calcul contrôlé par des séismes provenant de sources éloignées. Pour des tremblements de terre rapprochés, on propose d'utiliser au facteur d'au moins 1 pour les périodes de vibration sous 0.2 s, de $2/3$ pour des périodes supérieures à 0.33 s et des valeurs intermédiaires sont employées entre 0.2 s et 0.3 s.

De récentes études (Silva, 1997; Bozorgnia et Campbell, 2004; Bozorgnia et Bertero, 2004) indiquent que pour des séismes se produisant à une distance supérieure à environ 30 km, les ordonnées du spectre vertical sont entre $1/2$ et $1/3$ des ordonnées du spectre horizontal. Pour des séismes se produisant à de très courtes distances (< 30 km) et ayant des magnitudes entre $6\frac{1}{2}$ et $7\frac{1}{2}$, les ordonnées du spectre vertical sont supérieures ou égales à celles du spectre horizontal pour des périodes inférieures à 0.2 – 0.3 seconde. Pour des périodes plus longues, il faut multiplier par des facteurs variant entre $1/2$ et $1/3$.

Une autre méthode fournit des directives plus précises pour tenir compte à la fois du contenu fréquentiel distinct d'une excitation verticale et des différences observées selon la distance du séisme. Il s'agit de la méthode « Shift & Reduce » (Christopoulos et al., 2003). Cette technique consiste à appliquer un facteur de réduction sur les périodes du spectre horizontal (S_f), ce qui a pour effet de décaler le spectre vers de plus faibles périodes (hautes fréquences) de vibration. Ensuite, on applique un facteur de réduction sur les accélérations spectrales (R_f), ce qui réduit l'amplitude du spectre. Pour les séismes de l'Est du Canada, les facteurs proposés par Christopoulos et al. (2003) sont illustrés au tableau 2.3, pour des distances épicentrales respectivement inférieures et supérieures à 30 km. La figure 2.15 illustre l'application de cette méthode, qui a été adoptée au chapitre 3 de ce mémoire.

Tableau 2.4 Facteurs de transformation l'obtention d'un spectre vertical à partir d'un spectre horizontal (adapté de Christopoulos et al., 2003)

Distance épacentrale (km)	S_f	R_f
≤ 30 km	1.55	0.80
> 30 km	1.60	0.55

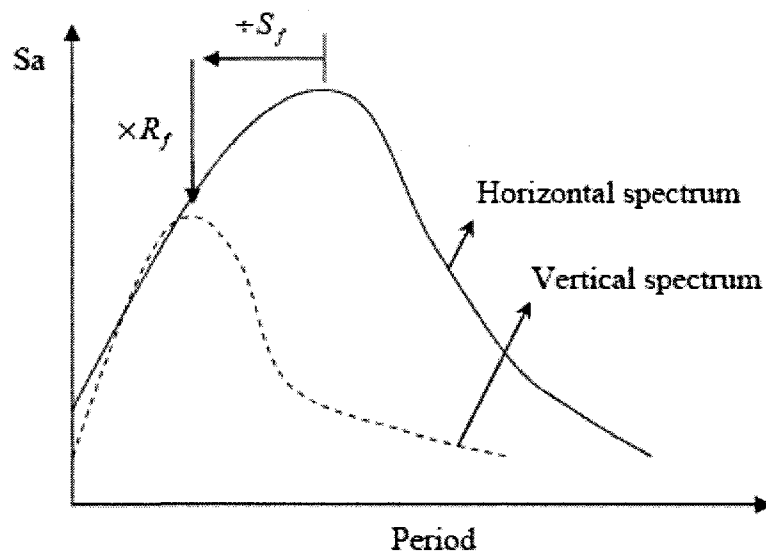


Fig. 2.15 Illustration du concept « Shift (S_f) & Reduce (R_f) » pour l'obtention d'un spectre vertical à partir d'un spectre horizontal (Wanitkorkul et Filiatrault, 2005)

2.4.5 Développement d'accélérogrammes compatibles avec les spectres de calcul

Si l'on souhaite effectuer des analyses dynamiques temporelles sur un ouvrage, des accélérogrammes compatibles avec les spectres de calcul doivent être développés. Pour ce faire, il existe principalement trois méthodes :

- 1) L'utilisation d'enregistrements historiques;
- 2) la génération d'accélérogrammes à l'aide de méthodes stochastiques;
 - a) sans modèle à la source physique;
 - b) avec modèle à la source physique.

La première option consiste à utiliser les accélérogrammes de séismes réels possédant un contenu fréquentiel adéquat en fonction de la zone à l'étude. Par exemple, pour l'Est du Canada, on recherchera un séisme ayant un contenu fréquentiel élevé. Typiquement, pour les accélérogrammes de l'ENA, le rapport entre l'accélération de pointe en g et la vitesse de pointe en m/s devrait être supérieur à 1.2 (HQ, 2003). Un UHS ne peut être reproduit fidèlement par un seul séisme à moins de procéder à une calibration spectrale (voir section 2.4.7 de ce mémoire). Un UHS est effectivement construit à partir du regroupement de paires magnitude (M) – distance (R) ayant chacune leur contribution à l'aléa (voir par exemple Halchuck et Adams, 2003). Toutefois, on peut tenter d'obtenir une bonne compatibilité spectrale sur une plage de périodes de vibration relativement courte. Afin de sélectionner des paires M-R adéquates, il est possible d'utiliser les tableaux proposés par Atkinson et Boore (1995). Ceux-ci donnent des spectres horizontaux sur le roc caractéristiques des séismes de l'ENA pour des magnitudes entre 4.50 et 7.25 et pour des distances hypocentrales variant entre 10 et 500 km. En fonction du spectre de calcul développé, il est donc possible de choisir la paire M-R pour laquelle la correspondance avec le spectre UHS est la meilleure. Atkinson et Elgohary (2007) fournissent également des indications quant aux choix de paires M-R pour des périodes de retour entre 1000 et 100 000 ans pour des sites de l'ENA. Pour bien représenter le spectre UHS sur la plage des courtes périodes, des séismes de magnitude 5.5 à 6.5 se produisant à des distances hypocentrales (R) inférieures à 50 km sont recommandés. Pour la plage des longues périodes, des magnitudes entre 6.5 et 7.5 sont conseillées avec des distances pouvant varier entre 20 et 150 km selon la proximité du site avec les sources de séismes. Atkinson et Beresnev (1998) présentent des scénarios M-R permettant de bien représenter le UHS du Code National du Bâtiment du Canada (CNBC) 1995, qui correspondait alors à une période de retour de 475 ans. Par exemple, pour Québec, Montréal et Ottawa, un M5.5 à R30 km est considéré adéquat pour de courtes périodes de vibration, alors qu'un M7 à R150 km est proposé pour couvrir la plage des longues périodes.

Il existe très peu d'enregistrements historiques possédant des caractéristiques adéquates pour l'ENA et ayant une magnitude supérieure à 5 (voir HQ, 2003). La figure 2.16, provenant du site internet de *Séismes Canada*, illustre bien ce point. Les caractéristiques d'une excitation sismique (principalement son contenu fréquentiel et sa durée) varient considérablement en fonction de la magnitude et de la distance entre la source et le site. Lorsqu'on sélectionne un séisme historique, il faudrait idéalement s'assurer de ne pas avoir à le calibrer (voir section 2.4.7) avec un facteur supérieur à 2 ou inférieur à 0.5 (USACE, 2003; HQ, 2003). Selon USCOLD (1999), l'accélération, la vitesse et le déplacement de pointe d'un séisme historique, de même que sa durée, devraient être inclus dans une plage de -25 % à +50 % des valeurs cibles.

Puisque les enregistrements de séismes antérieurs pour l'ENA sont peu nombreux, il peut être nécessaire de recourir à d'autres méthodes pour obtenir des accélérogrammes présentant des caractéristiques adéquates. Par exemple, il est possible de générer des signaux synthétiques en utilisant une méthode stochastique, constituée de modèles décrivant le spectre des ondes sismiques à la source du séisme, l'atténuation des ondes entre la source et le site et l'amplification des ondes pour tenir compte des conditions du sol (Wanitkorkul et Filiatrault, 2005). Le spectre du séisme à la source peut être basé ou non sur un modèle sismologique physique.

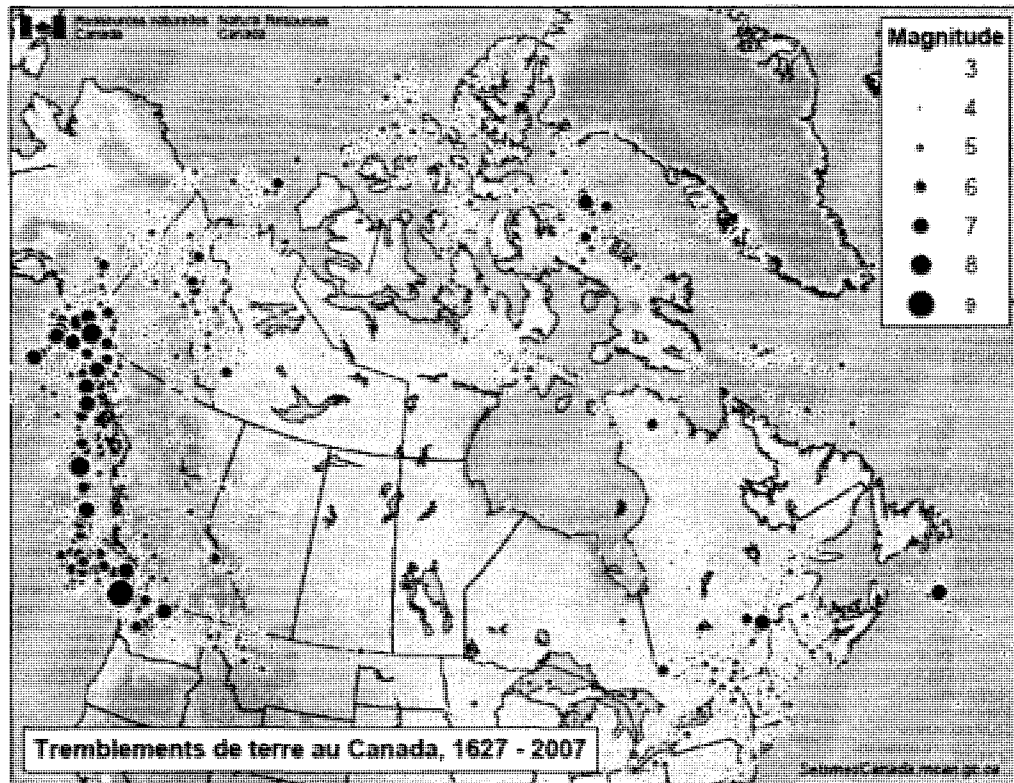


Fig. 2.16 Tremblements de terre historiques du Canada (*Séismes Canada*)

Une technique bien connue sans représentation physique de la source consiste à utiliser du bruit blanc filtré. Le logiciel SIMQKE (Gasparini et Vanmarcke, 1976) est du domaine public et permet de produire de tels accélérographes. Atkinson et Boore (1995) utilisent une variante de cette approche pour générer des spectres horizontaux valides pour l'ENA et correspondant à des scénarios M-R précis. Dans cette étude, l'accélérogramme synthétique final est obtenu par multiplication d'un spectre de Fourier d'amplitude qui dépend de la magnitude et de la distance du séisme (modèle à la source, modèle d'atténuation et filtre) par le spectre gaussien d'un signal de bruit blanc (spectre de phases). Les paramètres décrivant le spectre à la source sont déterminés à partir de relations empiriques. Les signaux générés à l'aide de ces techniques ne reposent sur aucun modèle sismologique physique et leur réalisme est discutable (HQ, 2003).

L'autre approche consiste à utiliser des accélérogrammes simulés à partir d'une représentation déterministe de la source. Parmi les modèles disponibles, on retrouve le « Specific Barrier Model » (SBM), récemment adapté par Halldorsson et Papageorgiou (2005). Celui-ci est basé sur l'hypothèse que les séismes de forte intensité sont le résultat de la contribution cumulative des nombreuses fissures localisées le long d'une faille et dont la rupture est aléatoire et indépendante. La faille ($L \times W$) est représentée par un ensemble de fissures circulaires d'égale diamètre ($2\rho_0$), tel qu'illustré à la figure 2.17. À partir de cette idée, il est possible de développer une équation pour le spectre et la durée de l'excitation à la source. Pour un résumé du modèle et des équations impliquées, le lecteur est invité à consulter Wanitkorkul et Filiatrault (2005).

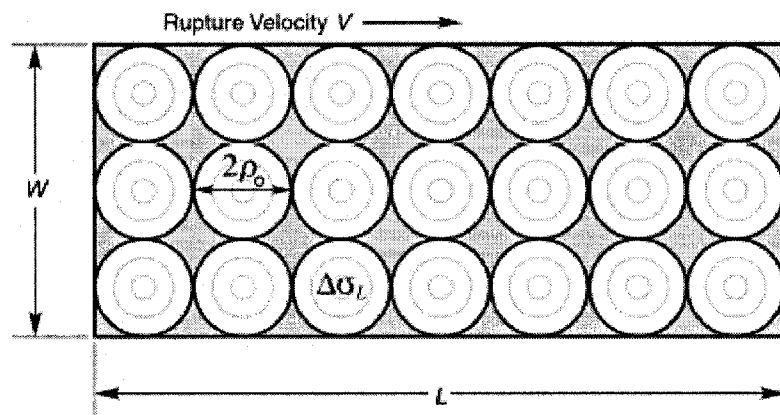


Fig. 2.17 Plan de faille tel que représenté par le SBM (Wanitkorkul et Filiatrault, 2005)

2.4.6 Logiciels permettant la génération d'accélérogrammes simulés 3D

Il existe des logiciels rendus publics permettant de générer des accélérogrammes simulés en utilisant la méthode stochastique et le SBM comme modèle à la source : SGMSv5 et RSCTH (Wanitkorkul et Filiatrault, 2005). Ces logiciels peuvent être téléchargés gratuitement à partir du site internet suivant :

<http://civil.eng.buffalo.edu/engseislab/products.htm>

Le logiciel SGMSv5 (*Strong Ground Motion Simulation*) permet d'obtenir les trois composantes d'une excitation sismique (longitudinale, transversale et verticale) et requiert les paramètres suivants :

- Le régime tectonique (inter-plaques, intra-plaque, extensionnel);
- la magnitude M_w et la distance hypocentrale (R) du séisme;
- le type de sol;
- le type de spectre désiré (accélération, vitesse, déplacement);
- la plage de périodes et le nombre de périodes intermédiaires.

Pour l'Est du Canada, on doit sélectionner le régime tectonique intra-plaque, ce qui indique au logiciel que le site étudié est relativement loin d'une zone de faille. Pour plus d'informations, le lecteur est invité à consulter Halldorsson et Papageorgiou (2004).

Le logiciel RSCTH (*Response Spectrum Compatible Time Histories*) permet de générer un seul accélérogramme à partir des informations suivantes ainsi que d'un spectre-cible prédéfini :

- La région tectonique (Est de l'Amérique du Nord);
- la magnitude M_w et la distance épacentrale (et non hypocentrale) du séisme;
- le coefficient d'amortissement de l'oscillateur;
- la durée de l'excitation (spécifiée ou calculée par le SBM);

RSCTH est basé à la fois sur le SBM et sur une implémentation du code présenté par Deodatis (1996).

Selon *Séismes Canada*, les tremblements de terre de l'Est du Canada ont un foyer situé à une profondeur variant entre 0 et 30 km. Atkinson et Elgohary (2007) proposent plutôt des profondeurs comprises entre 5 et 20 km. Ces données peuvent être utilisées si l'on souhaite traduire une distance hypocentrale en distance épacentrale et vice-versa. Dans ce mémoire, on a choisi d'utiliser une profondeur de foyer de 20 km.

2.4.7 Méthodes de calibration des accélérogrammes et corrections requises

Les accélérogrammes développés à l'aide des méthodes proposées à la section 2.4.5 nécessitent la plupart du temps une calibration afin d'améliorer leur degré de compatibilité avec le spectre-cible.

La calibration peut être effectuée par l'application d'un facteur d'étalonnage unique, c'est-à-dire qu'on divise ou multiplie l'accélérogramme pour que son spectre corresponde approximativement au niveau de l'UHS. On peut par exemple effectuer la calibration sur l'accélération de pointe au rocher, sur la vitesse de pointe ou encore sur une accélération spectrale particulière (par exemple la période fondamentale de vibration de la structure analysée). Alternativement, on peut appliquer un facteur permettant de minimiser l'aire entre le spectre-cible et le spectre du séisme pour une certaine plage de périodes.

Un degré de compatibilité plus élevé peut être obtenu en réalisant un étalonnage sur le spectre, ce qui peut être effectué dans le domaine des fréquences ou dans le domaine du temps. Dans le domaine des fréquences, la procédure (recommandée par CSA, 2003) consiste à ajuster les coefficients des séries de Fourier caractérisant l'accélérogramme afin que son spectre s'approche du spectre cible. Les angles de phase ne sont pas modifiés par cette opération. L'équivalent dans le domaine du temps consiste à ajouter ou soustraire des ondulations de durée finie au signal de départ afin d'obtenir un contenu fréquentiel plus semblable à celui de l'UHS (Abrahamson, 1992). Cette deuxième technique permet parfois d'obtenir un meilleur degré de compatibilité.

Selon CDA (2007), il est préférable d'effectuer l'étalonnage d'un accélérogramme à l'aide d'un facteur de calibration unique. On préserve ainsi le caractère naturel de l'enregistrement, c'est-à-dire qu'on conserve les pics et les creux du spectre de réponse. Par contre, un plus grand nombre d'enregistrements est requis pour obtenir en moyenne un spectre de réponse représentatif de l'UHS. Pour une analyse linéaire, USACE (2003)

recommande l'utilisation de 3 accélérogrammes pour chaque composante de l'excitation si le contenu fréquentiel n'est pas ajusté et d'un seul si on a modifié le contenu fréquentiel de manière à obtenir une très bonne compatibilité. Dans ce dernier cas, les ordonnées du spectre de réponse ne doivent jamais être inférieures de plus de 15 % à celles du spectre cible sur la plage de périodes d'intérêt. HQ (2003) est plus strict à cet égard, puisque dans le cas où on utilise un seul accélérogramme, on demande de s'assurer que les ordonnées spectrales ne sont jamais inférieures de plus de 5 % à celles du spectre cible. CDA (2007) suggère pour sa part d'utiliser 3 à 7 ensembles de séismes, mais indique qu'il peut être adéquat d'en utiliser moins pour les analyses linéaires effectuées avec des accélérogrammes présentant une bonne compatibilité avec le spectre cible. À l'internationale, les normes suisse et australienne (ANCOLD, 1998; OFEG, 2003) recommandent d'utiliser 3 accélérogrammes peu importe le type d'analyse effectué. Malgré une certaine variabilité entre les recommandations des diverses normes, on peut conclure que l'utilisation d'un seul accélérogramme calibré près du spectre-cible par composante d'un séisme est satisfaisante dans le contexte d'analyses dynamiques linéaires préliminaires pour statuer sur la réponse sismique d'un ouvrage.

Les signaux synthétiques ou simulés requièrent la plupart du temps une correction (« baseline correction »). Ces séismes ne sont pas naturels et il est très fréquent que la vitesse, le déplacement final et la vitesse moyenne ne soient pas nuls, ce qui est habituellement le cas en réalité. La figure 2.18 illustre la différence de l'historique des déplacements et des vitesses avant et suite à une telle correction. *Seismosignal*, un logiciel qui peut être téléchargé gratuitement sur le web à l'adresse suivante, permet d'effectuer cette opération facilement :

<http://www.seismosoft.com/index.htm>

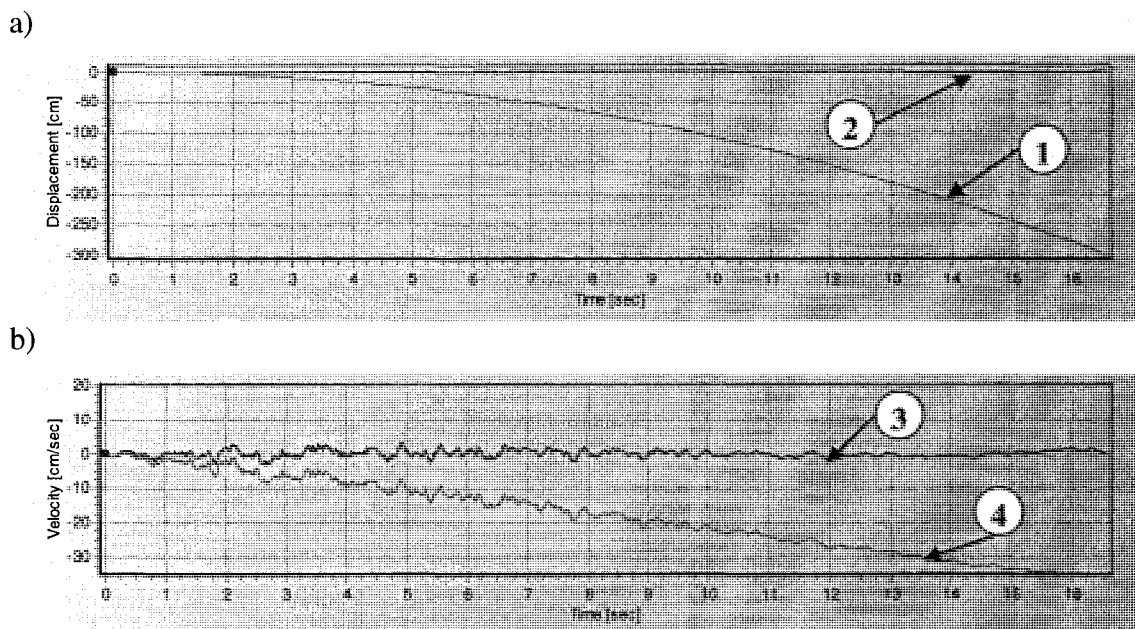


Fig. 2.18 Modification des propriétés du signal par l'application du *baseline correction* : a) correction du déplacement final; b) correction de la vitesse finale et de la vitesse moyenne (*logiciel Seismosignal*)

- | | |
|-------------------------|----------------------|
| (1) déplacement initial | (3) vitesse initiale |
| (2) déplacement corrigé | (4) vitesse corrigée |

Pour effectuer la correction, on utilise la méthode de calibration des moindres carrés. On choisit le polynôme (degré 0 à degré 3) permettant de mieux représenter l'historique de vitesse. Une fois le polynôme construit, il est dérivé pour obtenir une trace d'accélération qui est par la suite retirée du signal initial de façon à obtenir une vitesse finale nulle. La vitesse moyenne ainsi que le déplacement final sont corrigés par le fait même.

2.4.8 Vérification de l'indépendance des accélérogrammes

Les maxima des trois composantes d'une excitation sismique ne surviennent généralement pas aux mêmes pas de temps. Pour bien reproduire cette caractéristique, il est important de vérifier l'indépendance statistique des accélérogrammes d'un ensemble

3D. Pour ce faire, on calcule le coefficient de corrélation, qui correspond en fait au cosinus de l'angle entre les deux signaux. On utilise l'équation 2-7.

$$\theta = \frac{\vec{TH}_1 \cdot \vec{TH}_2}{|\vec{TH}_1| \cdot |\vec{TH}_2|} \quad (2-7)$$

Où \vec{TH}_1 et \vec{TH}_2 sont deux composantes d'un ensemble 3D et θ est le coefficient de corrélation.

Pour chaque pas de temps, on effectue le produit des accélérations des deux composantes en conservant les signes (1) et en valeurs absolue (2). La somme des (1) divisée par la somme des (2) donne le coefficient de corrélation recherché.

Selon USCOLD (1999), θ calculé entre deux composantes horizontales d'un séisme devrait être de l'ordre de 0.1. Christopoulos et al. (2003) suggère des valeurs de 0.25 et 0.12 entre un accélérogramme horizontal et l'accélérogramme vertical correspondant pour des distances épicentrales respectivement inférieures et supérieures à 30 km.

2.5 Présentation du chapitre 3

Comme on a pu le constater au cours de ce chapitre, l'analyse sismique d'un évacuateur de crues incluant son système de levage est une tâche complexe qui fait appel à des notions issues de plusieurs disciplines : la sismologie, la structure et également la mécanique et l'électricité. Au chapitre 3 de ce mémoire, on présente une nouvelle méthodologie pour l'évaluation de la sécurité sismique d'un évacuateur de crues. On a décidé de retenir la notion de « success path » telle que proposée dans l'analyse SMA, étant donné sa simplicité et son efficacité. On souhaitait toutefois conserver l'approche de l'analyse PSA, selon laquelle plusieurs intensités sismiques sont étudiées. La démarche choisie est cependant un peu différente. On emploie plutôt une analyse IDA

réalisée avec des spectres de calcul représentant six RP différentes : 200 ans, 500 ans, 1000 ans, 2500 ans, 5000 ans et 10 000 ans.

CHAPITRE 3

“SEISMIC SAFETY ASSESSMENT OF GATED SPILLWAYS”

Auteurs : Annie Limoges et Pierre Léger

Article soumis pour publication dans la revue ASCE Journal of Performance of Constructed Facilities (soumis le 31 mars 2008).

3.1 Introduction

Gated spillways are essential appurtenant structures to control the reservoir water level in several hydroelectric facilities (Fig. 3.1). Following a seismic event, quick opening of the gates might be required to lower the reservoir reducing the loads acting on a damaged structure or in the case where a severe incident occurs at a dam located upstream on the same river (Ballard and Lewin 1998).

The Shi-Kang spillway, in the 1999 Taiwan Earthquake, was cut in a half due to the seismic motion of an underlying fault. Earthquake damage has also been reported for the Ambuklao spillway in the Philippines due to pounding of the spillway bridge girders and piers and permanent residual displacements of the order of 50 cm occurred (ICOLD, 2001). Spillways have been assessed and strengthened for seismic events (Koltuniuk and Mills-Bria 2003, Levenq 1999, Malla et al. 1996, Tinic et al. 1994). However data on earthquake seismic capacity of electro-mechanical components (i.e. gate lifting equipment and power supply) and supporting steel towers and hoist bridges are very scarce. Performance-based seismic evaluation of hydraulic structures is in its infancy. Tekie and Ellingwood (2003) presented a methodology for seismic fragility sliding

assessment of concrete gravity dams for different amounts of allowable slip (3 mm to 152 mm). Comprehensive seismic performance-based studies for gated spillways are lacking in the literature.

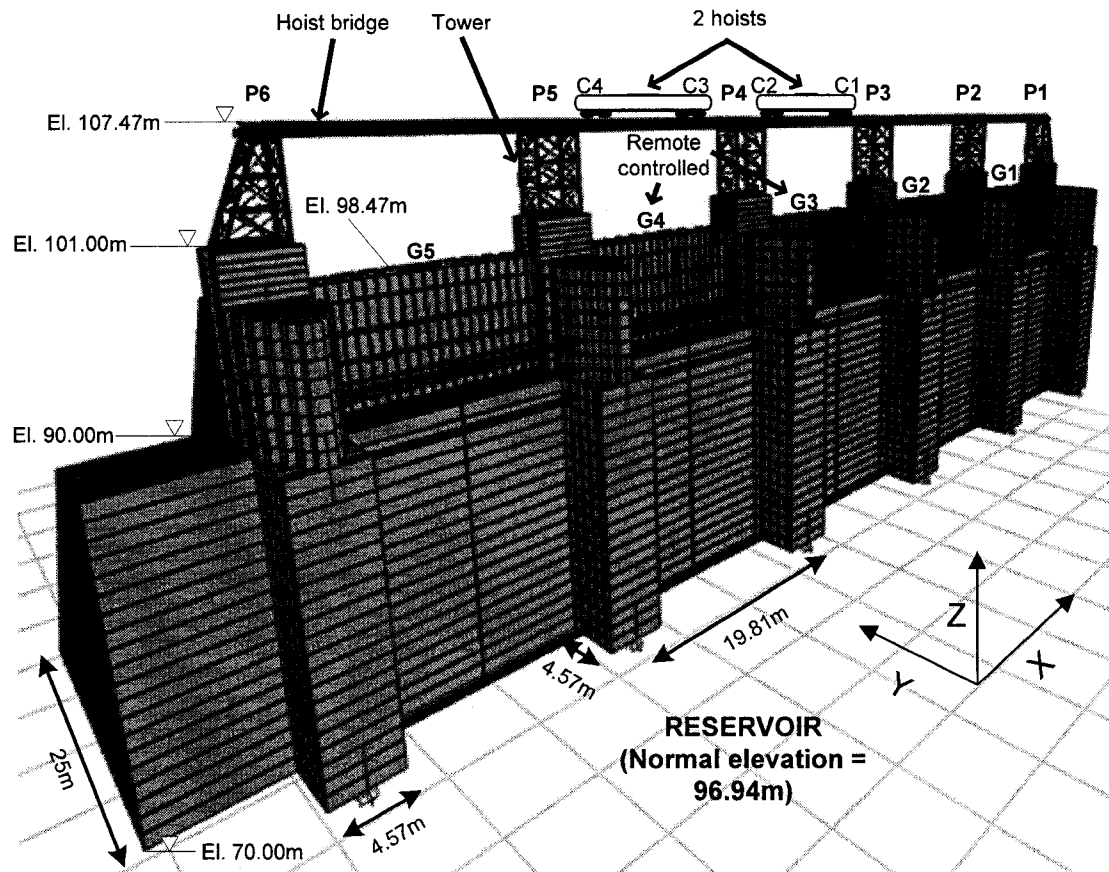


Fig. 3.1. Spillway analyzed

The seismic performance of gated spillways should be assessed considering at least two earthquake intensities (ICOLD 2002, ICOLD 1989), the Operating Basis Earthquake (OBE) and the Maximum Design Earthquake (MDE). The Return Period (RP) of the OBE could vary approximately from 100 yrs to 200 yrs. ICOLD (1989) mentions that for the OBE the damage should be easy to repair and the dam, appurtenant structures and equipments should remain functional. The MDE has a RP that may vary from approximately 500 yrs to 10 000 yrs or even more depending on the consequences of

failure and the tolerance to risk in a particular socio-economic environment (ICOLD 1989, CDA 2007). The MDE intensity, related RP and associated performance requirements, could vary among the different components of the spillway. For example, Levenq (1999) uses a RP of 3000 yrs for the gate supporting towers and bridge (non water-retaining structures) and a RP of 10 000 yrs for water-retaining structures.

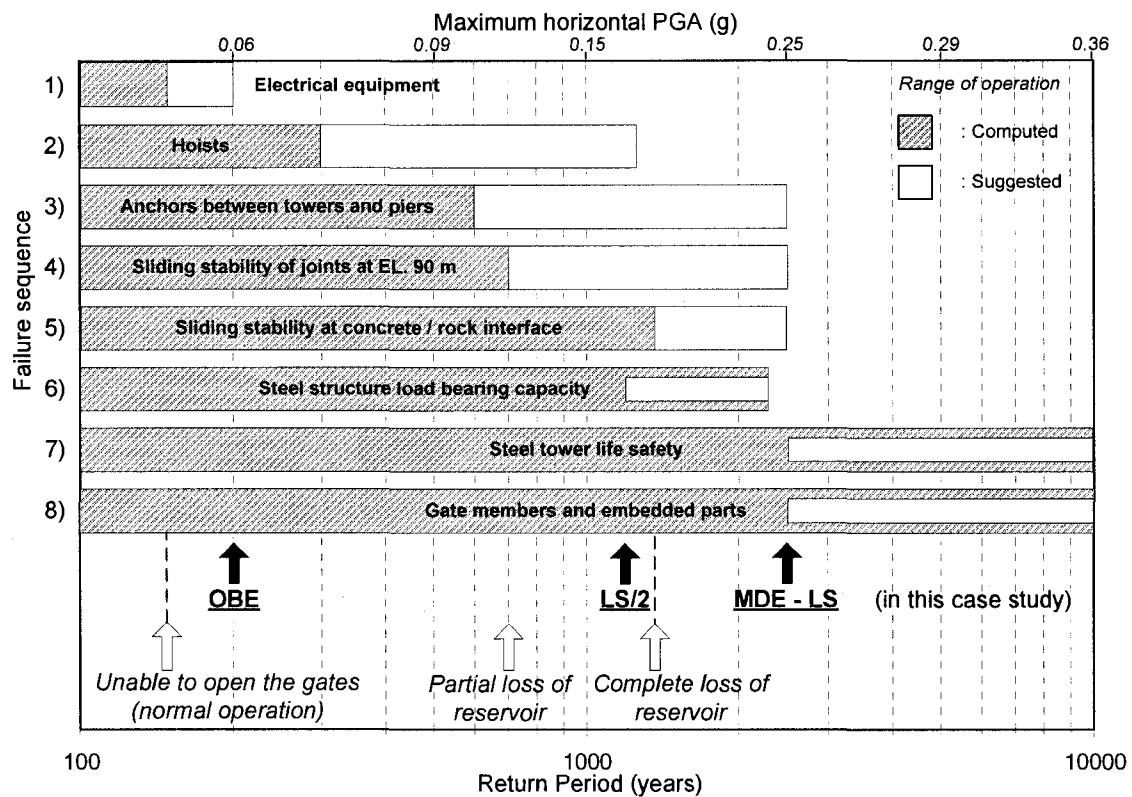


Fig. 3.2. Hierarchy of damages for increasing ground motion intensity

This paper presents a global seismic safety assessment methodology of gated spillways that has been adapted from the Seismic Margin Assessment Methodology (SMA) used for nuclear power plants (ASCE 2000). As in SMA, a success path (Fig.3.3) has been identified to operate the gates and retain the reservoir. However, incremental dynamic analyses (IDA) have been performed to define the evolution of damage with ground motion intensity (Vamvatsikos and Cornell 2002). A case study is presented to illustrate

the application of the proposed approach considering an actual 38 m high gated spillway located in Canada, and built about 80 yrs ago. Fig. 3.2 indicates the hierarchy of failure mechanisms that might occur as the ground motion intensity is increased for this spillway.

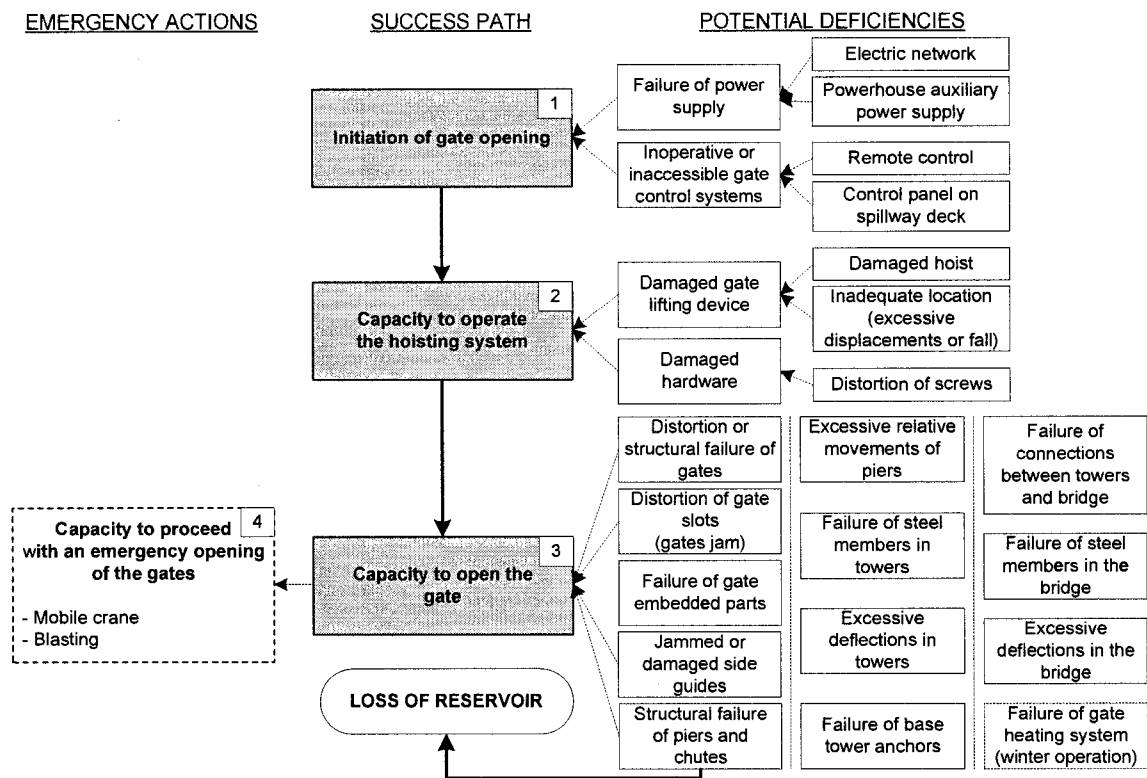


Fig. 3.3 Success path to open gates

3.2 Three-Dimensional Ground Motions for Seismic Safety Evaluation

3.2.1 Horizontal and Vertical Spectra for Different Return Periods

Transient IDA are performed using three-dimensional (3D) response spectra compatible ground motion accelerations at six RP ranging from 200 yrs (OBE) to 10 000 yrs. In Canada, dam safety guidelines specify a MDE with a RP ranging from 500 yrs to 10 000 yrs according to the dam risk classification (CDA 2007). The horizontal spectra used in this project are adapted from Eastern North America seismic data provided by (a) Ko and Schellenberg (2002) for Ottawa Valley, and (b) Wanitkorkul and Filiatrault (2005).

Vertical spectra were obtained using the shifted and reduced horizontal spectra, as described by Wanitkorkul and Filiatrault (2005). The resulting horizontal and vertical spectra are shown in Fig 3.4.

3.2.2 Spectrum Compatible Ground Motion Time Histories

The number of historical strong motion accelerograms available in Eastern North America (ENA) is very limited. Intensity, frequency content and duration of ground motions vary significantly according to moment magnitude (M) and hypocentral distance (R) to the site. For these reasons, simulated response spectrum compatible ground motion time histories were generated as follows. First, a small number of realistic ENA M-R scenarios on rock sites were selected for each horizontal spectrum, using data provided by Atkinson and Boore (1995). Then, for each RP, the M-R scenarios for which the spectrum was the closest to the target-spectrum were pre-selected. Orthogonal sets (Longitudinal L, Transverse T and vertical V) of three artificial ground motions were simulated for each scenario. The methodology used to generate the time histories is similar to the one described in Wanitkorkul and Filiatrault (2005). Following series of simulations, the ground motions having the best matching response spectra for each RP were retained.

The records were adjusted to closely match the target spectra according to the iterative procedure recommended in CSA (2003) by mathematical reduction or raising of the Fourier series coefficients representing the accelerogram while preserving the phase angle. A baseline correction was then applied to each accelerogram. The statistical independence of the three components within each set of time histories was verified. It was considered sufficient to use only one 3D set of closely matched spectrum compatible time histories to demonstrate the application of the proposed methodology.

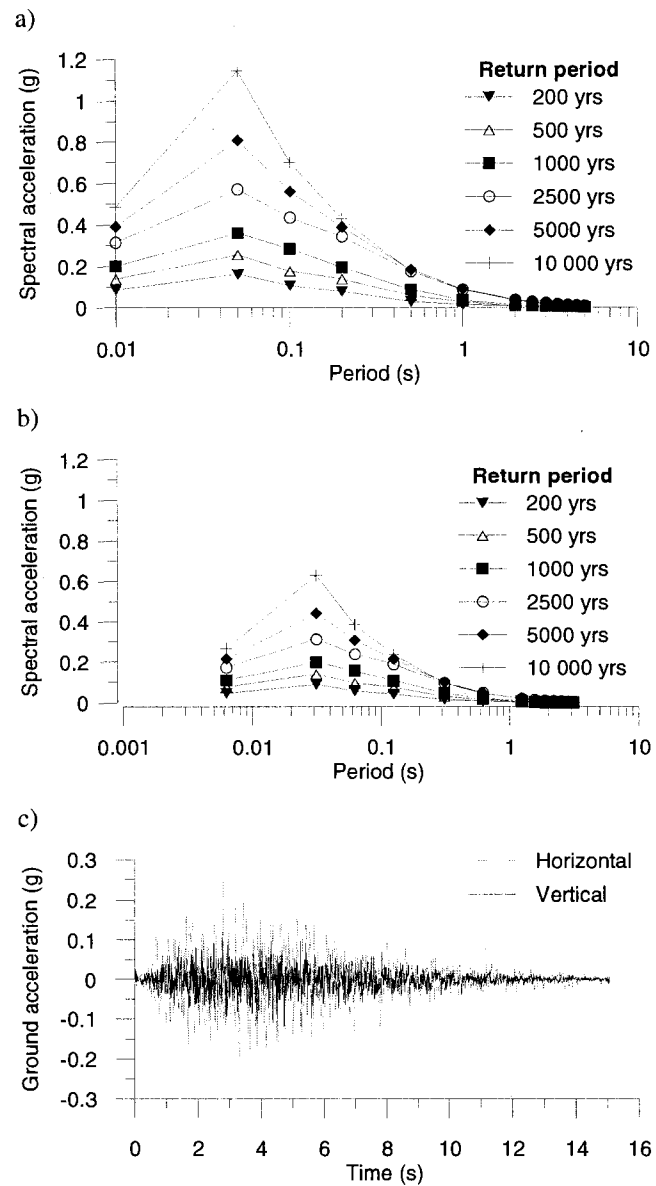


Fig. 3.4. Ground motions for incremental seismic safety assessment of spillways: a) horizontal spectra (5 % damping); b) vertical spectra (5 % damping); c) time histories for a RP of 2500 yrs

The characteristics of the final acceleration time histories, $a(t)$ are given in Table 3.1 were (a) the PGA is the peak ground acceleration, (b) the peak PSa is the pseudo-spectral acceleration at a period of 0.05 s, (c) the Arias intensity, AI, is defined as

$$\frac{\pi}{2g} \int_0^{\infty} [a(t)]^2 dt$$

and 95 % of AI. Fig. 3.4c) illustrates the longitudinal and the vertical ground motion components for a RP of 2500 yrs.

Table 3.1. Characteristics of Ground Motions

RP (yrs)	M	R (km)	Comp.	PGA (g)	Peak PSA (g)	AI (m/s)	D (s)
200	5.5	38	L	0.06	0.16	0.015	3.04
			T	0.06	0.16	0.017	3.33
			V	0.04	0.09	0.004	2.81
500	6.5	53	L	0.09	0.24	0.064	5.32
			T	0.08	0.25	0.075	6.26
			V	0.05	0.14	0.021	5.46
1000	7.0	52	L	0.15	0.36	0.217	8.33
			T	0.13	0.37	0.194	8.27
			V	0.08	0.19	0.060	8.56
2500	7.0	37	L	0.25	0.55	0.495	7.75
			T	0.23	0.59	0.503	7.96
			V	0.12	0.31	0.140	7.73
5000	7.0	31	L	0.29	0.84	0.811	7.50
			T	0.28	0.80	0.796	7.25
			V	0.18	0.44	0.263	6.82
10 000	7.25	30	L	0.36	1.16	1.357	8.80
			T	0.34	1.12	1.545	8.79
			V	0.24	0.63	0.473	8.66

3.3 Gated Spillway Analyzed

3.3.1 Description

The gated spillway analyzed is located in Canada and was built in 1927. The structure is approximately 38 m high including the lifting structure (steel towers and hoist bridge)

and 100 m wide (Fig. 3.1). It comprises five 15.86 m x 8.47 m Stoney gates (G1 to G5 in Fig. 3.1) weighting approximately 500 kN and driven by two hoist and screw systems. The average weight of each hoist is 370 kN. Those equipments are kept above gates 3 and 4, which are heated and remote controlled, and could be moved over other gates using the hoist bridge. The remote control might be done from the powerhouse control system or from a regional control center. Only the electric power supply (network or powerhouse auxiliary system) is available for the hoists, while there is no emergency generator. Other hydraulic structures are located upstream and downstream of the one being analyzed. The spillway rests on a good quality granitic rock foundation. The properties of concrete and structural steel are given in Table 3.2.

For each RP, the 3D seismic excitations are combined with the structure self-weight, the hydrostatic pressure, the uplift and hydrodynamic pressures for the reservoir normal elevation (EL. 96.94 m). During the earthquake, the uplift pressures are assumed unchanged from their initial pre-seismic values (CDA 2007).

3.3.2 Success Path

Fig. 3.3 describes the success path that has been developed to ensure post-earthquake gate functionality and to avoid the uncontrolled release of reservoir. This is a simple SMA approach (ASCE 2000) as compared to the elaboration of comprehensive event and fault trees. At this stage, we do not try to systematically introduce probabilistic considerations to account explicitly for uncertainties in the demand-to-capacity checks. However, the condition of the spillway is assessed for systematically increasing earthquake intensities to quantify the RP corresponding to functionality and stability limit states (Fig. 3.2).

Table 3.2. Material properties^a

<i>Concrete</i>		
γ_{concrete} (kN/m ³)	22.79	
E'_{concrete} (MPa)	21 200	
ν_{concrete}	0.2	
f'_c (MPa)	17	
f_t concrete-rock	0	
c concrete-rock (kPa)	200	Lo et al. 1990 Granite (residual values)
Φ concrete-rock (°)	44	Lo et al. 1990 Granite (residual values)
f_t concrete-concrete joint	0	
c concrete-concrete joint (kPa)	480	EPRI 1992 (unbounded lift joint, $\sigma_n < 350$ kPa)
Φ concrete-concrete joint (°)	49	EPRI 1992 (unbounded lift joint, $\sigma_n < 350$ kPa)
<i>Steel</i>		
γ_{steel} (kN/m ³)	76.97	
E'_{steel} (MPa)	200 000	
ν_{steel}	0.3	
F_{ye} (kPa)	189 585	ASCE/SEI 2007 – rivetted steel
F_{ylb} (kPa)	172 350	ASCE/SEI 2007 – rivetted steel
F_{ue} (kPa)	348 836	ASCE/SEI 2007 – rivetted steel
F_{ulb} (kPa)	317 124	ASCE/SEI 2007 – rivetted steel

^a γ =unit weight; E' =Young modulus; ν =Poisson ratio; f'_c =compressive strength; f_t =tensile strength; c =apparent cohesion; Φ = friction angle

3.3.3 Finite Element Model

A 3D finite element (FE) spillway model with respectively 34 165 and 16 881 static and dynamic degrees-of-freedom was built with the computer program SAP2000 (CSI 2006) (Fig. 3.1). To keep the model simple in this illustrative case study and because only internal force resultants are required for the concrete structures, thick shell elements were used for the piers and chutes. The steel lifting structure is composed of beam-column frame elements. The hoists are represented with masses and weights located along four sections of the hoist bridge (C1 to C4 in Fig. 3.1). The steel gates are represented with frame and shell elements constrained on both sides to the piers for

longitudinal and transverse translations and constrained for vertical translation at the bottom. The spillway is resting on an assumed rigid foundation. Hydrostatic pressures are modeled with distributed forces acting on the concrete structure and gates. Upstream hydrodynamic pressures are represented with Westergaard added masses in the longitudinal direction. Epstein (1976) three added mass model is adapted between the lateral sides of the piers, conserving the total water mass between the piers protruding in the reservoir.

Linear transient modal superposition analyses are performed using Ritz vectors (CSI 2006) with an integration time step of $7.5 \cdot 10^{-4}$ s and 5 % modal damping to compute internal forces, displacements and distortion demands in structural components. Fundamental periods of the gates and the steel lifting structure are respectively equal to 1.11 s and 0.23 s. Because these structures are much lighter than the concrete piers, they have small effective modal masses. For the concrete piers laterally restrained by the presence of gates and steel towers, the fundamental transverse and longitudinal periods are 0.070 s (modal participating mass ratio = 20 %) and 0.068 s (modal participating mass ratio = 47 %). A total of 500 Ritz vectors are included in the analyses to reach nearly 100 % of effective modal masses in the longitudinal, transverse and vertical directions.

3.4 Seismic Performance of the Gated Spillway

3.4.1 Concrete Structures

For piers and chutes, the shear forces and moments from the analyses are input in a post-processor to compute sliding safety factors (SSF) using a 3D extension of the gravity method accounting for concrete cracking (Stefan and Léger 2008). Potential failure planes at the rock-concrete interface (EL. 70 m, Fig. 3.1), and at a lift joint located at the top of the chute (EL. 90 m, Fig. 3.1) are selected as representative for the structures. It is assumed that apparent cohesion is lost over the cracked area, because cyclic opening and closing of joints promotes reduced roughness (Table 3.2). To compute performance

indicators, the following earthquake (E) load combinations were investigated: (Static loads) $\pm E_{\text{Long}} \pm E_{\text{transv}} \pm E_{\text{vert}}$ leading to 8 different possibilities. These arbitrary load combinations are identified by different symbols in Figs 3.5-3.6 without any explicit definition. It was found that results of cracking (Fig. 3.5) and sliding (Fig. 3.6) were sensitive to the arbitrary signs used. In analogy with the classical gravity method, a cracking analysis is first performed. It was found that the maximum cracking extent occurs when the eccentricities $e_x = M_x/P$ or $e_y = M_y/P$ is maximum in absolute value at the lift joint and at the base, so both cases were systematically investigated. For the OBE, complete cracking is occurring for the end piers. It is accepted that the force resultant could be shortly located outside of the section without overturning (CDA 2007, Malla et al. 1996). Effective sustained dynamic shear forces equal to 0.5 of the maximum transient ones are then used to compute the SSF. For the upper joint, the minimal SSF occurs when the shear resultant is maximum in absolute value. For the base joint, it was assumed that sliding could only take place in the y (upstream-downstream) direction due to restraint of adjacent monoliths, thus minimal SSF occurs when the shear force V_y is maximum in absolute value. At this stage, no attempt has been made to estimate the amount of sliding displacement using nonlinear analyses when the SSF is ≤ 1 .

Fig. 3.6 presents SSF IDA curves for increasing ground motion maximum horizontal PGA intensities ranging from 0.06g to 0.36g. Base joints of a typical central pier (P3, Fig. 3.1) and end pier (P1, Fig. 3.1) indicate $\text{SSF} > 1$ for events with $\text{RP} \leq 1500$ yrs and $\text{RP} \leq 1400$ yrs, respectively. However, the upper lift joints (EL. 90 m) of end and central piers are able to maintain sliding stability ($\text{SSF} > 1$) for events with $\text{RP} \leq 700$ yrs and $\text{RP} \leq 900$ yrs. Fig. 3.6 c) indicates that there is a lot of variation in SSF for $\text{RP} = 200$ yrs for the central pier joints (P2, P3, P4, P5, Fig. 3.1). This is due to the sensitivity of cracking, and loss of effective cohesion according to the load combination used. In theory, partial and total releases of the reservoir occur at RP of 700 and 1400 yrs. Sensitivity analyses indicated that if the steel gate lifting structure fails (is removed)

before the sliding assessment of the piers, the concrete joint stability is only slightly affected. Post-tensioning of the piers could be considered to improve their seismic stability.

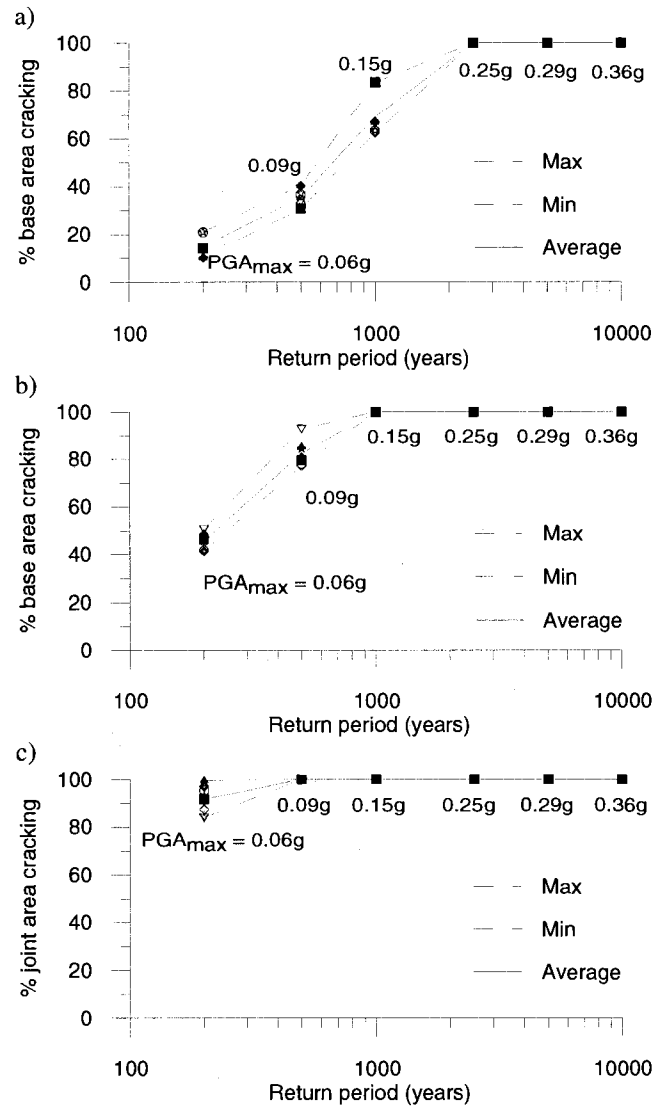


Fig. 3.5. Evolution of cracking for increasing earthquake intensities: a) base of typical central pier; b) base of typical end pier; c) joint of typical central pier (EL. 90 m)

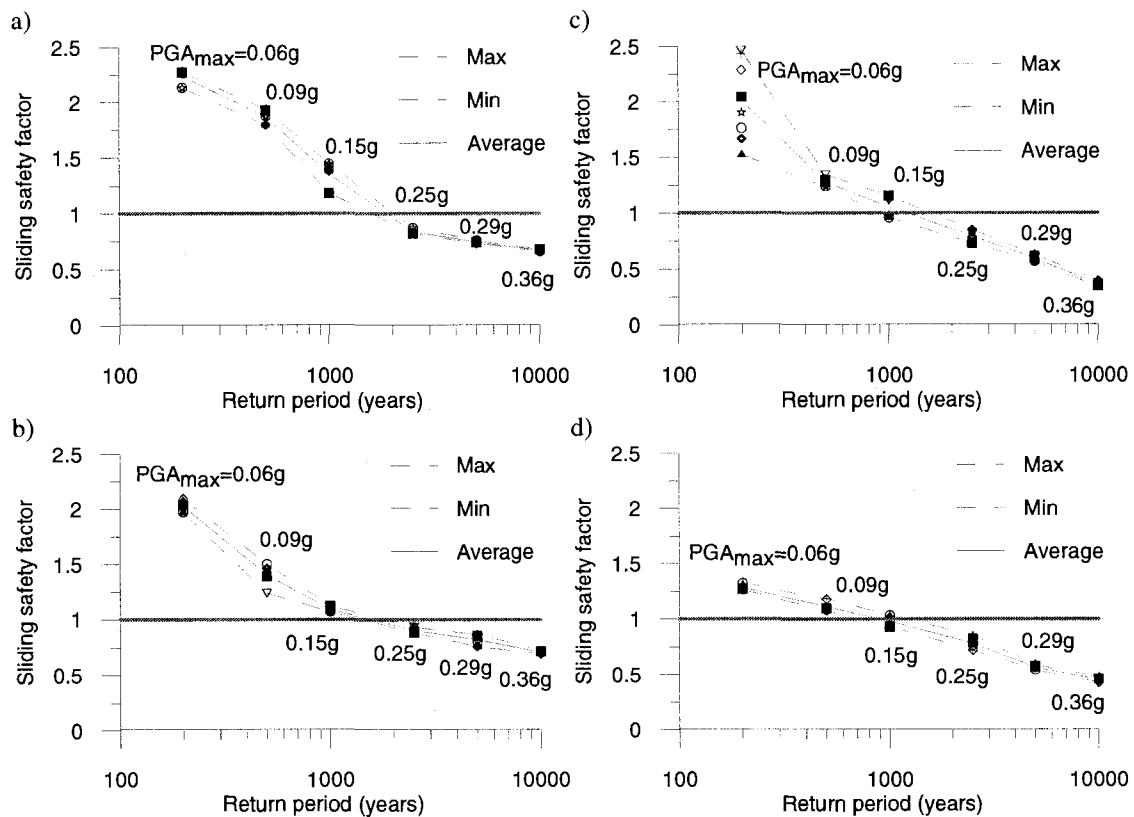


Fig. 3.6. Evolution of the sliding safety factor (SSF) for increasing earthquake intensities: a) base of typical central pier; b) base of typical end pier; c) joint of typical central pier (EL. 90 m); d) joint of typical end pier (EL. 90 m)

3.4.2 Steel Structures

It is suggested to assess the steel structure for two performance levels. The first one is the ability to maintain the load bearing capacity necessary to open the gates. In this case the structure should remain elastic. The second performance level is to avoid loss of life for personnel and moving vehicles being on the downstream spillway deck (life saving (LS) criterion). Critical members are first identified using the SAP2000 (CSI 2006) steel design module and cross-checked manually using Canadian steel S16-01 standard (CSA 2001). Checks of the tower connections were performed using geometric data inferred from photographic documents. The connections are able to develop the maximum capacity of the beams and braces. Following recommendations from ASCE/SEI (2007),

the steel resistance reduction factor (ϕ) is set to unity. The capacity of columns subjected to axial tension is calculated using the expected yield strength (F_{ye}), whereas the lower-bound yield strength ($F_{y lb}$) is used for axial compression (Table. 3.2). For beams, the procedure is similar but F_{ye} is used if compression loads are smaller than 10 % of the axial strength. The stress-strain curve for steel in tension exhibits an elastic range followed by a large plastic stage. For buckling in compression, the plastic stage is much shorter and is followed by a quick loss of strength. It explains why compressive loads are analyzed with more caution than tensile loads. As braces do not play a major role in the structure ability to support gravity loads, the use of F_{ye} is allowed for both tension and compression. Fig. 3.7 shows the IDA demand-to-capacity curve for various steel members of the lifting structure. The elements that are not indicated have negligible demand/capacity ratios.

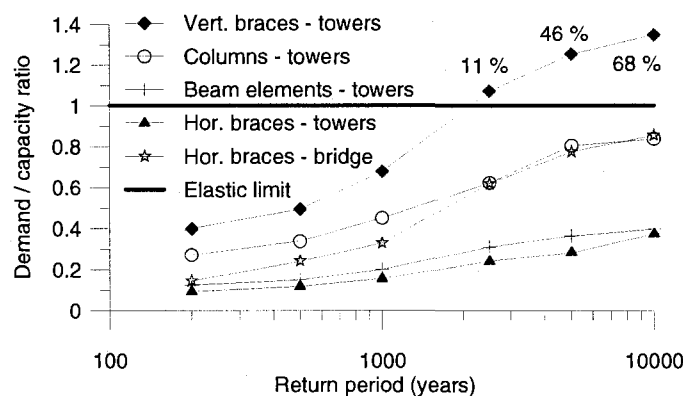


Fig. 3.7. IDA curves for the steel lifting structure

Linear elastic analyses indicate that all members, except vertical braces in towers, stay elastic for RP up to 10 000 yrs. The steel lifting structure is able to withstand earthquakes having RP smaller than approximately 2300 yrs without any damage. Thus this corresponds to the RP of the load bearing functionality performance level. After that, buckling occurs in vertical bracing elements of the towers, beginning with longitudinal braces in towers 4, 5 and 6. For the LS objective, plastic deformations are acceptable. According to ASCE/SEI (2007), an “m factor” of 5 for braces is acceptable

to account for the ductile nature of the failure mechanisms. For $RP = 2500$ yrs, 11 % of vertical braces in the towers buckle, comparatively with 46 % for $RP = 5000$ yrs and 68 % for $RP = 10\,000$ yrs. However, the ductility demand only reaches 1.35 for a RP of 10 000 yrs. Inter-storey drifts in towers were also computed in the longitudinal and transverse directions. The values obtained are really small in comparison with ASCE/SEI (2007) prescribed limits. For instance, maximum longitudinal and transverse inter-storey drifts for $RP = 10\,000$ yrs equal respectively 0.16 % and 0.14 % while ASCE/SEI (2007) recommends a maximum transient value of 1.5 % for the LS performance level of braced steel frames. In the absence of more detailed nonlinear analyses, it must be inferred that the functionality of steel towers, i.e. the capacity to support gate opening with the hoists, is compromised for a RP of 2300 yrs when buckling starts in bracing elements. The RP of the steel structure for the LS criterion is beyond 10 000 yrs.

3.4.3 Steel Tower Anchors

At the base of a tower, each column is anchored with a 38 mm bolt having an approximate anchor depth of 2134 mm in concrete which was found to provide a satisfactory development length. Anchor capacity was checked using appendix D of CSA (2004) to verify steel and concrete failure mechanisms. The anchor resistance is controlled by steel capacity in combined tension and shear according to:

$$\frac{N_f}{N_r} + \frac{V_f}{V_r} \leq 1.2 \quad (3.1)$$

where N and V refer to the axial and shear forces, and the subscripts f and r indicate the demand and the capacity, respectively.

Following recommendations from ASCE/SEI (2007), the lower-bound tensile strength (317 MPa) is used for anchor steel, and ϕ is set to unity for limit state analyses. Fig. 3.8 shows the IDA demand-to-capacity curves for different anchors. It is assumed that the

failure of anchors lead to the failure of the supported steel structure for a RP of 600 yrs. The theoretical performance of certain anchors is better (failures range from RP = 600 yrs to RP = 1000 yrs), but as soon as a bolt fails, load redistribution is promoting failure in the others. Thus, the capacity of tower base anchors controls the failure of the steel lifting structure which is considered an unsatisfactory performance.

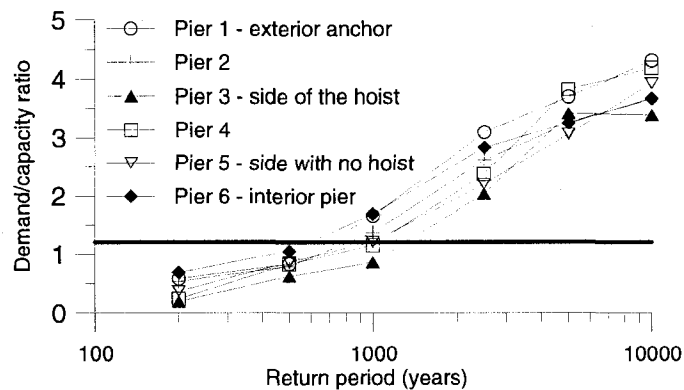


Fig. 3.8. IDA curves for base tower anchors

3.4.4 Gate Lifting Equipment

The two hoists and their power supply including all related equipments such as relays, switches and electrical cables, some of them enclosed in steel pipes for protection, are key components in the seismic safety assessment of the spillway. Failure in only one of those elements might compromise the capacity to open the gates shortly after an earthquake. Some of these elements are located in the highest part of the spillway, i.e. on the top of piers (EL. 101 m: control panels for manual operation of gates), along the towers (cable pipes), and along the bridge (electrical wires, and hoists). These equipments are exposed to differential displacements and strong accelerations. Fig. 3.9a) shows IDA curves for absolute horizontal acceleration resultants at the top of towers (EL. 107.47 m) in comparison with accelerations at the top of the piers (EL. 101 m). Accelerations in the middle of each span on the bridge were also computed but are

not shown in Fig. 3.9 because the values are smaller than those at the top of towers. Fig. 3.9b) shows absolute horizontal acceleration resultants at the location of the hoists.

Relative displacements between the top of the towers and the middle of each span on the hoist bridge were also computed to check if the electrical piping and wires fixed to the bridge might experience high stresses. However, maximum relative displacements in the transverse and vertical directions are only equal to 8.19 mm (0.10 %) and 6.57 mm (0.08 %) over a span of 8.2 m. Some electrical pipes also go from the bridge down to the top of piers but once again, maximum relative displacements in towers are really small (6.51 mm or 0.10% in the longitudinal direction and 7.23 mm or 0.11 % in the transverse direction). These small relative displacements will not compromise the structural integrity of these electrical components.

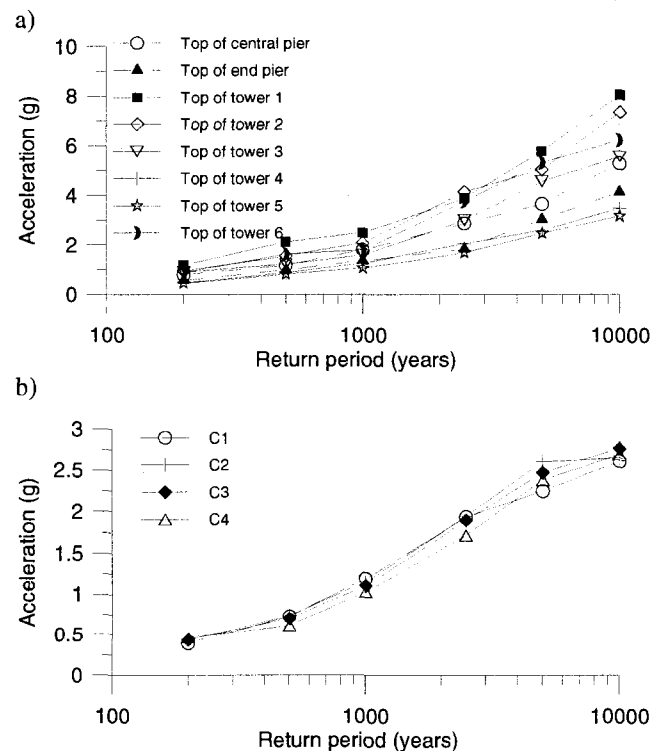


Fig. 3.9. IDA curves for accelerations in the steel lifting structure: a) top of piers and towers; b) location of hoists (see Fig. 3.1)

In the absence of published fragility data on the seismic capacity of spillway electro-mechanical gate lifting equipments, it was decided to use data contained in Appendix D of Budnitz et al. (1985) from the nuclear industry as a starting point in this application example. According to this document, median seismic capacities (local fragilities) for relay chatter (switchgear) and pumps (assumed comparable to hoist) are in the order of 2.25g. There is no specific value for control panels, but their seismic capacity was assumed equal to other equipments. Fig. 3.9a), indicates that for earthquakes having RP of approximately 600 yrs, there is a 50 % probability of failure of electrical control components. Fig. 3.9b) indicates that the same probability of failure is reached for a RP of approximately 2900 yrs for hoists because the acceleration intensities are lower at that location. In the nuclear industry, the High Confidence of Low Probability of Failure (HCLPF) is also computed. It corresponds to a 95 % confidence level that the probability of failure of the equipments is less than 5 %. To compute the HCLPF, the following equation, from Budnitz et al.(1985) is used:

$$HCLPF = A_m \exp[-1.65(\beta_r + \beta_u)] \quad (3.2)$$

where A_m is the median acceleration value and β_r and β_u represent respectively the random and modelling uncertainties.

In Appendix D of Budnitz et al. (1985), the total uncertainty is estimated as 0.8, thus $HCLPF \approx 0.267A_m$, which is equal to approximately 0.60g for the components of interest. According to Figs 3.9a) and b), the RP corresponding to HCLPF falls beneath 200 yrs for electrical components (approximately 150 yrs) and is about 300 yrs for hoists. However, these conclusions are rough estimates and fragility data are needed to conduct rigorous seismic safety assessments for spillway electro-mechanical equipments.

3.4.5 Steel Gates and Embedded Parts

Gate structural members were analyzed using the same procedure than that for the steel lifting structure. However, for all members, F_{ye} is used for tension loads and $F_{y/b}$ for compression loads. No distinction is made for braces, because they contribute in the structure capacity to support normal loads, such as hydrostatic pressures. In the cases where compressive loads in members are smaller than 10 % of the resistance and where the demand/capacity ratio is clearly dominated by flexural load, the use of F_{ye} is permitted.

Fig. 3.10 shows the IDA curves for the different gate members. A small number (2.4 %) of upstream-downstream beam elements located near the sides of the gates have demand/capacity ratios over 1 (without accounting for ductility) for RP of 5000 yrs and 10 000 yrs. This is also the case of few (approximately 2 %) braces located in the upper part of the gates near the edges for RP = 10 000 yrs. However, as gates are statically indeterminate structures with a certain amount of ductility, buckling (distortion) of such a small number of members is not expected to impair the ability to retain the reservoir. An additional check was performed for the load bearing capacity of the steel embedded parts for the gate wheel pathway. The information presented in the drawings were not very clear, but preliminary calculations indicated that these components will not fail before the concrete supporting structure, pending more comprehensive studies using in situ data. Relative movements of piers over the height of the gates are small enough to prevent gate jamming and distortion of the lifting screws, assuming that sliding does not occur in concrete. It can thus be concluded that the overall seismic performance of the gate is adequate.

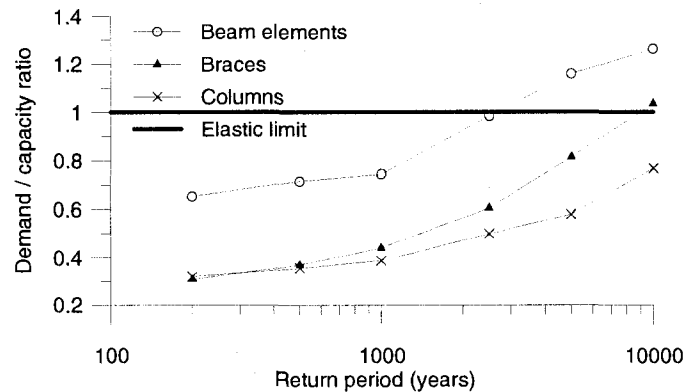


Fig. 3.10. IDA curves for gates

3.5 Success Path and Hierarchy of Failure Mechanisms

For the spillway analyzed, Fig. 3.2 indicates the computed sequence of eight failure events and related RP. (1) The gate electrical equipments remain functional for RP up to approximately 150 yrs (using the HCLPF criterion). (2) The hoists are experiencing failure at a RP of 300 yrs. (3) The ability to use the steel towers is lost at a RP = 600 yrs due to anchor bolt failure. (4) There is a premature sliding failure of concrete lift joints at EL. 90 m for a RP of 700 yrs. (5) Assuming that the spillway piers are strengthened, the global sliding failure of this particular spillway is occurring for a RP of approximately 1400 yrs leading to loss of reservoir. (6) Assuming that base tower anchors are properly strengthened and that the concrete structure is still stable, the steel structure load bearing capability, which is very useful in post-earthquake context for a controlled reservoir release, would be lost for a RP of about 2300 yrs. For larger earthquakes, opening of gates would require the use of mobile cranes (a very difficult practical alternative) or gate blasting (Fig. 3.3). (7) Steel structure life safety would be maintained even for RP greater than 10 000 yrs. (8) Gates are also strong enough to withstand earthquake events having RP greater than 10 000 yrs.

The following seismic performance criteria are thus suggested for gated spillways (Fig. 3.2): (1) maintain normal spillway gate functionality for the OBE, (2) maintain the gate hoisting load bearing capabilities for the steel towers and bridge for RP/2 of the LS

objective, (3) avoid steel tower and bridge failure for the LS performance level using a criterion coherent with current building codes, (4) maintain the spillway and gate stability for the MDE. For example, if according to the dam classification and tolerance to risk the spillway MDE is selected at 2500 yrs which also corresponds to the LS criterion from the building code (at least in Canada) with the OBE RP = 200 yrs, the spillway steel towers and bridge should retain their load bearing capabilities for an earthquake event with a RP of 1250 yrs and their life safety capability (with inelastic deformations) for 2500 yrs. The suggested failure sequence to achieve these performance levels is indicated in Fig. 3.2.

3.6 Summary and Conclusions

The key objective of the proposed Incremental Dynamic Analysis (IDA) methodology coupled with the idea of success paths for gated spillway is to provide an aid in the decision making process for rehabilitation required to maintain the functionality of electro-mechanical equipment and limit structural damage to acceptable levels. According to the methodology developed herein and the case study presented the following conclusions are drawn:

- The success path approach adopted in this study allowed focusing on the critical components of the spillway associated with specific functional and safety objectives in an efficient manner. This was possible without formally developing comprehensive logic trees which tend to be much more complicated. The combination of this approach with an IDA methodology covering a wide range of seismic demand (horizontal maximum PGA of 0.06g to 0.36g) led to the definition of a hierarchy of failure modes for the case study analyzed.
- To check the concrete structure, linear transient modal superposition analyses were performed on a FE model to calculate force resultants. A 3D extension of the gravity method was then applied to determine the amount of cracking as well as the

SSF. It was found that different arbitrary sign combinations of the three components of the ground motions can yield substantial differences in cracking results. This is reflected in the SSF results (maximum difference in the order of 50 %) due to the important contribution of cohesion over the compressive area.

- The overall effect of the steel lifting structure and hoists on the SSF for the two potential failure planes of the concrete structure is negligible and tends to be beneficial. For the example spillway, sliding at the joint and global sliding occur for RP of 700 yrs and 1400 yrs, which is considered unsatisfactory. Site specific material strength studies using cores could be considered in addition to nonlinear analyses for a more detailed seismic safety evaluation. Proper reinforcement could then be considered if need be to prevent any reservoir release for earthquakes smaller than the MDE (taken as 2500 yrs in this specific case).
- Verification of the steel lifting structure indicated that base tower anchors are weak points for functionality and the attainment of an acceptable LS level. Failure occurs for a RP of only 600 yrs in comparison with 2500 yrs, selected as the LS level for which towers are not supposed to threaten human lives or moving vehicles on the downstream spillway deck. For existing spillways, it is thus recommended that these anchors be systematically assessed and strengthen, if need be.
- An important weakness in the methodology of the present study was the lack of fragility data for electro-mechanical gate lifting components. To fill this gap, data from the nuclear industry were used, but further research is needed to build a set of generic data that could be used for seismic safety assessments of gated spillways.
- According to the information used in the present study, electrical equipments are another major concern in the seismic safety assessment. They might fail for a RP of approximately 150 yrs according to the HCLPF criterion, which is smaller than the

selected OBE (200 yrs). Another important observation is that there is a clear distinction between the availability of power supply and the capacity to operate the gate hoisting system, which is theoretically possible for RP up to 300 yrs (failure of hoists for the HCLPF criterion). For the example spillway, failure in the electrical power supply compromises opening of gates. Installation of emergency generators would be a possible way to mitigate this risk. For RP higher than 300 yrs, emergency actions should be planned to allow opening of gates after the earthquake (in a delay shorter than the one anticipated to restore the electro-mechanical system if it is necessary).

- Four performance criteria were proposed to ensure an acceptable behavior of the spillway under seismic loading. (1) For the OBE, capacity to open gates normally should be maintained. (2) For the RP/2 of LS, electro-mechanical equipments might have failed but the bearing capacity of the steel structure must be preserved. (3) For LS, the steel lifting structure can no more be used to open the gates, but it must not threaten lives of personnel and safety of moving vehicles. (4) Finally, for the MDE, the steel structure might have failed but the concrete piers, chutes and gates must remain stable to avoid any release of the reservoir. These criteria might obviously be simplified or refined for different socio-economic contexts with different level of acceptable risks.
- An overall framework to perform a seismic safety assessment of gated spillways was proposed, but there might be variations in the complexity of the methodology used at each stage. The FE model can be different (stick model, solid elements), nonlinear analyses might be more comprehensive, and the fluid-structure and the soil-structure interactions might be enhanced. Additional load combinations considering a gate opened during the OBE could also be examined.

3.7 Acknowledgements

This research was supported by the Natural Sciences and Engineering Research Council of Canada (NSERC) and the Quebec Fund for Research in Nature and Technology (FQRNT). The contribution of Martin Leclerc to develop the finite element model of the spillway was also greatly appreciated.

3.8 References

ASCE/SEI (2007). "Seismic rehabilitation of existing buildings." American Society of Civil Engineers, ASCE/SEI 41-06.

ASCE (2000). "Seismic analysis of safety-related nuclear structures and commentary." American Society of Civil Engineers, ASCE 4-98.

Atkinson, G., and Boore, D. M. (1995). "Ground-motion relations for Eastern North America." *Bulletin of the Seismological Society of America*, 85(1), 17-30.

Ballard, G. M., and Lewin, J. (1998). "Should reservoir control systems and structures be designed to withstand the dynamic effects of earthquakes." *Proc. 10th British Dam Society Conference, Bangor, Wales, Editor Tedd, P., Thomas Thelford*, 52-65.

Budnitz, R. J., Amico, P.J., Cornell, C.A., Hall, W.J., Kennedy, R.P., Reed, J.W. and Shinozuka, M. (1985). "An approach to the quantification of seismic margin in nuclear power plants." *Report NUREG/CR-4334, US. Nuclear Regulatory Commission, Washington, D.C., USA*.

CDA 2007 (Canadian Dam Association). "Dam safety guidelines." Edmonton, Alberta, Canada.

CSA 2001 (Canadian Standards Association). "Limit states design of steel structures." CAN/CSA-S16-01, Rexdale, Ontario, Canada.

CSA 2004 (Canadian Standards Association). "Design of concrete structures, CAN/CSA-A23.3-04." Mississauga, Ontario, Canada.

CSA (Canadian Standard Association). (2003). "Design procedures for seismic qualification of CANDU nuclear power plant." CAN3-N289.3-M81, Rexdale, Ontario, Canada.

CSI (Computers and Structures). (2006). "SAP2000 User's Manual." Berkeley, California, USA.

Epstein, H. I. (1976). "Seismic Design of Liquid-Storage Tanks." *Journal of the Structural Division*, 102(ST9), 1659-1673.

EPRI (Electric Power Research Institute). (1992). "Uplift pressures, shear strengths, and tensile strengths for stability analysis of gravity dams." *Report EPRI TR-100345*, Palo Alto, CA, USA.

ICOLD (International Commission on Large Dams). (2002). "Seismic design and evaluation of structures appurtenant to dams." *Bulletin no. 123*, Paris, France.

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

ICOLD (International Commission on Large Dams). (1989). "Selecting seismic parameters for large dams." *Bulletin 72*, Paris, France.

Ko, P.T. L., and Schellenberg, G. (2002). "Escalation of seismic loadings in the Prairie and Ontario." *Proc. CDA (Canadian Dam Association) Preconference Workshop on Flow Discharge Equipment and Dam Safety*, Victoria, Vancouver, Canada.

Koltuniuk, R.M., and Mills-Bria, B. (2003). "Seismic retrofit of Pineview dam spillway." *Proc, Int. Commission on Large Dams 21st Congress*, Montreal, Canada, Q.83-R.27, VIII, pp.427-446.

Levenq, J. (1999). "Rehabilitation of Chancy-Pougny gated dam." (In French), *Wasser, Energie, Luft, (Eau, Énergie, Air)*, 11/12, 288-290.

Lo, K.Y., Lukajic, B., Wang, S., Ogawa, T. and Tsui, K.K. (1990). "Evaluation of strength parameters of concrete-rock interface for dam safety assessment." Canadian Dam Safety Conference, Toronto, pp. 71-94.

Malla, S., Wieland, M., and Peter, M. (1996). "Post-cracking behaviour of piers of a weir of a run-of-river power plant subjected to earthquake loading." *Proc. 11th World Conference on Earthquake Engineering*, Acapulco, Mexico.

Tekie, P. B., and Ellingwood, B. R. (2003). "Seismic fragility assessment of concrete gravity dams." *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 32(14), 2221-2240.

Tinic, S., Langer, V., and Eyer, P. (1994). "Seismic safety evaluation of an old weir in Switzerland." *Proc. 10th European Conference on Earthquake Eng., Vienna, Austria*.

Wanitkorkul, A., and Filiatrault, A. (2005). "Simulation of Strong Ground Motions for Seismic Fragility Evaluation of Nonstructural Components in Hospitals." *Technical Report MCEER-05-0005*, Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research, Buffalo, NY, USA.

Stefan, L. and Léger, P. (2008). "An extension of the gravity method for 3D cracking analysis of spillway piers including uplift pressures". *In press, Journal of Structural Engineering*.

Vamvatsikos, D. and Cornell, A. (2002). "Incremental dynamic analysis." *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 31(3), 491-514.

CHAPITRE 4

DISCUSSION GÉNÉRALE ET REMARQUES COMPLÉMENTAIRES

4.1 Introduction

Ce chapitre contient quelques études complémentaires concernant le modèle en éléments finis et le développement des spectres et accélérogrammes utilisés pour l'analyse IDA. On discute également du calcul de fissuration et du facteur de sécurité au glissement dans la structure de béton, puis on montre quelques photographies importantes de l'aménagement étudié dans le contexte d'une étude de vulnérabilité sismique.

4.2 Modélisation en éléments finis

La figure 4.1 illustre quelques modes de vibration des piliers et coursiers de béton ainsi que de la structure de levage en acier et des vannes de l'évacuateur de crues. On peut remarquer que les premiers modes de vibration des piliers et coursiers ont de très courtes périodes de vibration qui surviennent aux modes 231 et 244 respectivement dans les directions amont – aval et rive gauche – rive droite. En ce qui a trait à la structure d'acier, seules la partie centrale se déplace selon le mode fondamental (mode 51), ce qui est dû aux masses des treuils, qui augmentent la période de vibration de la structure localement.

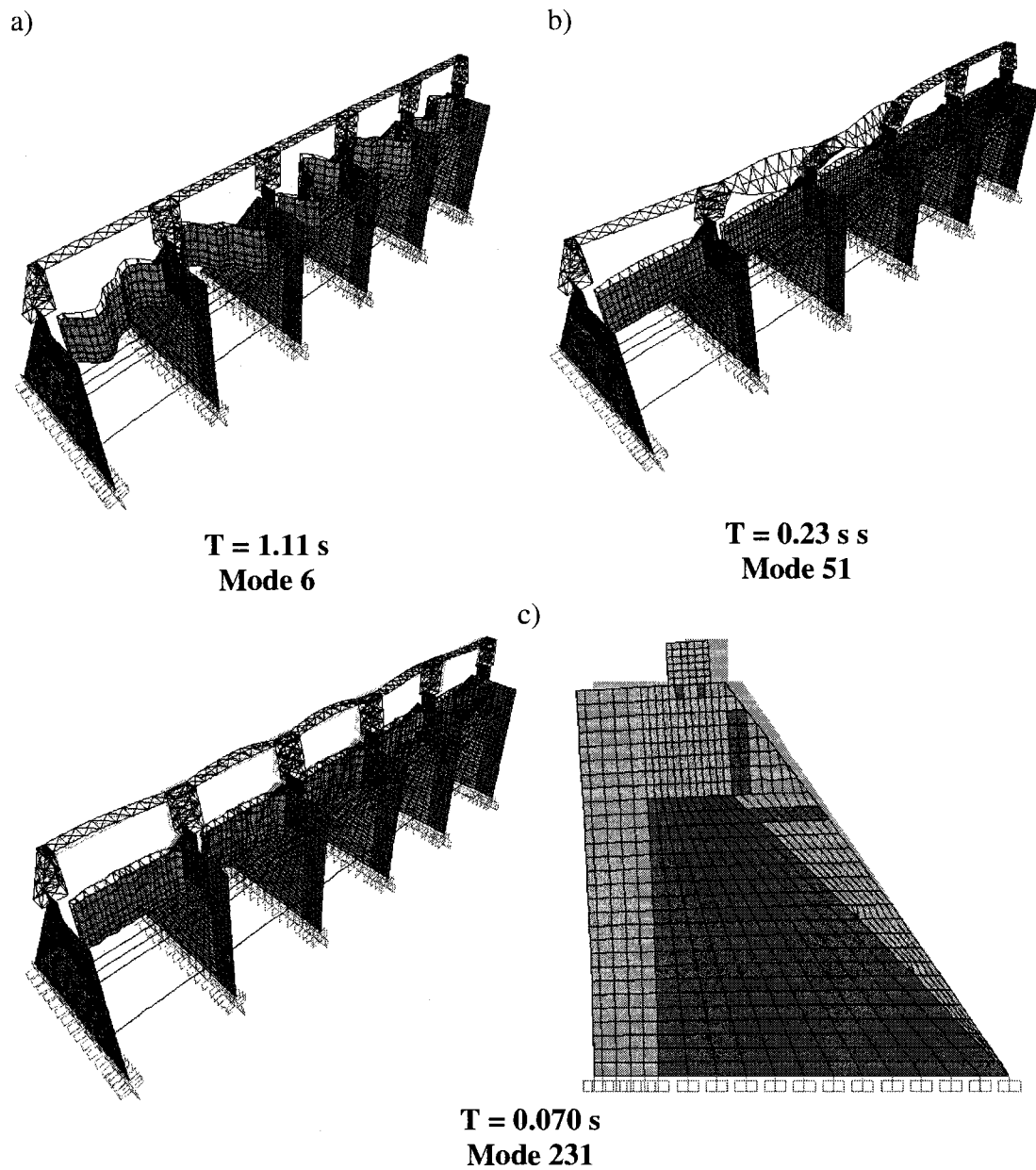


Fig. 4.1 Modes fondamentaux de l'évacuateur de crues: a) mode fondamental des vannes; b) mode fondamental de la structure de levage; c) mode fondamental de la structure de béton dans la direction amont – aval; d) mode fondamental de la structure de béton dans la direction rive gauche – rive droite (*suite de la figure à la page suivante*)

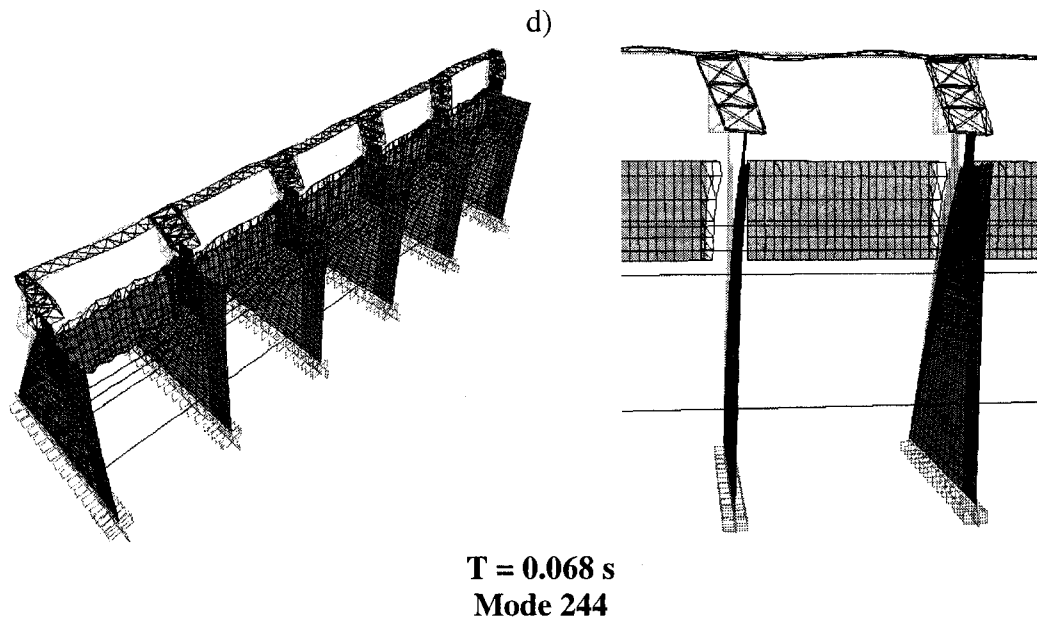


Fig. 4.1 Suite

Afin d'avoir un aperçu de la différence entre un modèle formé de coques épaisses et d'autres types d'éléments, une analyse préliminaire a été effectuée sur quatre types de modèles afin de comparer les périodes fondamentales obtenues pour la structure de béton. Les quatre modèles sont formés d'EF de poutres 3D, de coques minces, de coques épaisses et de solides 3D. Le tableau 4.1 compare les résultats obtenus et la figure 4.2 illustre les modes de vibration fondamentaux des modèles selon les deux axes horizontaux.

Tableau 4.1 Comparaison des périodes fondamentales de vibration (s) pour différents modèles d'éléments finis

Direction	Période de vibration (s)			
	Poutres	Coques minces	Coques épaisses	Solides 3D
Amont – aval	0.0565	0.0594	0.0594	0.0591
Rive gauche – rive droite	0.0646	0.0528	0.0659	0.0733
Verticale	0.0278	0.0266	0.0266	0.0269

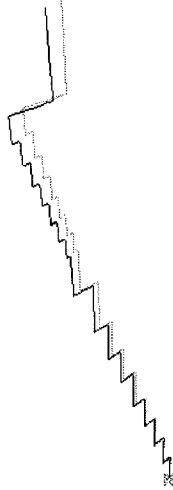
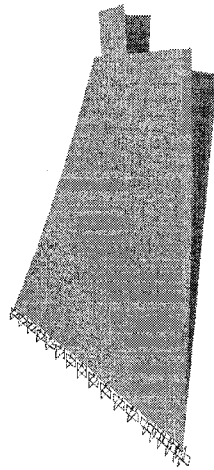
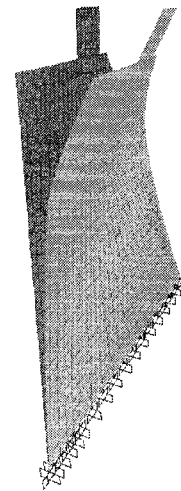
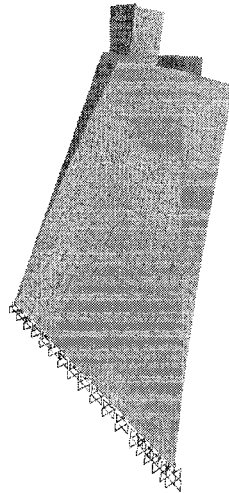
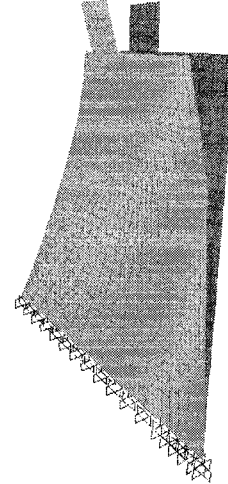
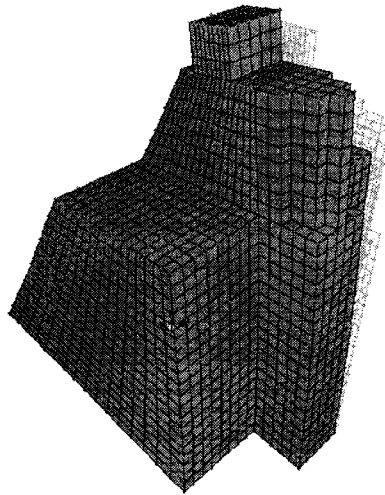
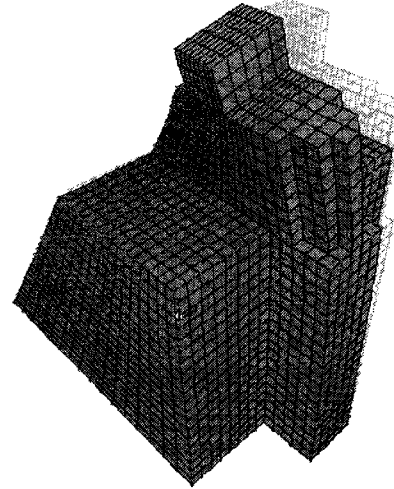
a) $T = 0.0565$ sb) $T = 0.0646$ sc) $T = 0.0594$ sd) $T = 0.0528$ s

Fig. 4.2 Modes de vibration des différents modèles selon les deux axes horizontaux : a) modèle d'éléments poutres – direction amont-aval; b) modèle d'éléments poutres – direction rive gauche - rive droite; c) modèle d'éléments coques minces – direction amont-aval; d) modèle d'éléments coques minces – direction rive gauche - rive droite; e) modèles d'éléments coques épaisses – direction amont-aval; f) modèle d'éléments coques épaisses – direction rive gauche - rive droite; g) modèle d'éléments solides – direction amont-aval; h) modèle d'éléments solides – direction rive gauche - rive droite

e) $T = 0.0594 \text{ s}$ f) $T = 0.0659 \text{ s}$ g) $T = 0.0591 \text{ s}$ h) $T = 0.0733 \text{ s}$ **Fig. 4.2** Suite

On remarque que le modèle de coques épaisses a des périodes fondamentales très semblables au modèle d'éléments solides 3D, même dans la direction rive gauche – rive droite. Une partie de la différence provient du fait que pour simplifier, le modèle d'éléments solides a été construit avec une géométrie semblable mais pas tout à fait identique à celle du modèle d'éléments coques. On peut donc conclure que l'utilisation des coques épaisses pour le modèle du chapitre 3 est une approximation tout à fait

acceptable d'un modèle d'éléments finis 3D qui demande de très grands efforts numériques et qui est beaucoup plus complexe à manipuler.

4.3 Développement des spectres horizontaux de calcul

Les spectres de calcul utilisés pour les analyses du chapitre 3 sont ceux de Ko et Schellenberg (2002), qui sont illustrés à la figure 2.14 de ce mémoire. Pour une période de retour de 2500 ans, on a utilisé la valeur maximale des deux spectres proposés. Pour les périodes de retour entre 200 ans et 1000 ans, on ne disposait pas de l'accélération spectrale correspondant à une période de vibration de 0.05 s. De plus, on souhaitait disposer d'un spectre intermédiaire entre des périodes de retour de 2500 ans et 10 000 ans. Afin d'obtenir les données manquantes, on a procédé à des interpolations et extrapolations en assumant la relation suivante entre la période de retour (RP) et l'accélération spectrale (PSa) en g :

$$\log(PSa) = K_1 \log(RP) + K_2 \quad (4-1)$$

Cette approche est basée sur les travaux de Cornell (1968), qui propose une relation linéaire pour relier le logarithme de l'APR et le logarithme de la période de retour pour les zones de sismicité moyenne à élevée. Malgré le fait que cette équation ait été développée spécifiquement pour l'APR, on a choisi de l'employer comme approximation pour les autres accélérations spectrales.

Ainsi, on peut d'abord interpoler le spectre horizontal correspondant à une période de retour de 5000 ans. Les figures suivantes indiquent les coefficients K_1 et K_2 utilisés pour quelques périodes de vibration. À la figure 4.3, le calcul de l'accélération spectrale pour $RP = 5000$ ans est illustré graphiquement.

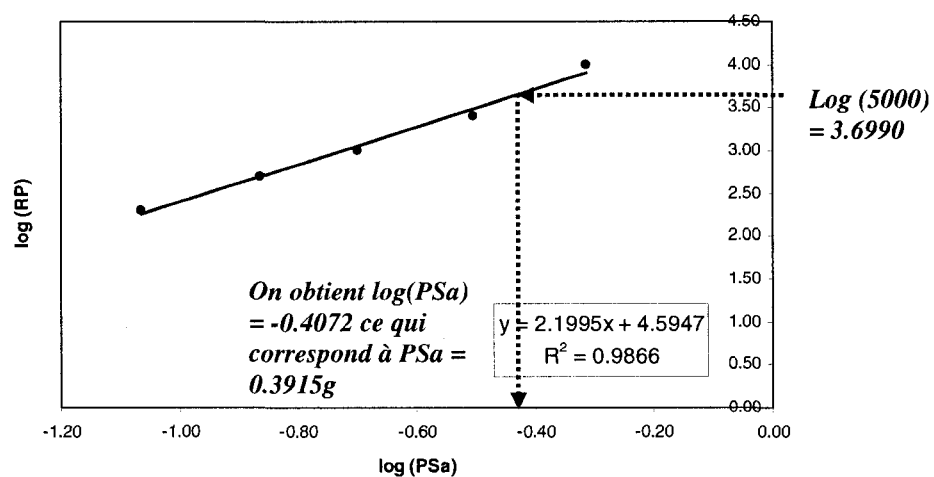


Fig. 4.3 Interpolation de l'accélération du spectre $RP = 5000$ ans pour une période de vibration T de 0.01 s (retour à l'APR)

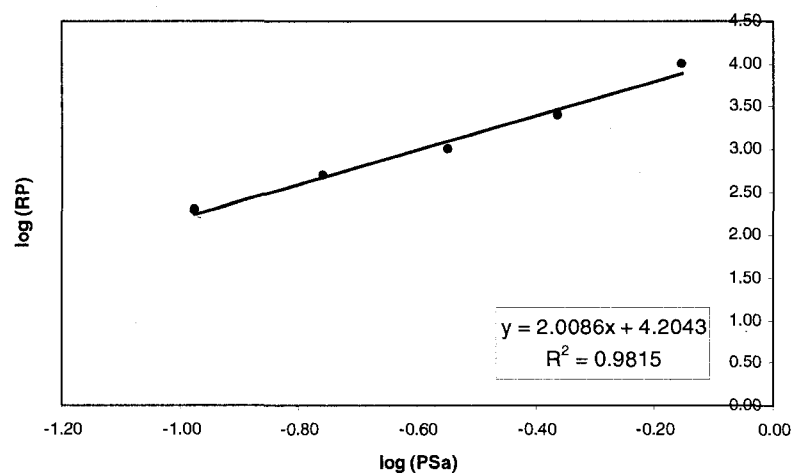


Fig. 4.4 Interpolation de l'accélération du spectre $RP = 5000$ ans pour une période de vibration T de 0.1 s

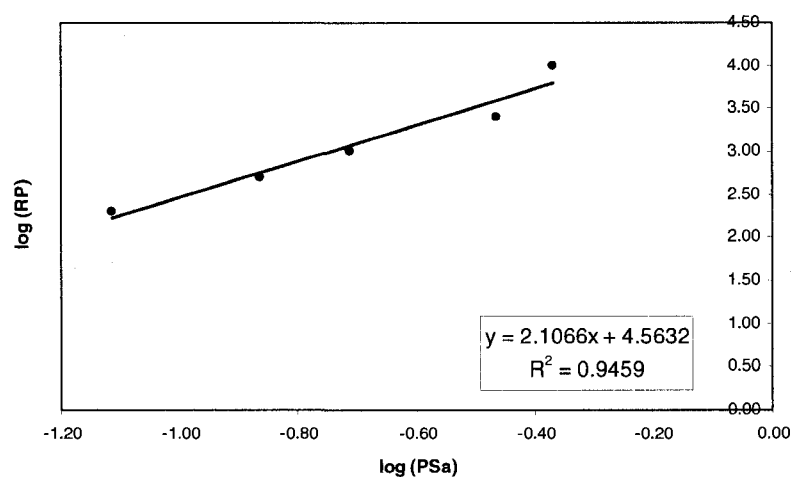


Fig. 4.5 Interpolation de l'accélération du spectre $RP = 5000$ ans pour une période de vibration T de 0.2 s

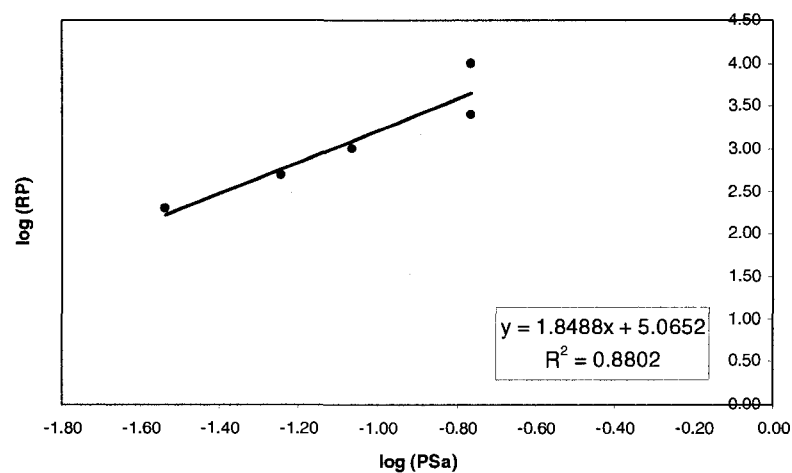


Fig. 4.6 Interpolation de l'accélération du spectre $RP = 5000$ ans pour une période de vibration T de 0.5 s

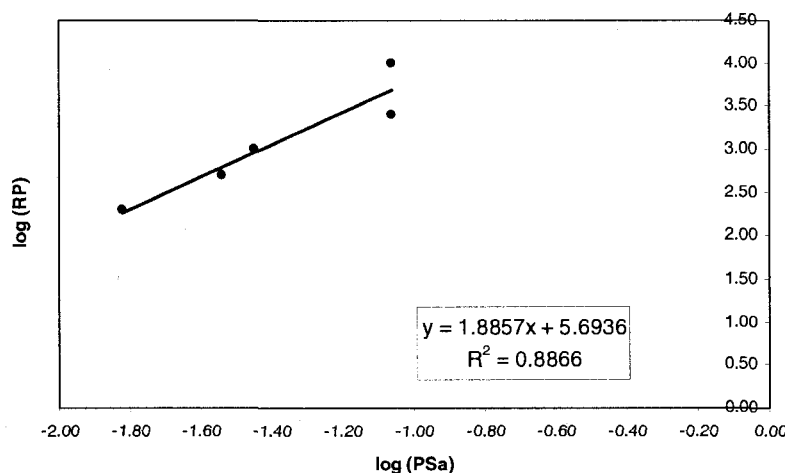


Fig. 4.7 Interpolation de l'accélération du spectre RP = 5000 ans pour une période de vibration T de 1 s

L'équation (4-1) interpole très bien les données pour de courtes périodes de vibration (coefficient R^2 très élevé). Toutefois, plus la période de vibration est longue, moins une approximation linéaire est appropriée. Les périodes de vibration des structures de l'évacuateur de crues étant courtes (voir section 3.3.3 de ce mémoire), cette approximation est tout de même satisfaisante.

Pour obtenir les ordonnées spectrales manquantes à $T = 0.05$ s, la même relation a été utilisée. Cette fois, on a dû procéder à une extrapolation (Fig. 4.8), puisqu'on ne disposait que des ordonnées spectrales pour RP = 2500 ans et RP = 10 000 ans. Une extrapolation est généralement beaucoup moins fiable qu'une interpolation, mais basé sur les figures 4.3 et 4.4 pour lesquelles la droite a une correspondance presque parfaite avec les données, on peut assumer que l'erreur commise ne sera pas très grande.

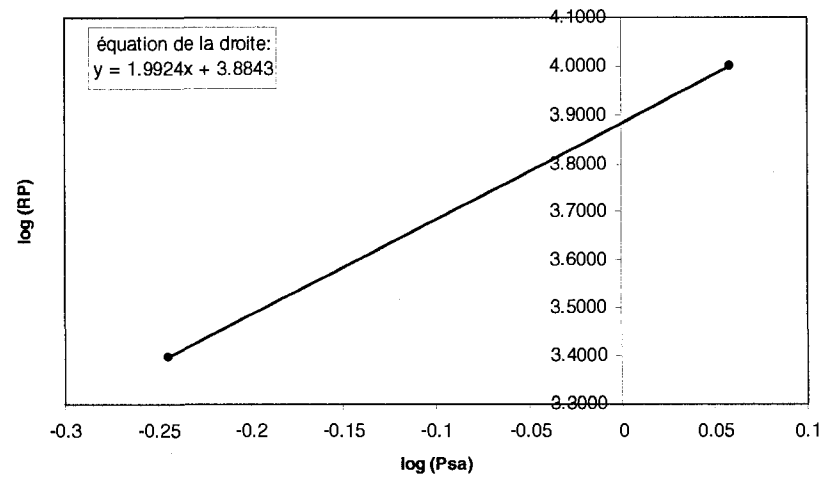


Fig. 4.8 Interpolation et extrapolation des accélérations spectrales pour RP = 200 ans, 500 ans, 1000 ans et 5000 ans pour $T = 0.05$ s

Les spectres fournis par Ko et Schellenberg (2002) retournent à $PSa = 0$ à $T = 2$ s. Les données de Wanitkorkul et Filiatrault (2005) pour New-York ont été utilisées afin de compléter les spectres jusqu'à une période de vibration de 5 s. La figure 4.9 illustre la procédure utilisée pour RP = 500 ans.

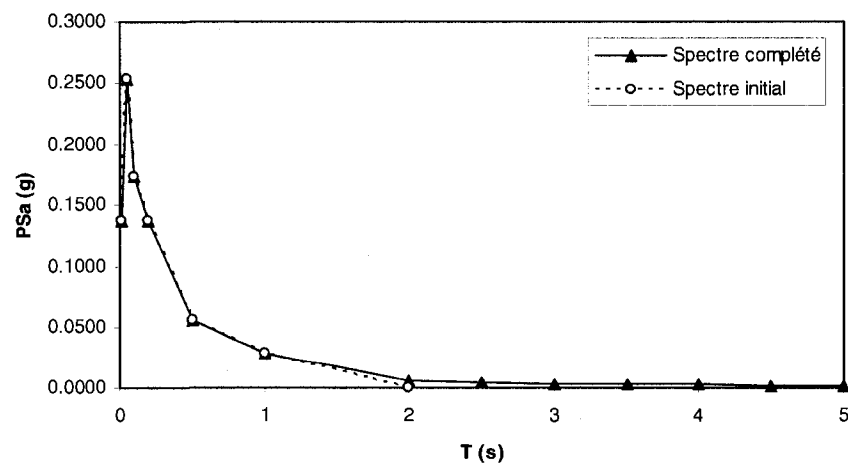


Fig. 4.9 Spectre horizontal pour RP = 500 ans complété avec Wanitkorkul et Filiatrault (2005) jusqu'à $T = 5$ s

4.4 Calcul de la fissuration et du facteur de sécurité au glissement pour les piliers et coursiers

Au chapitre 3 de ce mémoire, le calcul de la fissuration à l'interface béton-rocher ainsi qu'au joint de levée a été effectué en utilisant les points de l'historique des efforts pour lesquels les excentricités e_x et e_y par rapport au centroïde de la section étaient maximales. Ces excentricités sont calculées à l'aide des équations 4-2 et représentées à la figure 4.9.

$$e_x = \frac{M_x}{P} \text{ et } e_y = \frac{M_y}{P} \quad (4-2)$$

où M_x et M_y sont les moments résultants selon les axes x et y et P est la résultante verticale.

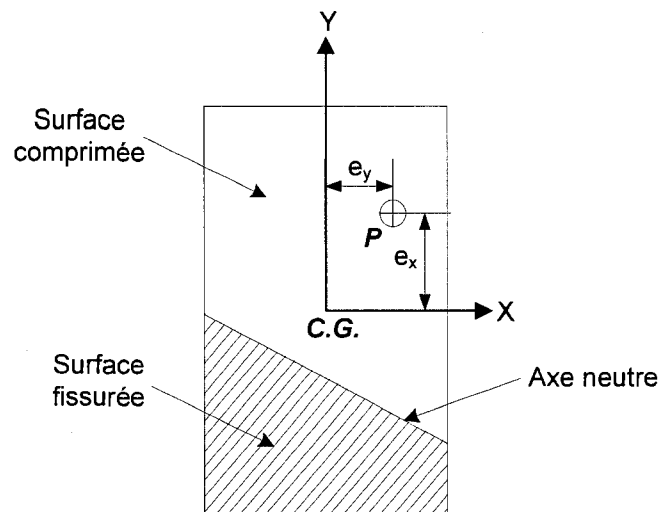


Fig. 4.10 Excentricités e_x et e_y (vue en plan d'une section rectangulaire sous flexion biaxiale)

Le problème P - M_x - M_y revient donc à considérer uniquement une charge verticale P excentrée par rapport au centre de gravité de la section analysée. Pour un chargement

produisant une excentricité selon un axe seulement, il est clair que lorsque cette excentricité est maximale, cela conduit à la fissuration la plus importante. Par contre, lorsqu'il y a une excentricité selon les deux axes, ce n'est pas aussi évident. Peut-être qu'il existe une solution plus pénalisante pour laquelle les deux excentricités sont près du maximum. Au moment de réaliser ce mémoire, on ne disposait d'aucun outil permettant d'investiguer systématiquement les milliers de combinaisons d'efforts P - M_x - M_y issues des analyses dynamiques transitoires. Cependant, plusieurs essais ont été réalisés, mais aucun cas plus critique n'a été trouvé que ceux donnés par les équations 4-2.

Par ailleurs, pour calculer le facteur de sécurité au glissement, on a décidé d'utiliser les efforts dynamiques soutenus et une approche consistante avec la méthode de gravité. Il serait effectivement trop sévère de calculer le FSG en utilisant les efforts maximum, puisque la structure n'a probablement « pas le temps » de glisser sous ces impulsions de forte intensité mais de très courte durée. Les efforts soutenus représentent pour leur part un niveau de chargement qui est assez souvent atteint pendant le séisme et qui risque donc de provoquer un glissement substantiel. Les forces utilisées pour le calcul du FSG sont donc les suivantes :

$$V_{FSG} = V_{statique} + \frac{V_{dynamique}}{2} \quad (4-3)$$

$$P_{FSG} = P_{statique} - 0.3 \left(\frac{P_{dynamique}}{2} \right) \quad (4-4)$$

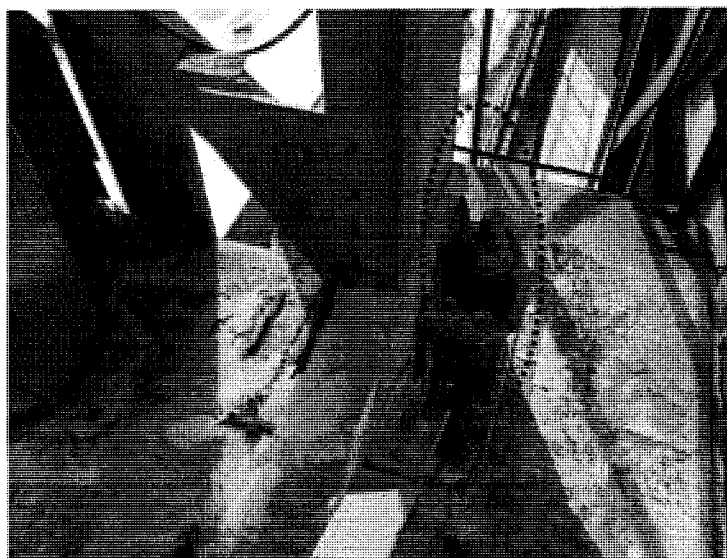
où $V_{statique}$ et $P_{statique}$ sont les efforts statiques et $V_{dynamique}$ et $P_{dynamique}$ sont les efforts maximum issus de l'analyse dynamique. À la base, on utilise V_y seulement, alors qu'au joint de levée, on emploie $V_{rés}$ (équation 2-4).

On utilise un facteur de réduction de 50 % pour le calcul des efforts dynamiques soutenues, tel que justifié par Tinawi et al. (2000). La force verticale dynamique est multipliée par 0.3 pour reproduire artificiellement la non simultanée des charges maximales et ce facteur est cohérent avec l'approche normalement adoptée lors d'analyses pseudo-statiques ou pseudo-dynamiques.

4.5 Photographies pertinentes à l'étude de la vulnérabilité sismique de l'évacuateur de crues

Cette section présente quelques photographies de l'évacuateur de crues faisant l'objet de ce mémoire et qui ont été utiles à l'évaluation de sa vulnérabilité sismique. La figure 4.10 montre les détails des ancrages à la base des tours de la structure de levage. Les équations utilisées pour la vérification de ces derniers sont détaillées à l'annexe C. À la figure 4.11, on peut voir les détails de la connexion des éléments de la tour à un poteau. Une approximation des dimensions à partir des photographies a permis une vérification préliminaire de la résistance de ces connexions (voir Annexe D de ce mémoire). Dans le cadre de l'étude détaillée d'une structure, la résistance structurale des connexions devrait être étudié avec plus d'attention.

a)



b)

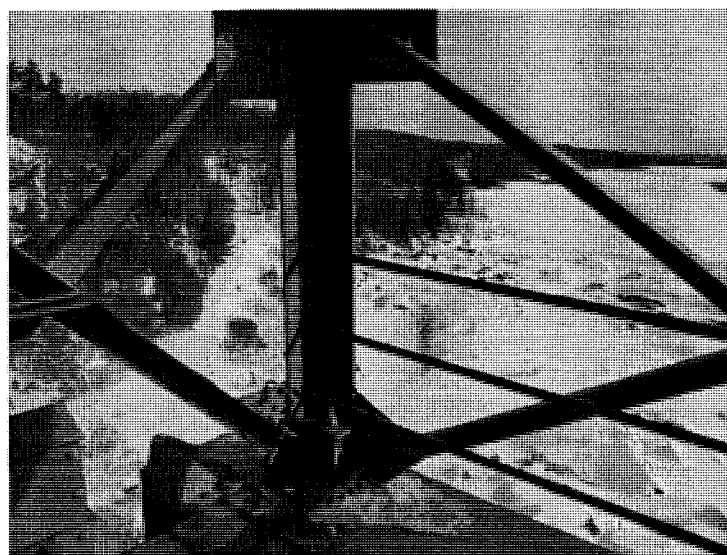


Fig. 4.11 Ancrage à la base des tours de la structure de levage : a) ancrage du côté externe; b) ancrage du côté interne

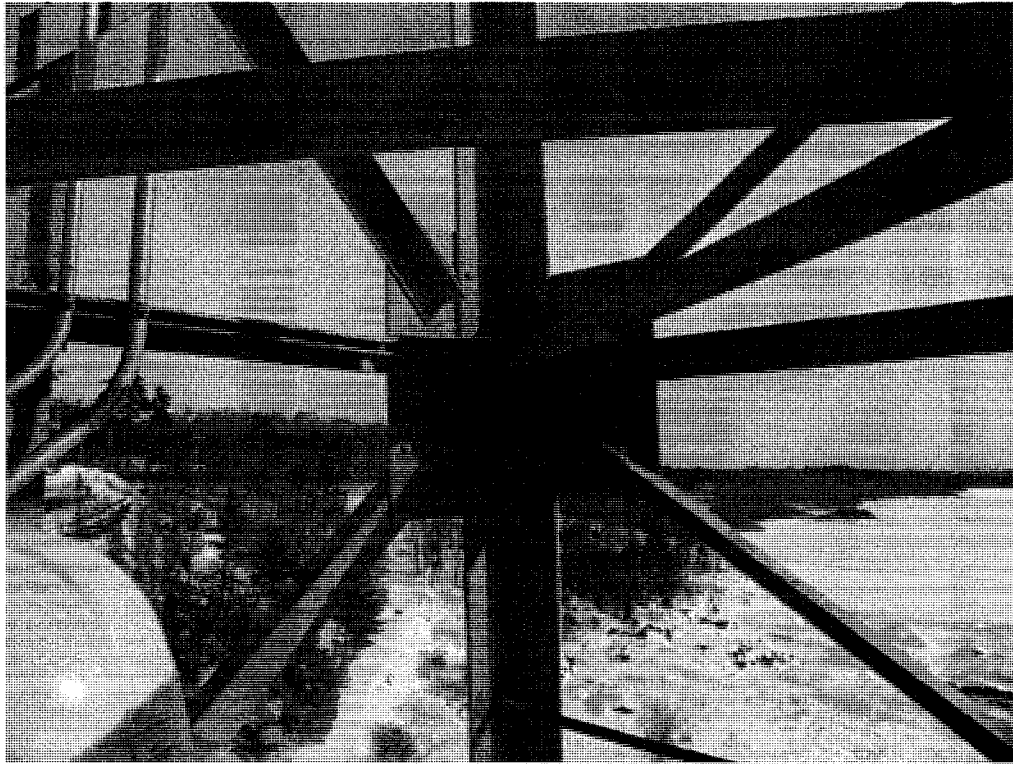


Fig. 4.12 Connexion des diagonales et des poutres de la tour au poteau

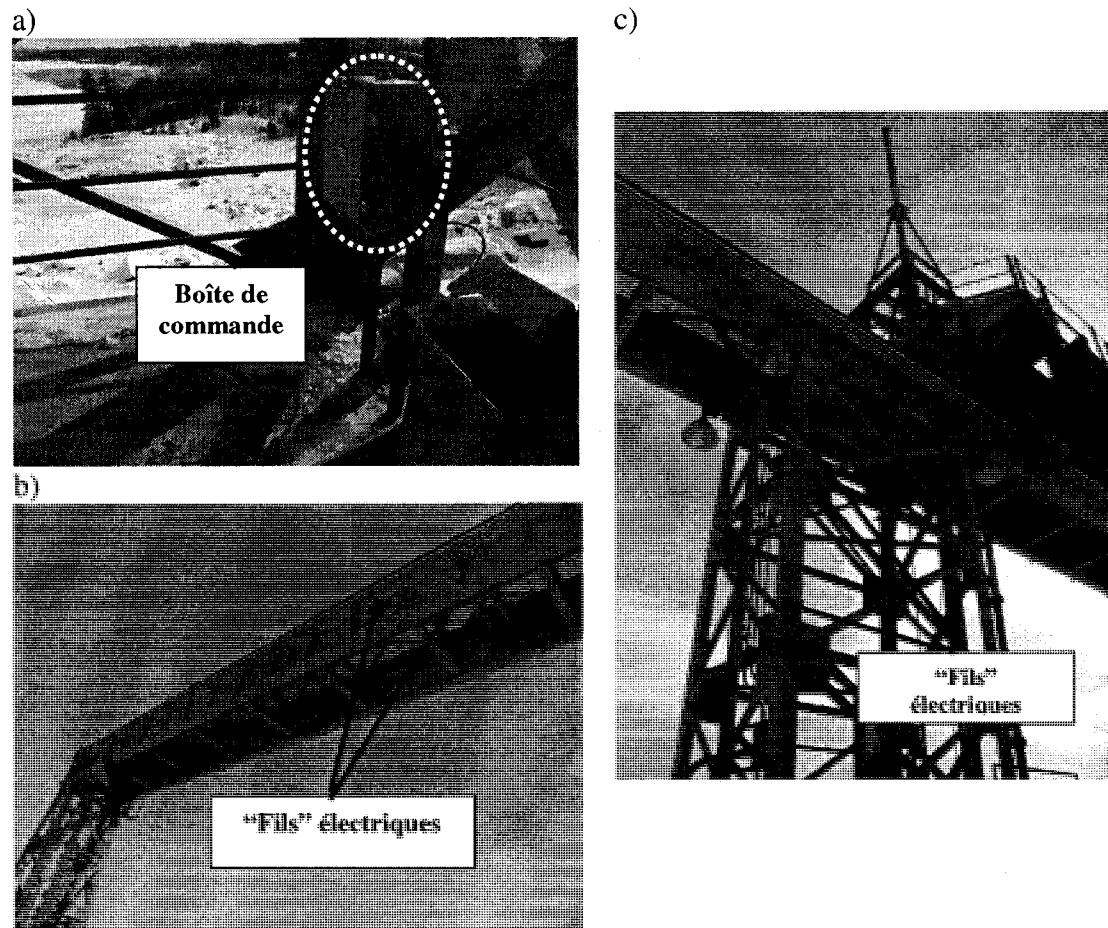


Fig. 4.13 Équipements électriques : a) boîte de commande sur la crête d'un pilier;
 b) alimentation électrique le long du pont des treuils; c) alimentation électrique le long
 du pont des treuils et le long d'une tour

CHAPITRE 5

CONCLUSIONS ET PERSPECTIVES

Ce chapitre est un complément aux conclusions déjà présentées à la section 3.6 de ce mémoire.

Ce mémoire propose une méthodologie pour l'évaluation de la sécurité sismique des évacuateurs de crues avec vannes. L'analyse du système est simplifiée par l'utilisation d'un « success path », qui s'avère une technique très efficace pour l'identification des composantes clés de l'évacuateur. Par ailleurs, l'analyse dynamique incrémentale (IDA) mène à l'obtention d'un portrait global identifiant chaque structure et équipement ainsi que sa plage de fonctionnement en terme de périodes de retour (voir Fig. 3.2 par exemple). Ainsi, il est facile de cibler rapidement les besoins en termes de réhabilitation, selon les critères de performance fixés par les autorités normatives. Cette méthode offre aussi une grande flexibilité quant au nombre de critères de performance spécifiés et à leur évolution dans le temps. Par exemple, au chapitre 3, on a fixé le séisme MDE à une période de retour RP de 2500 ans. Si on décide ultérieurement de l'augmenter à $RP = 10\,000$ ans, il n'y a nul besoin de reprendre le travail, car on pourra d'ores et déjà identifier quelles sont les composantes qui nécessiteront un renforcement pour atteindre la performance requise.

Afin d'implanter la méthodologie proposée dans un contexte plus vaste, certains points nécessitent un approfondissement :

- (i) Les résultats obtenus au chapitre 3 sont fortement dépendants des spectres de calcul utilisés. Or, ces spectres varient selon le modèle sismologique utilisé (historique, régional, robuste) et le choix d'utiliser par exemple l'aléa moyen ou médian. À la figure 2.14 de ce mémoire, on peut voir que les courbes de Ko et Schellenberg (2002) proviennent de deux sources différentes (*Geological Survey of Canada (GSC)* et une étude réalisée en 1998). Ceci peut induire une certaine inconsistance dans les résultats obtenus. Cependant, les normes canadiennes ne spécifient actuellement que le UHS (spectre de calcul à probabilité de dépassement uniforme) médian correspondant à une période de retour de 2500 ans. Il faudrait donc développer, pour chacune des zones à étudier, des spectres de calculs pour plusieurs périodes de retour dont le modèle et le type d'aléa soient consistants.
- (ii) La vérification de la structure de béton de l'évacuateur de crues est traditionnellement effectuée selon l'approche des contraintes admissibles. Les structures d'acier et les vannes sont pour leur part analysés aux états limites. Afin d'assurer une certaine uniformité, le coefficient de résistance (ϕ) est posé égal à 1 pour les calculs aux états limites. La correspondance n'est cependant pas parfaite. La procédure utilisée est tout à fait en accord avec les normes actuelles, mais un peu de travail pourrait être effectué à cet égard pour tendre vers une meilleure uniformisation.
- (iii) L'étude de cas effectuée au chapitre 3 concerne plus spécifiquement un évacuateur de crues ayant un système de vis et de treuils. Le « success path » devra être adapté pour d'autres systèmes de levage, tels que treuils-câbles, grue portique et cylindres hydrauliques.
- (iv) Dans la mesure où l'étude a été conduite par des ingénieurs civils, l'étude des équipements électromécaniques pourrait être bonifiée par la participation d'ingénieurs spécialisés en mécanique et en électricité, qui pourraient

probablement identifier d'autre modes de défaillance possibles et statuer sur la capacité de certains équipements.

- (v) Pour les premiers évacuateurs de crues, des essais sur table vibrante visant à établir la vulnérabilité sismique des équipements devront être effectués. Par la suite, une base de données de fragilité sismique devrait être mise au point pour les équipements typiques des évacuateurs de crues.

Malgré quelques points qui nécessitent des réflexions supplémentaires, il n'en reste pas moins que ce mémoire présente la base d'une méthodologie novatrice permettant d'évaluer la sécurité sismique des évacuateurs de crues, incluant les vannes et les équipements de levage.

BIBLIOGRAPHIE

Les références présentées dans cette section complètent celles de l'article, présentées à la section 3.8.

Abrahamson, N. A. (1992). Non-stationary spectral matching. *Seismological Research Letters*, 63(1), 30.

Adams, J., et Halchuck, S. (2003). *Fourth generation seismic hazard maps of Canada: Values for over 650 Canadian localities intended for the 2005 National Building Code of Canada*. Geological Survey of Canada open file 4459.

ANCOLD. (1998). *Guidelines for design of dams for earthquake*. Australian National Committee on Large Dams, Australie.

Atkinson, G. M., et Elgohary, M. (2007). Typical uniform hazard spectra for eastern North America sites at low probability levels. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 34(1), 12-18.

Atkinson, G. M., et Beresnev, I. A. (1998). Compatible ground-motion time histories for new national seismic hazard maps. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 25(2), 305-318.

Beltrán, F. (1999). Seismic PSA and other external hazard analyses. *IAEA Regional course on PSA*, Madrid, Espagne.

BC HYDRO. (1997). *Stave Falls seismic study: Risk assessment of Blind Slough dam* (MEP11-8). British Columbia, Canada : British Columbia Hydro.

Boresi, A. P., et Sidebottom, O. M. (1985). *Advanced mechanics of materials* (4th Ed.). New-York : Wiley, 283-290.

Bozorgnia, Y., et Bertero, V. V. (2004). *Earthquake Engineering from Engineering Seismology to Performance-based engineering*. CRC press.

Bozorgnia, Y., et Campbell, K. W. (2004). The vertical-to-horizontal response spectral ratio and tentative procedures for developing simplified V/H and vertical design spectra. *Journal of Earthquake Engineering*, 8(2), 175-207.

Chopra, A., et Tan, H. (1989). *Simplified earthquake analysis of gated spillway monoliths of concrete gravity dams* (SL-89-4). University of California, Berkeley: Prepared for U.S. Army Corps of Engineers.

Caron, D. R., et Chouinard, L. E. (2007). A Method for Determining Spillway Condition. *Hydro Review*, p. 32-39.

CDA. (1999). *Dam safety guidelines*. Canadian Dam Association, Edmonton, Alberta, Canada.

Christopoulos, C., Léger, P., et Filiatrault, A. (2003). Sliding response of gravity dams including vertical seismic accelerations. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, 2(2), 189-200.

CNRC. (2005). *Code National du Bâtiment du Canada (CNBC)*. Conseil National de Recherches du Canada, Ottawa, Canada.

Cornell, C.A. (1968). Engineering seismic risk analysis. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 58(5), 1583-1606.

Deodatis, G. (1996). Non-stationary stochastic vector processes: seismic ground motion applications. *Probabilistic Engineering Mechanics*, 11(3), 149-167.

FERC. (2002). *Engineering Guidelines for the Evaluation of Hydropower Projects – Chapter III: Gravity dams*. Federal Energy Regulatory Commission, Office of Energy Projects, Washington D.C., USA.

García-Monge, J., Beltrán, F., et Sánchez-Cabañero, J. G. (2001). Seismic margin assessment of Spanish nuclear power plants: a perspective from industry and regulators. *OECD-NEA Workshop on the Seismic Re-evaluation of all Nuclear Facilities*, Ispra, Italie.

Gasparini, D. A., et Vanmarcke, E. H. (1976). *SIMQKE: A program for Artificial Motion Generation – User's Manual and Documentation*. Department of Civil Engineering, MIT, Massachusetts, USA.

Halldorsson, B., et Papageorgiou, A. S. (2005). Calibration of the Specific Barrier Model to Earthquakes of Different Tectonic Regions. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 95(4), 1276-1300.

Halldorsson, B., et Papageorgiou, A. S. (2004). *Region specific ground motion simulation using the specific barrier model. SGMS user's manual*. Engineering Seismology Laboratory, University at Buffalo, USA.

HYDRO-QUÉBEC. (2001). *Guide pour la sélection des paramètres sismiques*. Rapport du sous-groupe Séismicité, - Révision 2001. Hydro-Québec.

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

Kennedy, R. P. (1999). Overview of Methods for Seismic PRA and Margin Analysis Including Recent Innovations. *Proceedings of the OECD/NEA Workshop on seismic risk*, Tokyo, Japon, NEA/CSNI/R(99), 33-63.

Kennedy, R. P., et Ravindra, M. K. (1984). Seismic fragilities for nuclear power plant risk studies. *Nuclear Engineering and Design*, 79(1), 47-68.

Kostov, M., Boncheva, H., Stefanov, D., Varbonov, G., Kaneva, A., et Koleva, N. (1998). Seismic risk assessment of large concrete gravity dams. *Proc. 11th European Conference on Earthquake Engineering*, Balkema, Rotterdam.

Leclerc, M., Léger, P., et Tinawi, R. (2001). *CADAM. Version 1.4.3 - User's manual*, École Polytechnique de Montréal, Canada.

Lewin, J. (2001). *Hydraulic gates and valves in free surface flow and submerged outlets* (2nd Edition). London : Thomas Telford.

Miron, M. S. (1997). *Analyses statiques et sismiques 3D d'un évacuateur de crues par éléments finis* (EPM/GCS-1997-04). Chaire Industrielle CRSNG/HYDRO-QUÉBEC/ALCAN, École Polytechnique de Montréal, Canada.

OFEG. (2003). *Documentation de base pour la vérification des ouvrages d'accumulation aux séismes*. Document préparé par la Section Barrages de l'Office Fédéral des Eaux et de la Géologie, Suisse.

Papageorgiou, A., Halldorsson, A. S., Dong, G. (Version 1.0). *Target Acceleration Spectra Compatible Time Histories (T.A.S.C.T.H.) – User's manual*. Engineering Seismology Laboratory, University at Buffalo, USA.

(On utilise le manuel d'utilisateur de T.A.S.C.T.H, une ancienne version de R.S.C.T.H, car le manuel d'utilisateur de ce dernier n'est pas encore disponible.)

Patev, R. C., et Putcha, C. S. (2005). Development of fault trees for risk assessment of dam gates and associated operating equipment. *International Journal of Modeling & Simulation*, 25(3), 190-201.

Putcha, C. S., et Patev, R. C. (2000). *Investigation of Risk Assessment Methodology for Dam Gates and Associated Operating Equipment* (ERDC/ITL TR-00-3). Information Technology Laboratory, Vicksburg, MS : Prepared for U.S. Army Corps of Engineers.

Reed, J. W., et al. (1991). *A Methodology for Assessment of Nuclear Power Plant Seismic Margin* (EPRI NP-6041-SL, Rev. 1.). Palo Alto, U.S.A: Electric Power Research Institute.

Séismes Canada. (mis à jour le 2008-04-27). Ressources Naturelles Canada – Secteur des Sciences de la Terre. Consulté le 27 avril 2008, tiré de
http://seismescanada.rncan.gc.ca/index_f.php

Seismosoft. (version 3.2.0). *Seismosignal*. [Logiciel]. Tiré de
<http://www.seismosoft.com/Downloads/SeismoSignal.htm>

Silva, W. J. (1997). Characteristics of Vertical Strong Ground Motions for Applications to Engineering Design. *Proceedings of the FHWA/NCEER Workshop on the National Representation of Seismic Ground Motion for New and Existing Highway Facilities*, Burlingham, États-Unis.

Stefan, L. (2007). *Une extension tridimensionnelle de la méthode de gravité pour l'étude de la fissuration des piliers d'évacuateurs de crues incluant l'effet des sous-pression*. Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal, Québec, Canada.

Tekie, P. B. (2001). *Fragility analysis of concrete gravity dams*, Ph. D. Thesis, John Hopkins University, Baltimore, USA.

Tinawi, R., Léger, P., Lecler, M., Cipolla, G. (2000). Seismic Safety of Gravity Dams: From Shake Table Experiments to Numerical Analyses. *ASCE Journal of Structural Engineering*, 126(4), 518-529.

USACE. (2003). *Time-History Dynamic Analysis of Concrete Hydraulic Structures* (EM 1110-2-6051). Washington, D.C : U.S. Army Corps of Engineers.

USACE. (1995). *Engineering and design: Gravity dam design* (EM 1110-2-2000). Washington, D.C : U.S. Army Corps of Engineers.

USCOLD. (1999). *Updated Guidelines for Selecting Seismic Parameters for Dam Projects*. Committee on Earthquakes of United States Committee on Large Dams.

Westergaard, H. M. (1931). Water pressures on dams during earthquakes. *Proceedings of the ASCE*, 1303-1318.

ANNEXE A.

MODÈLE À TROIS MASSES D'EPSTEIN

L'annexe A présente les calculs des paramètres du modèle à trois masses d'Epstein (1976). Ce modèle a été utilisé pour représenter la pression hydrodynamique agissant dans la direction rive gauche – rive droite entre les nez des piliers de l'évacuateur de crues étudié au chapitre 3 de ce mémoire.

1) Calcul des paramètres du modèle d'Epstein

$$2L = 15.24m$$

$$H = 26.94m$$

$$\alpha = H/L = 3.5354$$

$$B = 4.57m \quad (\text{Profondeur du nez des piliers})$$

$$m = 2L \times B \times H \times 1000 \frac{kg}{m^3} = 1876285kg$$

$$K'_4 = 1.064 / \alpha = 0.300953$$

$$K'_6 = 0.518 / \alpha = 0.146517$$

$$K'_8 = 1 - \frac{0.525}{\alpha} = 0.851503$$

$$m_1 = K'_4 m = 564674kg$$

$$m_2 = K'_6 m = 274907kg$$

$$m_3 = \left(1 - \frac{3}{2\alpha}\right) m = 1080222kg$$

$$h_1 = \left(1 - \frac{15}{16\alpha}\right)H = 19.7963m$$

$$h_2 = K_8 H = 22.9395m$$

$$h_3 = \left(\frac{1}{2} - \frac{3}{4\alpha}\right)H = 7.7550m$$

$$K = \frac{3 \times 9.81 \times m_2^2 \times H}{m \times L^2} = 549985 N/m \quad \rightarrow \quad K/2 = 274993 N/m$$

La masse m_1 a été subdivisée en deux dans le modèle d'EF afin d'éviter d'avoir une masse concentrée directement au niveau du plan d'analyse à l'élévation 90.0 m. Ainsi, des masses de 338 804 kg et de 225 870 kg ont été placées respectivement aux élévations 89.0 m et 91.0 m. La séparation de la masse a été effectuée en fonction de la distance entre le point d'application et la hauteur théorique h_1 (19.7963 m).

<p>ANNEXE B</p> <p>ACCÉLÉROGRAMMES COMPATIBLES</p>
--

Cette annexe présente l'ensemble des accélérogrammes utilisés au chapitre 3 de ce mémoire et qu'y n'ont pu y être inclus, faute d'espace.

RP = 200 ans

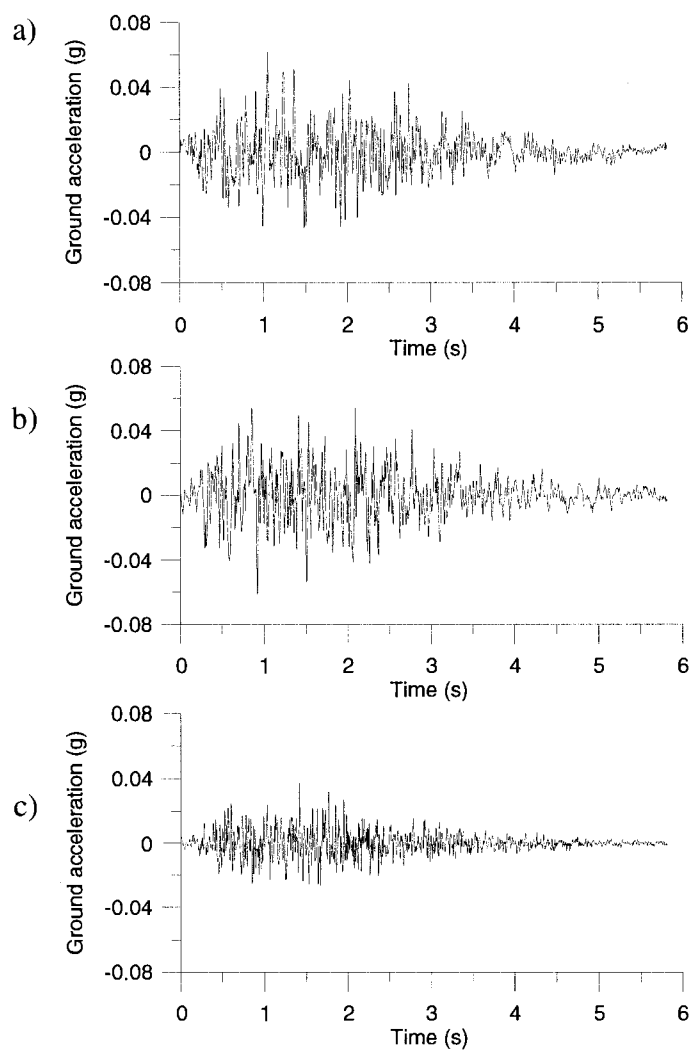


Fig. B.1 Accélérogrammes pour RP = 200 ans: a) et b) composantes horizontales;
c) composante verticale

RP = 500 ans

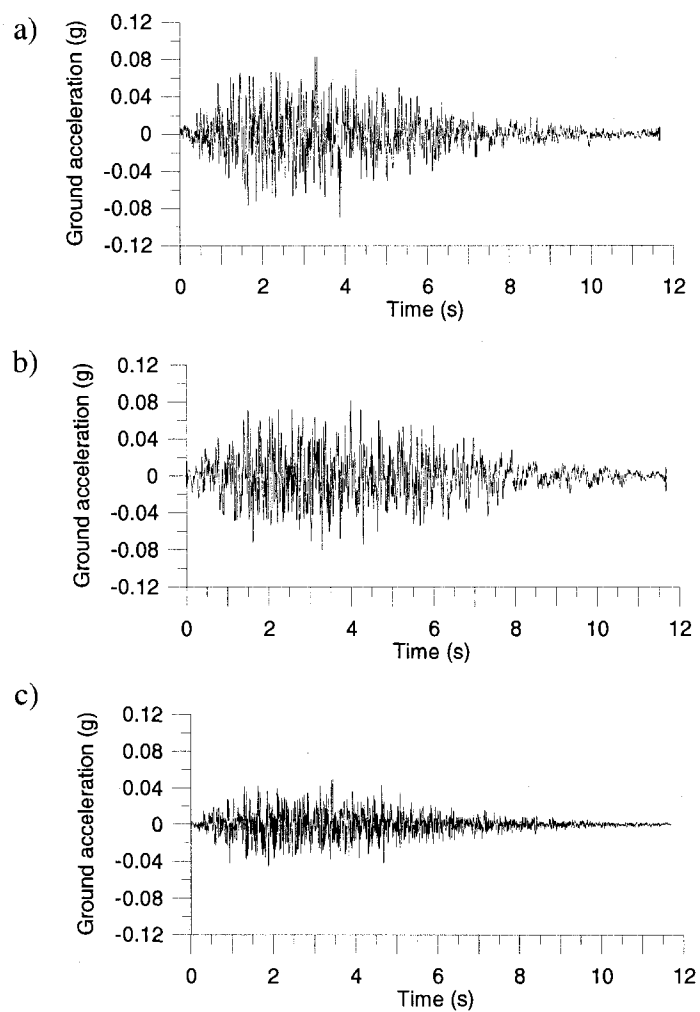


Fig. B.2 Accélérogrammes pour RP = 500 ans : a) et b) composantes horizontales; c) composante verticale

RP = 1000 ans

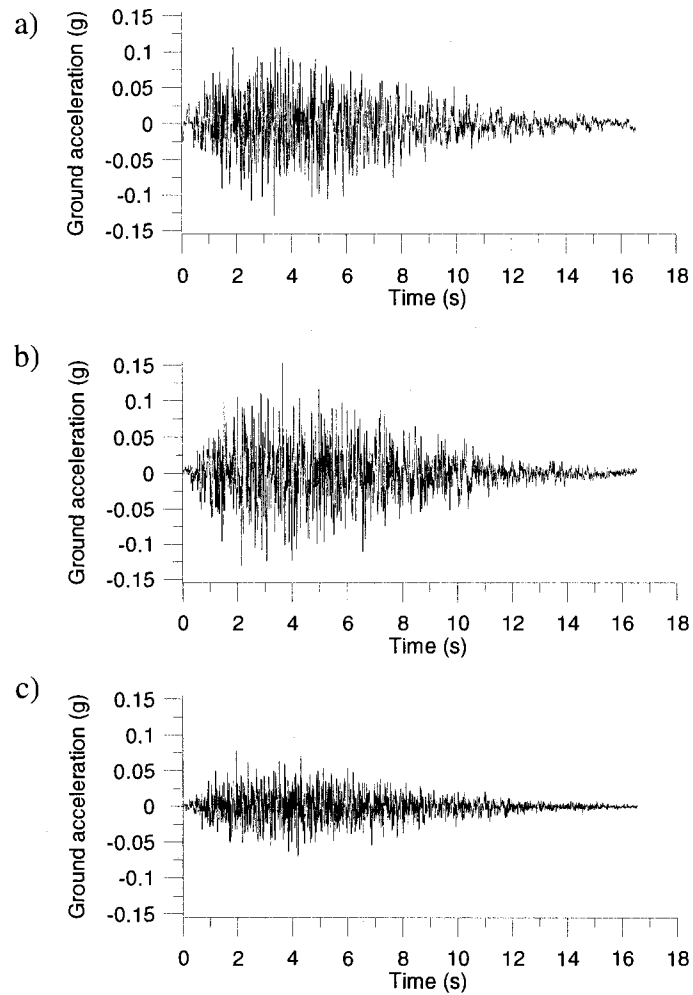


Fig. B.3 Accélérogrammes pour RP = 1000 ans: a) et b) composantes horizontales; c) composante verticale

RP = 2500 ans

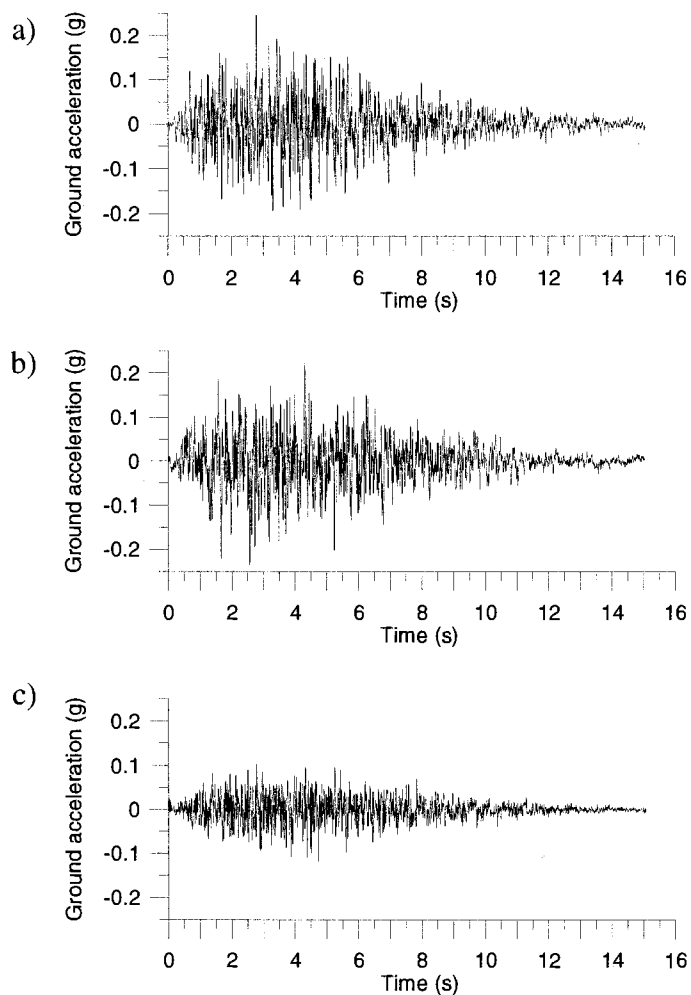


Fig. B.4 Accélérogrammes pour RP = 2500 ans: a) et b) composantes horizontales; c) composante verticale

RP = 5000 ans

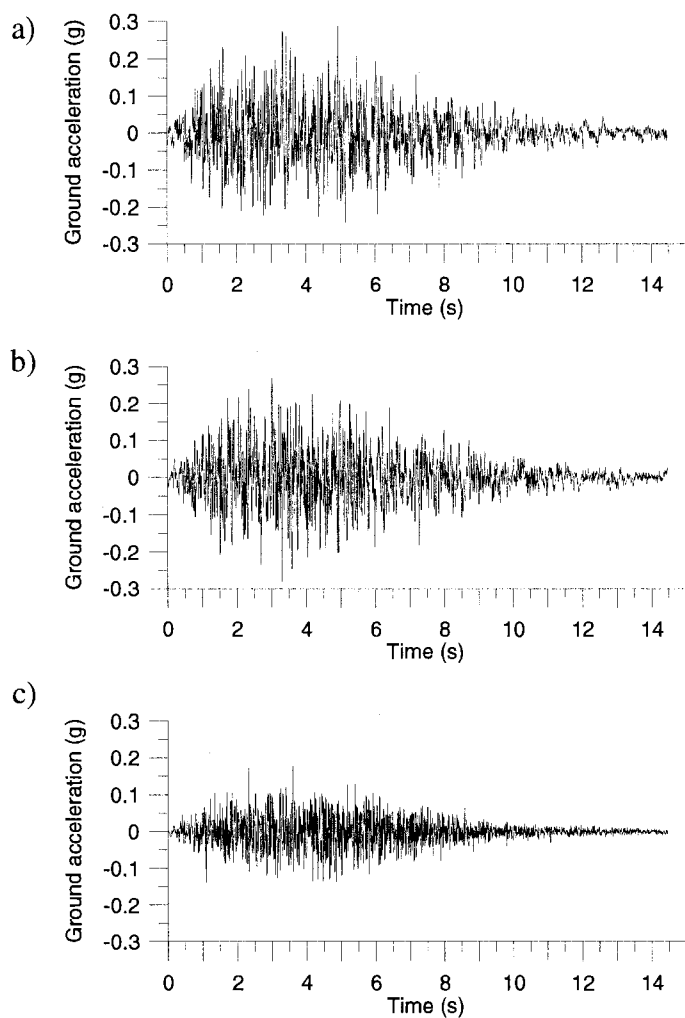


Fig. B.5 Accélérogrammes pour RP = 5000 ans: a) et b) composantes horizontales; c) composante verticale

RP = 10 000 ans

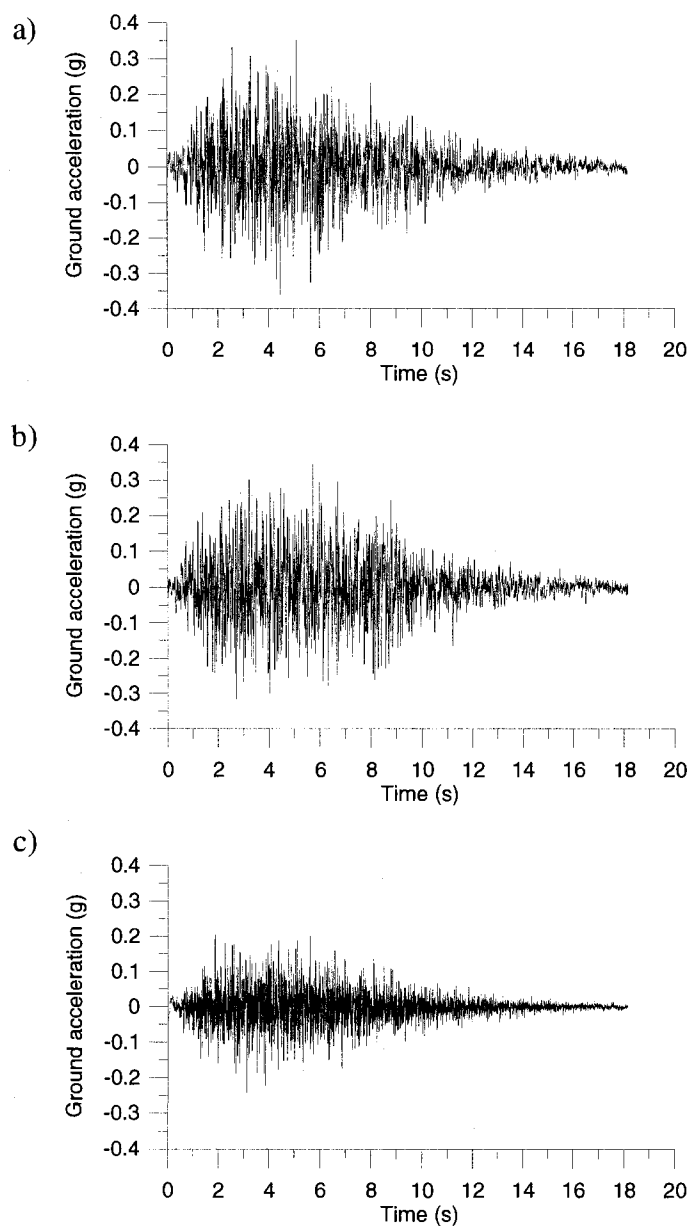


Fig. B.6 Accélérogrammes pour RP = 10 000 ans: a) et b) composantes horizontales; c) composante verticale

ANNEXE C

EXEMPLE DE CALCUL DES ANCRAGES À LA BASE DES TOURS

Cette annexe présente un exemple de calcul complet pour les ancrages à la base des tours. Les ancrages ont été vérifiés à l'aide de l'annexe D de la norme CSA A23.3-04 (2004).

A) Résistance en traction et en cisaillement des boulons

- $T_r = N \phi_b A_n F_{ulb,b} R_{traction}$

→ N : nombre de boulons = 1

ϕ_b : coefficient de résistance du boulon = 1

A_n : Aire nette du boulon = $0.7A_b = 798 \text{ mm}^2$

F_{ulb} : Valeur inférieure de la résistance ultime en traction du boulon = 317 MPa

$R_{traction}$: 0.8 (comportement ductile assumé)

$$T_r = 1 \times 1 \times 798 \times 317 \times 0.8$$

$$\underline{T_r = 203 \text{ kN}}$$

$$\bullet \quad V_r = N 0.6 \phi_b A_n F_{ulb,b} R_{cisaillement}$$

→ N : nombre de boulons = 1

ϕ_b : coefficient de résistance du boulon = 1

A_n : Aire nette du boulon = $0.7 A_b = 798 \text{ mm}^2$

F_{ulb} : Valeur inférieure de la résistance ultime en traction du boulon = 317 MPa

$R_{cisaillement}$: 0.75 (comportement ductile assumé)

$$V_r = 1 \times 0.6 \times 1 \times 798 \times 317 \times 0.75$$

$$\underline{V_r = 114 \text{ kN}}$$

B) Résistance en traction du béton

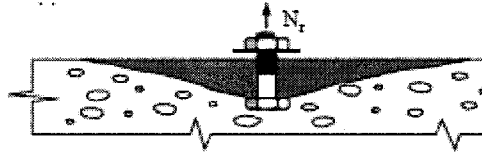


Fig. C.1 Concrete breakout resistance of anchor in tension (CSA A23.3-04)

$$T_{cbr} = \frac{A_N}{A_{N0}} \psi_{ed,N} \psi_{c,N} \psi_{cp,N} T_{br}$$

$$\rightarrow T_{br} = k \phi_c \sqrt{f_c} h_{ef}^{1.5} R \quad \text{où} \quad k = 10 \text{ (coulé en place)}$$

$\phi_c = 0.65^*$ (coefficient de résistance du béton)

$h_{ef} = 2134 \text{ mm}$ (profondeur du boulon d'ancrage dans le béton)

$f_c = 17 \text{ MPa}$ (Résistance en compression du béton)

$R = 1$ (coulé en place, sans considérer la restrainte fournie par l'armature, article D5.4c)

$$T_{br} = 10 \times 0.65 \times \sqrt{17} \times 2134^{1.5} \times 1$$

$$T_{br} = 10 \times 0.65 \times \sqrt{17} \times 2134^{1.5} \times 1$$

$$T_{br} = 2642 \text{ kN}$$

*ASCE/SEI 41-06 (2007) recommande d'utiliser $\phi_c = 1$, mais d'utiliser 65 % de f'_c .

Cette approche donne des résistances un peu plus élevées.

$$\rightarrow \psi_{ed,N} = 0.7 + \frac{0.3c_{\min}}{1.5h_{ef}} \leq 1 \quad \text{où} \quad c_{\min} = 485 \text{ mm (distance minimale du}$$

boulon d'ancrage par rapport au bord)

$$\psi_{ed,N} = 0.7 + \frac{0.3 \times 485}{1.5 \times 2134}$$

$$\psi_{ed,N} = 0.75$$

$$\rightarrow \psi_{c,N} = 1 \text{ (on assume que le béton est fissuré sous les charges de service)}$$

$$\rightarrow \psi_{cp,N} = 1 \text{ (boulon d'ancrage installé avant la coulée du béton)}$$

$$\rightarrow A_{N0} = 9h_{ef}^2 = 40985604 \text{ mm}^2$$

$$\rightarrow A_N = (c_{\min} + 1.5h_{ef}) \times (1.5h_{ef} + c_{\max}) \quad \text{où} \quad c_{\max} = 720 \text{ mm (autre distance entre le boulon et le bord)}$$

$$A_N = (485 + 1.5(2134)) \times (1.5(2134) + 720)$$

$$A_N = 14452806 \text{ mm}^2$$

$$\rightarrow T_{chr} = 14452806 / 40985604 \times 0.75 \times 1 \times 1 \times 2642$$

$$T_{chr} = 694 \text{ kN} > 203 \text{ kN} \quad \underline{\text{Pas critique}}$$

C) Glissement de la barre par perte de cohésion avec le béton

À l'époque où l'évacuateur de crues a été construit, on utilisait encore des barres lisses dans le béton. Il est donc nécessaire de vérifier s'il y a possibilité que la barre sorte du béton par perte d'adhérence.

$$N_{gliss} = S \times \sigma_{adh\u00e9rence} \times 1.33$$

$$\rightarrow S = p \times h_{ef} \quad \text{où} \quad p = 120 \text{ mm (p\u00e9rim\u00e8tre de la barre)}$$

S est la surface de la barre en contact avec le b\u00e9ton.

$$S = 120 \times 2134$$

$$S = 255428 \text{ mm}^2$$

$$\rightarrow \sigma_{adh\u00e9rence} = 0.04 f_c$$

$$\sigma_{adh\u00e9rence} = 0.7 \text{ N/mm}^2$$

$$N_{gliss} = 231 \text{ kN} > 203 \text{ kN} \quad \underline{\text{Pas critique}}$$

D) Résistance en cisaillement du béton

$$V_{cbr} = A_V / A_{V0} \psi_{ed,V} \psi_{c,V} V_{br}$$

$$\rightarrow V_{br} = 0.58 \left(\frac{h_{ef}}{d_0} \right)^{0.2} \sqrt{d_0} \phi_c \sqrt{f_c} c_1^{1.5} R \quad \text{où} \quad h_{ef} = 2134 \text{ mm (profondeur du}$$

boulon d'ancrage)

$d_0 = 38 \text{ mm}$ (diamètre des boulons)

h_{ef}/d_0 ne peut pas excéder 8

$\phi_c = 0.65$ (coefficient de résistance du béton)

$f_c = 17 \text{ MPa}$ (résistance en compression du béton)

$c_1 = 485 \text{ mm}$ ou 720 mm selon la direction du cisaillement étudié (distance entre le centre de la barre et le bord dans la direction de l'effort tranchant)

$R = 1$ (article 5.4c), condition B, coulé en place)

$$V_{br1} = 281 \text{ kN}$$

$$V_{br2} = 155 \text{ kN}$$

selon la direction du cisaillement

$$\rightarrow A_{V0} = 4.5 c_1^2$$

$$A_{V01} = 2332800 \text{ mm}^2$$

$$A_{V02} = 1058512.5 \text{ mm}^2$$

$$\rightarrow A_V = 1.5 c_1 (1.5 c_1 + c_2) \quad \text{où} \quad c_2 = 485 \text{ mm ou } 720 \text{ mm (distance au bord dans l'autre direction)}$$

$$A_{V1} = 1690200 \text{ mm}^2$$

$$A_{V2} = 1053056.25 \text{ mm}^2$$

$$\rightarrow \psi_{ed,V} = 0.7 + 0.3 \left(\frac{c_2}{1.5c_1} \right) \leq 1$$

$$\psi_{ed,V1} = 0.83$$

$$\psi_{ed,V2} = 1$$

$$\rightarrow \psi_{c,V} = 1.4 \quad (\text{présence de barres d'armature entre le boulon d'ancrage et le bord et de ligatures})$$

$$\rightarrow V_{chr1} = 237 \text{ kN} > 114 \text{ kN OK!}$$

$$V_{chr2} = 216 \text{ kN} > 114 \text{ kN OK!}$$

E) “Concrete pryout resistance of anchor in shear”

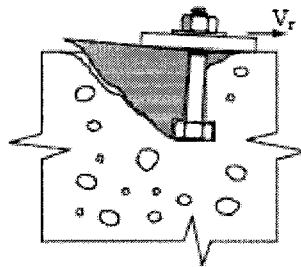


Fig. C.2 “Concrete pryout resistance of anchor in shear” (CSA A23.3-04)

$$k_{cp} = 2 \text{ car } h_{ef} > 65 \text{ mm}$$

$$V_{cpr} = k_{cp} T_{cbr}$$

$$V_{cpr} = 1225 \text{ kN} \gg 114 \text{ kN}$$

Pas critique

Suite à ces calculs, on conclue que la résistance en traction et la résistance en cisaillement du boulon d'ancrage sont contrôlées par la résistance de l'acier. Le calcul à effectuer est le suivant :

Si $T_f > 0.2T_r$ et $V_f > 0.2V_r$,

$$\left(\frac{T_f}{T_r}\right) + \left(\frac{V_f}{V_r}\right) \leq 1.2 \quad (\text{Article D.8.4 de la norme CSA A23.3-04})$$

F) Vérification de l'écrasement du béton sous la plaque de base

D'après les plans, les colonnes des tours d'acier reposent sur des plaques de base mesurant 508 mm par 508 mm (20'' par 20'').

Si on utilise la surface de la plaque, A_1 , seulement, la résistance en compression, $C_{r,\max}$ obtenue est la suivante :

$$C_{r,\max} = 0.85\phi_c f'_c A_1$$

$$C_{r,\max} = 0.85 \times 0.65 \times 17 \times 508 \times 508$$

$$C_{r,\max} = 2424 \text{ kN}$$

Pour un séisme ayant une période de retour de 10 000 ans, l'effort de compression maximal repris par un ancrage est d'environ 885 kN. Les plaques d'ancrages ne posent donc aucun problème.

G) Remarque supplémentaire

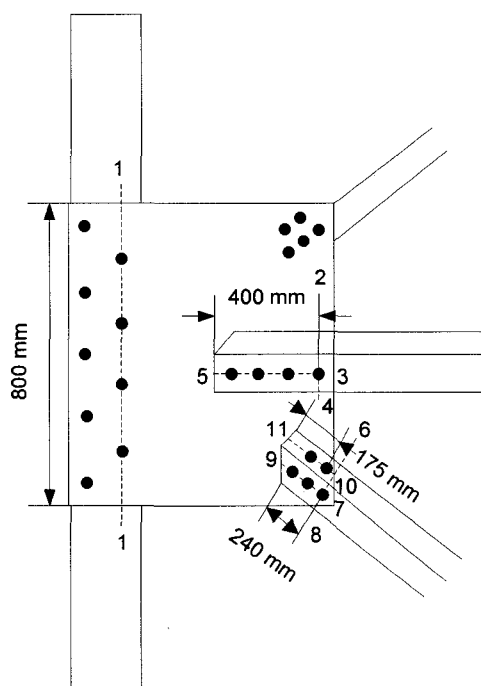
Il y a une certaine confusion parmi les plans des ancrages à la base des tours de la structure de levage. Selon l'un d'eux, les colonnes du côté aval de l'évacuateur de crues sont ancrées dans les piliers de béton avec 2 boulons d'ancrage de 1.5 po (38.1 mm) de diamètre. Cependant, du côté amont, il n'y en a qu'un seul. Dans les calculs précédents et dans ceux présentés au chapitre 3, on a effectué la vérification pour les colonnes qui

comportaient un seul boulon. De toute façon, dès qu'il y a rupture des ancrages de ces colonnes, la redistribution des efforts de traction et de cisaillement favorisera la rupture des autres ancrages.

ANNEXE D

CALCUL PRÉLIMINAIRE D'UNE CONNEXION DANS LES TOURS

Cette annexe présente un calcul préliminaire de la résistance de la connexion des diagonales et des poutres au poteau. Les dimensions utilisées ont été déterminées approximativement à partir de documents photographiques et ne sont donc pas très précises. Une analyse plus approfondie serait nécessaire pour évaluer de manière plus précise la résistance de ces connexions.



Diamètre des rivets ≈ 25 mm

Épaisseur de la plaque ≈ 10 mm

Fig. D.1 Connexion typique dans une tour de la structure de levage (dimensions approximatives)

1) Rupture dans l'assemblage entre la poutre et le poteau

La poutre est constituée de deux cornières L102x76x9.5mm dos à dos et l'aire brute totale de la section est de 3206 mm².

• **Rupture dans l'aire nette de la plaque (plan 2-3-4)**

$$T_{\max, \text{poutre}, 1} = 0.85 \phi A_n F_{ulb} \times 0.8 \quad \text{(Le facteur 0.8 est pour tenir compte du décalage en cisaillement, puisque l'aile de la cornière non attachée à la plaque de connexion est considérée dans le calcul de l'aire nette.)}$$

$$T_{\max, \text{poutre}, 1} = 0.85 \times 1 \times [3206 - (2 \times 29)] \times 317$$

$$T_{\max, \text{poutre}, 1} = 678 \text{ kN}$$

• **Rupture en traction-cisaillement (plan 4-3-5)**

$$\begin{aligned} \text{a) } T_{\max, \text{poutre}, 2a} &= \phi A_{nt} F_{ulb} + 0.6 \phi A_{gv} F_{ylb} \\ T_{\max, \text{poutre}, 2a} &= 1 \times \left(\frac{102}{2} - \frac{29}{2} \right) \times (9.5 \times 2) \times 317 + 0.6 \times 1 \times 400 \times (2 \times 9.5) \times 172 \\ T_{\max, \text{poutre}, 2a} &= 1004 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{b) } T_{\max, \text{poutre}, 2b} &= \phi A_{nt} F_{ulb} + 0.6 \phi A_{nv} F_{ulb} \\ T_{\max, \text{poutre}, 2b} &= 1 \times \left(\frac{102}{2} - \frac{29}{2} \right) \times 19 \times 317 + 0.6 \times 1 \times (400 - (3.5 \times 29)) \times 19 \times 317 \\ T_{\max, \text{poutre}, 2b} &= 1299 \text{ kN} \end{aligned}$$

• **Rupture en traction dans l'aire brute de la poutre (déjà évalué par SAP)**

$$T_{\max, \text{poutre}, 3} = \phi A_g F_{ye} \quad \text{(On utilise } F_{ye} \text{ pour la traction dans l'aire brute de la poutre, comme recommandé par ASCE/SEI 41-06 2007)}$$

$$T_{\max, \text{poutre}, 3} = 1 \times 3206 \times 189.6$$

$T_{\max, poutre, 3} = 606kN$ ← Rupture en traction dans la poutre plus critique qu'à l'assemblage.

2) Rupture dans l'assemblage des diagonales

Les diagonales sont des cornières simples L76x76x9.5mm ayant une aire brute de 1361 mm².

• Rupture dans l'aire nette (plan 6-10-7-8)

$T_{\max, diagonale, 1} = 0.85\phi A_n F_{ulb}$ (On ne considère pas le décalage en cisaillement, car celui-ci est limité par la plaque rivetée à l'autre aile de la cornière.)

$$T_{\max, diagonale, 1} = 0.85 \times 1 \times [1361 - (29 \times 9.5)] \times 317$$

$$T_{\max, diagonale, 1} = 292kN$$

• Rupture en traction-cisaillement (plans 6-10-11 et 8-7-9)

$$a) \quad T_{\max, diagonale, 2a} = \phi A_{nt} F_{ulb} + 0.6\phi A_{gv} F_{ylb}$$

$$T_{\max, diagonale, 2a} = 1 \times \left(\frac{76}{2} - \frac{29}{2} \right) \times 9.5 \times 317 \times 2 + 0.6 \times 1 \times (240 + 175) \times 9.5 \times 172$$

$$T_{\max, diagonale, 2a} = 548kN$$

$$b) \quad T_{\max, diagonale, 2b} = \phi A_{nt} F_{ulb} + 0.6\phi A_{nv} F_{ylb}$$

$$T_{\max, diagonale, 2b} = 1 \times \left(\frac{76}{2} - \frac{29}{2} \right) \times 9.5 \times 317 \times 2 + 0.6 \times 1 \times (240 + 175 - (4 \times 29)) \times 9.5 \times 317$$

$$T_{\max, diagonale, 2b} = 682kN$$

• Rupture dans l'aire brute de la diagonale (déjà évalué par SAP)

$$T_{\max, diagonale, 3} = \phi A_g F_{ye}$$

$$T_{\max, diagonale, 3} = 1 \times 1361 \times 189.6$$

$$\underline{T_{\max, \text{diagonale}, 3} = 258 \text{ kN}}$$

3) Rupture dans l'aire nette de la plaque (plan 1-1)

$$T_{\max 1-1} = 0.85 \phi_s A_n F_{ulb} \quad (\text{On utilise } F_{ulb} \text{ tel que spécifié dans ASCE/SEI 41-06 2007})$$

$$T_{\max 1-1} = 0.85 \times 1 \times [800 - 4(25 + 4)] \times 10 \times 317$$

$$T_{\max 1-1} = 1843 \text{ kN}$$

4) Rupture dans l'aire brute de la plaque

$$T_{\max \text{ plaque, brute}} = \phi A_g F_{ylb} \quad (\text{On utilise } F_{ylb} \text{ tel que spécifié dans ASCE/SEI 41-06 2007})$$

$$T_{\max \text{ plaque, brute}} = 1 \times (10 \times 800) \times 172$$

$$\underline{T_{\max \text{ plaque, brute}} = 1376 \text{ kN}}$$

Si on a simultanément les efforts maximum en traction dans les 2 diagonales et dans la poutre et que les diagonales ont des angles de 23° et 32° avec l'axe horizontal (diagonales orientées rive gauche – rive droite), l'effort de traction résultant maximal dans la plaque est de :

$$T_{f \max, \text{plaque}} = 258 \cos(23^\circ) + 258 \cos(32^\circ) + 606$$

$$T_{f \max, \text{plaque}} = 1062 \text{ kN} < 1376 \text{ kN OK!}$$

5) Vérification de la résistance des rivets (traités comme des boulons avec la norme S16-01)

On assume que les rivets ont la même résistance que l'acier structural.

• **Pour les diagonales (5 boulons et 1 plan de cisaillement)**

$$V_r = \phi_b 0.7 m A_b 0.6 F_{ulb,b} \times 5$$

$$V_r = 1 \times 0.7 \times 1 \times \frac{\pi \times 25.4^2}{4} \times 0.6 \times 317 \times 5$$

$$V_r = 337 \text{ kN} > 258 \text{ kN OK!}$$

$$B_r = \phi_{br} d t 3 F_{ulb,b} \times 5 \quad (\text{ovalisation dans la diagonale})$$

$$B_r = 1 \times 25 \times 9.5 \times 3 \times 317 \times 5$$

$$B_r = 1129 \text{ kN} > 258 \text{ kN OK!}$$

• **Pour les poutres (4 boulons et 2 plans de cisaillement)**

$$V_r = \phi_b 0.7 m A_b 0.6 F_{ulb,b} \times 4$$

$$V_r = 1 \times 0.7 \times 2 \times \frac{\pi \times 25.4^2}{4} \times 0.6 \times 317 \times 4$$

$$V_r = 540 \text{ kN} \quad (\text{Cette valeur est inférieure à la résistance en traction des poutres, qui est de 606 kN. Cependant, c'est la compression et la flexion dans les poutres qui contrôlent.})$$

$$B_r = \phi_{br} d t 3 F_{ulb,b} \times 4 \quad (\text{ovalisation dans la plaque})$$

$$B_r = 1 \times 25 \times 10 \times 3 \times 317 \times 4$$

$$B_r = 951 \text{ kN} > 606 \text{ kN OK!}$$

- **Pour la connexion au poteau (9 boulons et 1 plan de cisaillement)**

$$V_r = \phi_b 0.7 m A_b 0.6 F_{ulb,b} \times 9$$

$$V_r = 1 \times 0.7 \times 1 \times \frac{\pi \times 25.4^2}{4} \times 0.6 \times 317 \times 9$$

$$V_r = 607 \text{ kN}$$

Cependant, dans le plan horizontal, les deux poutres reliées à un même poteau sont attachées ensemble à l'aide d'une plaque comportant 3 rivets à chaque extrémité, ce qui fournira une résistance additionnelle. De plus, on a assumé les efforts maximaux en traction dans toutes les membrures en même temps, ce qui est conservateur. De surcroît, la résistance des diagonales est contrôlée par le flambement en compression et non par la traction. Ce point nécessiterait cependant une attention particulière dans le cas d'une étude plus approfondie, utilisant les dimensions exactes des rivets et des plaques de connexion.

$$B_r = \phi_{br} d t 3 F_{ulb,b} \times 9$$

$$B_r = 1 \times 25 \times 10 \times 3 \times 317 \times 9$$

$$B_r = 1 \times 25 \times 10 \times 3 \times 317 \times 9$$

$$B_r = 2140 \text{ kN} > 1062 \text{ kN OK!}$$

On peut conclure que les connexions permettent probablement le développement des pleins efforts dans les membrures. Une étude plus approfondie devrait être réalisée pour s'en assurer avec un niveau de confiance plus élevé.

ANNEXE E

MODIFICATIONS APPORTÉES À LA STRUCTURE DE LA VANNE

Au moment où a été construit l'évacuateur de crues, aucun séisme et apparemment aucun effort de glace documenté n'ont été considérés pour la conception des vannes. Or, les plans dont on disposait pour la modélisation sont les plans originaux. Afin de tenir compte des possibles renforcements réalisés sur les vannes depuis et pour rendre les conclusions données au chapitre 3 généralisables à un plus grand nombre d'évacuateurs de crues, on a décidé de renforcer la vanne.

La vanne a été renforcée de manière à ce qu'elle puisse résister au cas de chargement suivant :

$$1.05D + 1.25F_{HS} + 1.25I$$

où D est la charge morte, F_{HS} est la force hydrostatique et I est la charge de glace.

On pose une charge de glace de 75 kN/m appliquée à 0.3 m sous le niveau normal du réservoir.

La structure initiale de la vanne était tel que montré à la figure E.1 et elle a été modifiée tel qu'illustré à la figure E.2. À la figure E.2. seules les sections qui ont été changées sont montrées. Il est à noter que le poids total de la vannes est préservé suite aux manipulations effectuées.

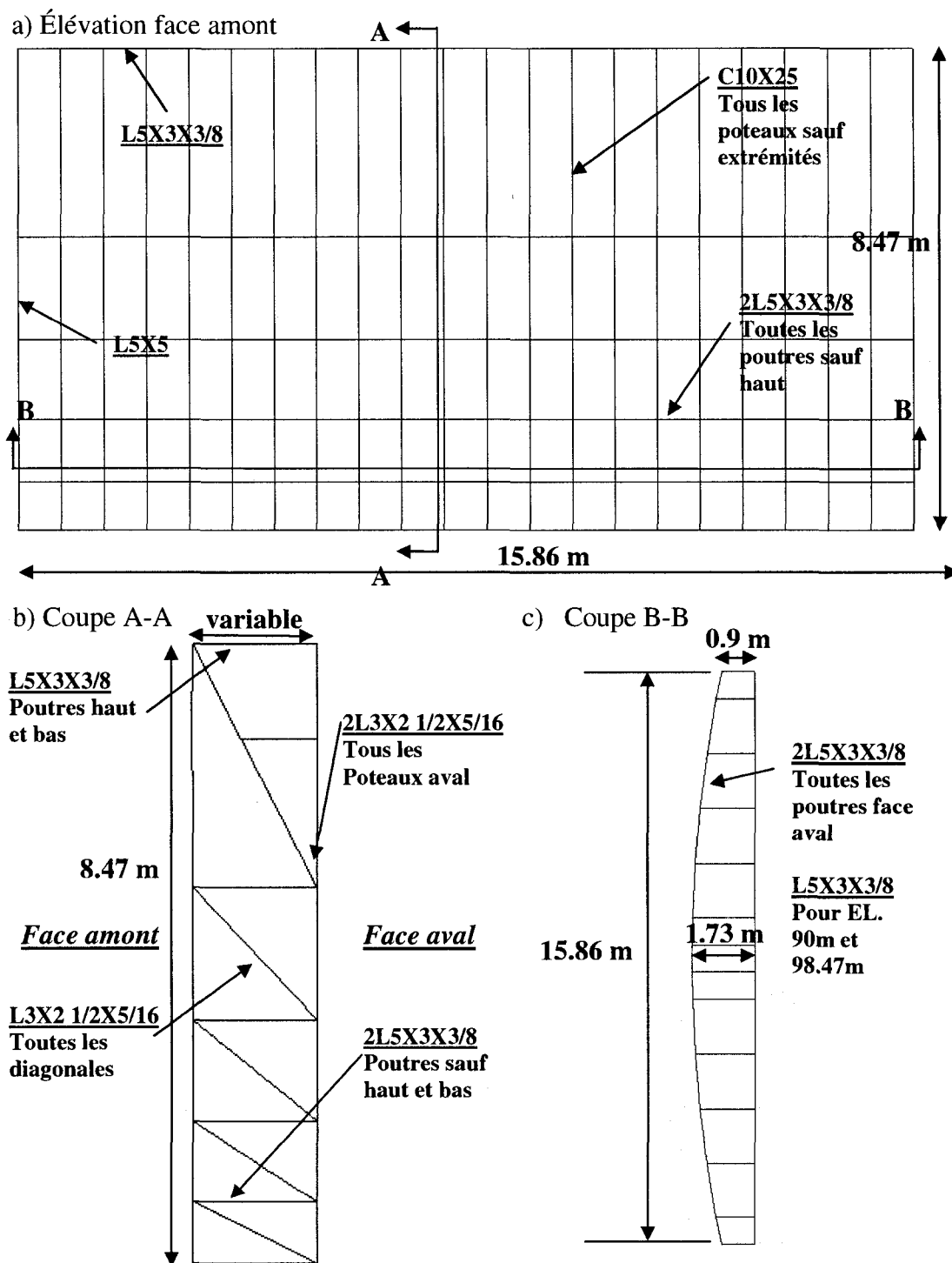


Fig. E.1. Vanne selon les plans initiaux : a) vue en élévation de la face aval; b) coupe A-A; c) coupe B-B

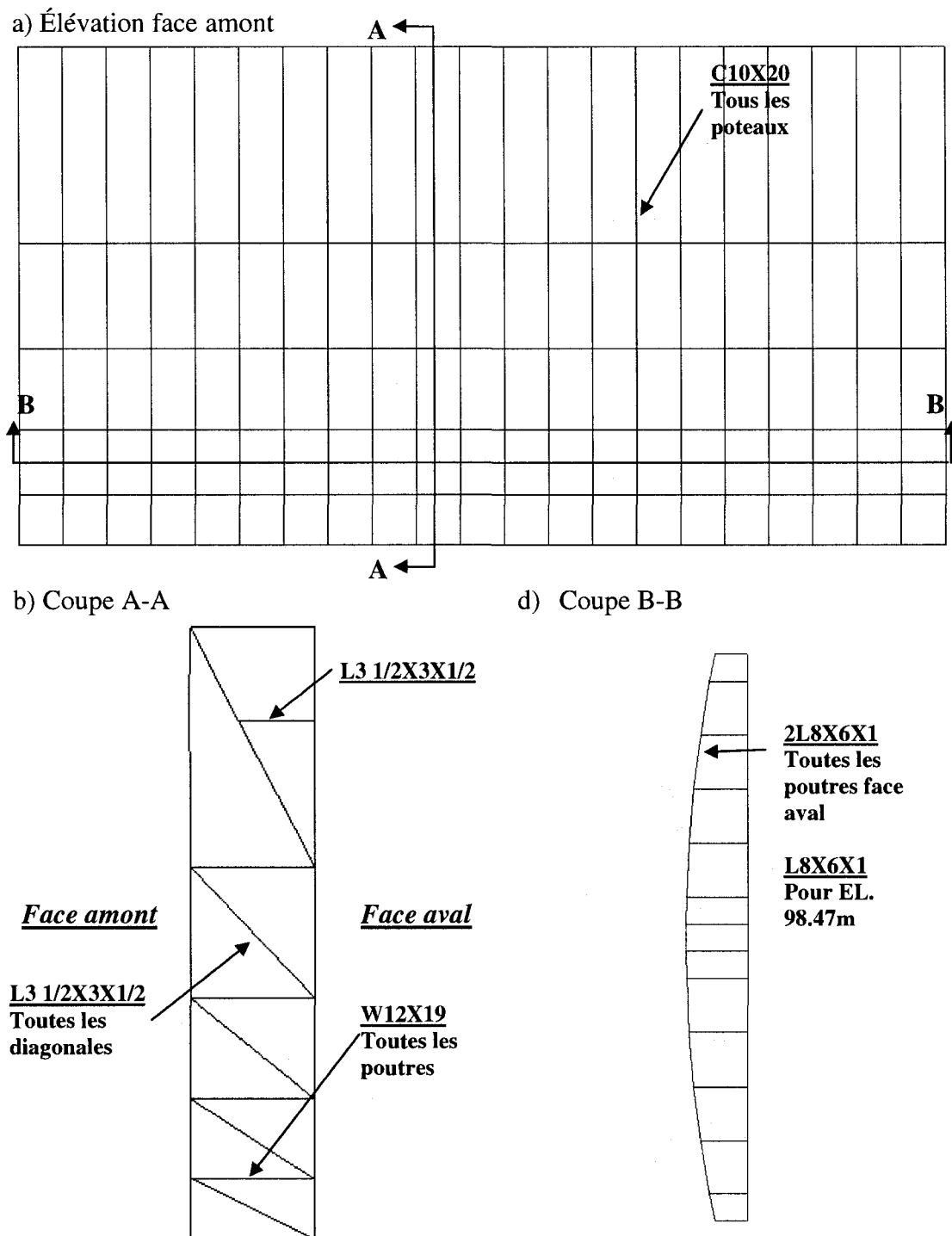


Fig. E.2. Vanne modifiée pour résister à une charge de glace de 75 kN/m : a) vue en élévation de la face aval; b) coupe A-A; c) coupe B-B

ANNEXE F

**DÉTAILS DU CALCUL DES PRESSIONS HYDROSTATIQUES ET
HYDRODYNAMIQUES**

Cette annexe illustre les valeurs calculées pour les pressions hydrostatiques et hydrodynamiques dans la direction amont – aval (équation 2-5).

A) Calcul des pressions hydrostatiques

Tableau F.1 Pressions hydrostatiques sur les piliers et coursiers jusqu'à l'élévation 90 m

<i>Entre 70 et 90 m - piliers et coursiers</i>				PILIER 2-3-4-5	PILIER 1-6
Z _{réel}	Z _{moyen} intervalle	h _{tributaire} (m)	P _{hydro} (kPa)	F _{nodale} (kN)	F _{nodale} (kN)
90	90	0.5	68.08	674	415
89	89	1	77.89	1 543	949
88	88	1	87.70	1 737	1 069
87	87	1	97.51	1 932	1 189
86	86	1	107.32	2 126	1 308
85	85	1	117.13	2 320	1 428
84	84	1	126.94	2 515	1 547
83	83	1	136.75	2 709	1 667
82	82	1	146.56	2 903	1 787
81	81	1	156.37	3 098	1 906
80	80	1	166.18	3 292	2 026
79	79	1	175.99	3 486	2 145
78	78	1	185.80	3 681	2 265
77	77	1	195.61	3 875	2 385
76	76	1	205.42	4 069	2 504
75	75	1	215.23	4 264	2 624
74	74	1	225.04	4 458	2 743
73	73	1	234.85	4 652	2 863
72	72	1	244.66	4 847	2 982
71	70.75	1.5	256.92	7 634	4 698
PAR PILIER				65 817	40 500
TOTAL				263 267	81 000
RÉEL				263 364	81 030
différence				-0.04%	-0.04%

Tableau F.2 Pressions hydrostatiques sur les piliers à partir de l'élévation 90 m

Z _{réel}	Z _{moyen intervalle}	h _{tributaire} (m)	P _{hydro} (kPa)	F _{nodale} (kN)
96	96.22	1.44	7.06	46
95	95	1	19.03	87
94	94	1	28.84	132
93	93	1	38.65	177
92	92	1	48.46	221
91	91	1.5	58.27	399
PAR PILIER				1 063
TOTAL				6 377
RÉEL				6 478
différence				-1.56%

Tableau F.3 Pressions hydrostatiques sur les vannes

Z _{réel}	Z _{moyen intervalle}	h _{tributaire} (m)	P _{hydro} (kPa)	F _{extrémités} (kN)	F _{autres} (kN)	TOTAL (kN)
95.15	95.595	2.69	13.19	2.5	26.8	
93.35	93.4525	1.595	34.21	3.8	41.2	
91.96	92.03	1.25	48.17	4.2	45.5	
90.85	90.915	0.98	59.11	4.1	43.7	
90	90.2125	0.425	66.00	2.0	21.2	
				17	178	
PAR VANNE				33	3 567	3 600
X 5 vannes				165	17 836	18 002
RÉEL					18000	18 000
différence						0.01%

B) Calcul des pressions hydrodynamiques

Tableau F.4 Masses de Westergaard sur les piliers et coursiers jusqu'à l'élévation 90 m

H (m)	z (m)	$p_{Westergaard}$ (kg/m ²)	h_{trib} (m)	L pilier (m)	L coursier (m)	m_w pilier (kg)	m_w coursier (kg)
90	20	11 964	0.50	4.57	15.24	54 677	91 168
89	19	12 797	1.00	4.57	15.24	58 483	195 030
88	18	13 579	1.00	4.57	15.24	62 057	206 948
87	17	14 319	1.00	4.57	15.24	65 436	218 215
86	16	15 022	1.00	4.57	15.24	68 649	228 929
85	15	15 693	1.00	4.57	15.24	71 718	239 163
84	14	16 337	1.00	4.57	15.24	74 660	248 977
83	13	16 957	1.00	4.57	15.24	77 492	258 418
82	12	17 554	1.00	4.57	15.24	80 223	267 527
81	11	18 132	1.00	4.57	15.24	82 864	276 335
80	10	18 692	1.00	4.57	15.24	85 424	284 871
79	9	19 236	1.00	4.57	15.24	87 909	293 159
78	8	19 765	1.00	4.57	15.24	90 326	301 219
77	7	20 280	1.00	4.57	15.24	92 680	309 068
76	6	20 782	1.00	4.57	15.24	94 975	316 723
75	5	21 273	1.00	4.57	15.24	97 217	324 198
74	4	21 752	1.00	4.57	15.24	99 408	331 504
73	3	22 221	1.00	4.57	15.24	101 551	338 652
72	2	22 681	1.00	4.57	15.24	103 650	345 653
71	1	23 131	1.50	4.57	15.24	159 571	532 137
70	0	23 573	0.50	4.57	15.24		

Tableau F.5 Masses de Westergaard sur les vannes

H (m)	$p_{Westergaard}$ (kg/m ²)	h_{trib} (m)	L_{vanne} (m)	m_{wvanne} (kg)	m_{wvanne} ajustée (kg)	$m_{wextrémités}$ (kg)	$m_{wcentre}$ (kg)
95.15	5 267	2.42	15.24	193 962	192 667	885	9 545
93.35	8 481	1.78	15.24	230 398	228 871	1 051	11 338
91.96	10 063	1.27	15.24	194 585	193 295	888	9 576
90.85	11 148	0.91	15.24	154 388	153 366	704	7 598
90	11 780	0.43	15.24	77 493	76 979	354	3 814
				850 816		cible	845 179

On applique des masses de Westergaard uniquement aux nœuds de la vanne. Comme les nœuds sont assez espacés sur la hauteur, on obtient un calcul un peu moins précis (m_{wvanne}). Pour remédier à ce problème, un calcul plus exact des masses de Westergaard a été effectué, puis on a calibré les masses aux nœuds en multipliant m_{wvanne} par le

rapport entre cette valeur cible (845 179 kg) et la masse totale trouvée par le calcul approximatif (850 816 kg). Ceci donne des nouvelles valeurs ajustées, $m_{w\text{vanne}} \text{ ajustée}$, $m_{w\text{extrémités}}$ et $m_{w\text{centre}}$ représentent respectivement les masses nodales appliquées aux nœuds 20 nœuds centraux et aux 2 nœuds extrêmes de la vanne. La différence est simplement due à une variation de la largeur tribulaire correspondante.

Tableau F.6 Masses de Westergaard sur les piliers au-dessus de l'élévation 90 m

H (m)	z (m)	$p_{w\text{Westergaard}}$ (kg/m ²)	h_{trib} (m)	L pilier (m)	m_w pilier (kg)
96	26	4 403	1.44	4.57	28 977
95	25	6 326	1.00	4.57	28 908
94	24	7 787	1.00	4.57	35 587
93	23	9 015	1.00	4.57	41 198
92	22	10 094	1.00	4.57	46 130
91	21	11 069	1.50	4.57	50 584