

Titre: Évaluation de la réponse sismique des structures annexes aux barrages-poids au moyen de la méthode de l'accélérogramme modifié
Title:

Auteur: Basma Abou Antoun
Author:

Date: 2022

Type: Mémoire ou thèse / Dissertation or Thesis

Référence: Abou Antoun, B. (2022). Évaluation de la réponse sismique des structures annexes aux barrages-poids au moyen de la méthode de l'accélérogramme modifié [Mémoire de maîtrise, Polytechnique Montréal]. PolyPublie.
Citation: <https://publications.polymtl.ca/10334/>

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

URL de PolyPublie: <https://publications.polymtl.ca/10334/>
PolyPublie URL:

**Directeurs de
recherche:** Najib Bouaanani
Advisors:

Programme: Génie civil
Program:

POLYTECHNIQUE MONTRÉAL

affiliée à l'Université de Montréal

**Évaluation de la réponse sismique des structures annexes aux barrages-poids
au moyen de la méthode de l'accélérogramme modifié**

BASMA ABOU ANTOUN

Département des génies civil, géologique et des mines

Mémoire présenté en vue de l'obtention du diplôme de *Maitrise ès sciences appliquées*

Génie civil

Mai 2022

POLYTECHNIQUE MONTRÉAL

affiliée à l'Université de Montréal

Ce mémoire intitulé:

Évaluation de la réponse sismique des structures annexes aux barrages-poids au moyen de la méthode de l'accélérogramme modifié

présenté par **Basma ABOU ANTOUN**

en vue de l'obtention du diplôme de *Maitrise ès sciences appliquées*

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

Sanda KOBOEVIC, présidente

Najib BOUAANANI, membre et directeur de recherche

Rocio L. SEGURA, membre externe

DÉDICACE

À mon fils Oliver qui est né au cours de ma maîtrise,

À mon amour Ghassan, merci pour ta patience...

REMERCIEMENTS

Je voudrais tout d'abord remercier mon directeur de recherche, le Professeur Najib Bouaanani, pour la qualité de son encadrement, sa patience, et ses judicieux conseils qui m'ont permis de mener à bien ce projet de recherche. Je tiens aussi à lui exprimer ma reconnaissance pour ses grandes qualités humaines, et pour m'avoir accompagné dans mes premières expériences professionnelles canadiennes.

Je désire également remercier les professeurs Sanda Koboevic et Rocio L. Segura, pour avoir respectivement accepté d'être président et membre de mon jury.

Je tiens à exprimer mon admiration pour les professeurs Najib Bouaanani, Robert Tremblay, Pierre Leger et Sanda Koboevic, pour leur expertise et à leur remercier pour la qualité de leurs enseignements.

Je désire adresser mon profond remerciement pour Sylvain Renaud pour tous ses conseils avisés et sa patience. Mais surtout, je tiens à lui exprimer mon admiration pour son expertise et pour ses qualités humaines. Merci encore une fois, Sylvain, d'être une source de motivation et un support moral pendant mes moments sombres. Je remercie également Tarik Saichi pour sa bonne humeur, ainsi que Wenbo Duan pour sa disponibilité lorsque j'avais des questions.

Je voudrais aussi remercier, pour leur soutien financier, le Fond Québécois pour la Recherche sur la Nature et la Technologie (FQRNT), ainsi que le Conseil de la Recherche en Sciences Naturelles et en Génie du Canada (CRSNG).

Un grand merci à toute ma famille au Liban, pour leur amour et leur soutien tout au long de ma maîtrise, qui m'a permis de réaliser mes études et traverser tous les haut et les bas de ma nouvelle vie au Québec. Merci Ghassan pour ton amour inconditionnel et pour ton soutien inestimable.

Enfin, je tiens à remercier du fond du cœur le Québec pour avoir fait de ce magnifique endroit un foyer pour ma famille et moi. Merci d'avoir rendu tout cela possible...

À vous tous, merci encore.

RÉSUMÉ

L'évaluation du comportement sismique des structures annexes aux barrages-poids est d'une grande importance aussi bien dans l'étape de la conception préliminaire que dans les études de leur réhabilitation. Cette évaluation se complexifie lorsque le barrage est en contact avec l'eau. La méthode de l'accélérogramme modifié (MAM) est l'une des méthodes simplifiées développées au fil des années pour prendre en compte l'interaction fluide structure et simplifier la vérification du comportement dynamique des structures annexes aux barrages-poids.

Ce mémoire présente une analyse linéaire dynamique d'un système barrage-réservoir soumis à trois séismes de contenu fréquentiel différent, en employant la méthode des éléments finis. Les résultats des analyses sont examinés en termes de spectre de plancher qui est un élément important dans la vérification des structures annexes aux barrages-poids. Dans un premier temps, le réservoir est modélisé par des éléments fluides pour considérer les charges hydrodynamiques générées par l'interaction fluide-structure. L'excitation sismique que le système barrage-réservoir subit est défini par un accélérogramme d'entrée d'origine. Celui-ci est par la suite remplacé par un nouvel accélérogramme d'entrée modifié en utilisant la MAM et appliqué à un barrage seul sans réservoir afin de tenir compte de l'interaction fluide-structure.

Une analyse dynamique temporelle non-linéaire du système barrage-réservoir-structure attenante est aussi présentée dans ce mémoire. Un système à un degré de liberté (SSDL) reposant sur la crête du barrage représente la structure attenante. Celui-là est autorisé à glisser et à se soulever tout en respectant le critère de rupture de Mohr-Coulomb sans cohésion lorsqu'il est soumis à des accélérations sismiques. Les résultats investigués sont les accélérations horizontales absolues subies par ce système à son sommet. La MAM est utilisée pour évaluer son applicabilité pour l'évaluation de la performance sismique des structures berçantes sur la crête d'un barrage-poids, dans le domaine non-linéaire.

ABSTRACT

The evaluation of the seismic behaviour of gravity dam appurtenant structures is of major importance both in the preliminary design stage and in the studies of their rehabilitation. This evaluation is complex especially when considering dam-reservoir interaction. The modified accelerogram method (MAM) is one of the simplified techniques that can be used to account for fluid-structure interaction and simplify the verification of the dynamic behavior of structures attached to gravity dams.

This work presents a linear dynamic analysis of a dam-reservoir system subjected to three earthquakes of different frequency contents, using the finite element method. The results of the analyzes are examined in terms of the floor spectrum which is an important element in the verification of the structures annexed to the gravity dams. First, the reservoir is modeled by fluid elements to consider the hydrodynamic loads generated by the fluid-structure interaction. The seismic excitation that the dam-reservoir system undergoes is defined by an original input accelerogram. This is then replaced by a new input accelerogram modified using MAM and applied to a single dam without reservoir to take into account the fluid-structure interaction.

A non-linear temporal dynamic analysis of the dam-reservoir-adjointing structure system is also presented in this work. A single degree of freedom system (SDOF) resting on the crest of the dam represents the appurtenant structure. This one is allowed to slide and rock while meeting the Mohr-Coulomb failure criterion without cohesion when subjected to seismic accelerations. The results investigated are the absolute horizontal accelerations experienced by this system at its top. The MAM is used herein to assess its applicability for seismic performance evaluation of appurtenant structures on the crest of a gravity dam including non-linear response.

TABLE DES MATIÈRES

DÉDICACE.....	III
REMERCIEMENTS	IV
RÉSUMÉ.....	VI
ABSTRACT	VII
TABLE DES MATIÈRES	VIII
LISTE DES FIGURES.....	XI
LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS	XVI
LISTE DES ANNEXES.....	XIX
CHAPITRE 1 INTRODUCTION.....	1
1.1 Contexte	1
1.2 Problématique.....	2
1.3 Objectifs du projet.....	3
1.4 Méthodologie générale.....	4
1.5 Plan du mémoire.....	4
CHAPITRE 2 REVUE DE LITTÉRATURE.....	6
2.1 Évaluation de la sécurité sismique des barrages poids.....	6
2.1.1 Approche progressive.....	6
2.1.2 Formulations de l'interaction fluide-structure.....	8
2.1.3 Hypothèses et paramètres de la modélisation du réservoir	12
2.1.4 Méthode de l'accélérogramme modifié (MAM).....	14
2.2 Ouvrages annexes.....	15
2.2.1 Importance pour la sécurité du barrage	15
2.2.2 Comportement sismique et mécanismes de rupture	16

2.2.3	Vannes et grues à portiques de déversoir	21
2.2.4	Analyse du comportement sismique d'un système secondaire au sein d'un barrage- poids 26	
2.2.5	Modélisation de systèmes berçants	28
CHAPITRE 3 SPECTRE DE PLANCHER SUR LA CRETE D'UN BARRAGE-POIDS.....		30
3.1	Approche générale.....	30
3.2	Considération générale de modélisation du modèle barrage-réservoir	31
3.2.1	Propriétés du barrage considéré	31
3.2.2	Conditions aux frontières	32
3.2.3	Chargement sismique	33
3.2.4	Méthode de l'accélérogramme modifié.....	35
3.2.5	Longueur de troncation du réservoir	36
3.3	Résultats	37
3.4	Conclusion.....	42
CHAPITRE 4 RÉPONSE SISMIQUE D'UNE STRUCTURE BERÇANTE À LA CRÊTE D'UN BARRAGE.....		44
4.1	Approche générale.....	44
4.2	Méthode d'implémentation des structures annexes non-linéaires.....	44
4.2.1	Modélisation simplifiée des structures annexes	44
4.2.2	Traitement des non-linéarités de contact.....	45
4.2.3	Étude préliminaire sur les paramètres définissant le contact à la base du SSDL.....	48
4.3	Propriétés des structures annexes non-linéaires	54
4.4	Résultats	58
CHAPITRE 5 CONCLUSION		76
5.1	Synthèse et recommandations	76

5.2	Conclusions	77
5.3	Perspectives et travaux futurs.....	78
	ANNEXE A AMORTISSEMENT MODAL ET AMORTISSEMENT DE RAYLEIGH	79
	RÉFÉRENCES	82

LISTE DES FIGURES

Figure 2.1 Séisme de Wenchuan (Chine) – mai 2008: Dommages subis par le barrage-poids de Baozhusi: (a) ouverture de joint et fissurations; (b) vue générale de l’ouvrage; (c) Glissement de l’équipement de manutention de 45 cm (Zhang, 2011).....	18
Figure 2.2 Séisme de Wenchuan (Chine) – mai 2008: Dommages subis par le bâtiment de la cage d’ascenseur a la crête du barrage de Shapai, adaptée de (USSD, 2014).	19
Figure 2.3 (a) Séisme du Chili – février 2010 : renversement de la tour de prise d’eau (photo N. Noguera); (b) Séisme de Wenchuan (Chine) - mai 2008 : fissures sur le portique de la tour de prise d’eau du barrage Shapai (MEDDE-DGPR, 2014); (c) Séisme de Wenchuan (Chine) - mai 2008 : endommagement d’un bâtiment en béton sur la tour de prise d’eau du barrage de Zipingpu (ICOLD, 2012).	19
Figure 2.4 Séisme de Wenchuan (Chine) – mai 2008 : (a) et (b) Mur et Plafond du bâtiment de contrôle endommagés par la chute des blocs au barrage Shapai; (b) équipements électromécaniques endommagés par les blocs (Photo : M. Weiland).....	20
Figure 2.5 Renforcement des piliers de l’évacuateur de crue du barrage-poids Whakamura à Nouvelle-Zélande (à gauche : Conception initiale de la structure avec un coefficient sismique de 0.1g, à droite : structure renforcée avec un coefficient sismique de 1.9g) (Foster and Black, 2003).....	20
Figure 2.6 Représentation partielle de l'arbre de défaillance (« fault tree ») développée par Ballard et Lewin (1998) pour l’ouverture des vannes d'un évacuateur de crues en condition post-sismique: a) aperçu général; b) rupture du mécanisme de levage; c) fonctionnement inadéquat des systèmes de contrôle; d) Endommagement des structures.....	24
Figure 2.7 à gauche : Réhabilitation de l’aménagement de Rapide-Blanc réalisé par Hydro-Québec en juillet 2020, à droite : grue a portique mobile sur la crête du barrage.....	24
Figure 2.8 Installation de deux grues portiques de capacité 136T par le groupe LAR Crane sur le barrage du Salaberry-de-Valleyfield au Québec entre 2015 et 2017 pour un barrage d’Hydro-Québec.....	25

Figure 2.9 Installation d'une grue mobile par Mekan Hydro sur le barrage du Magog au Québec, entre 2008 et 2009 pour un barrage d'Hydro-Sherbrooke.	25
Figure 2.10 Illustration du calcul du spectre de plancher horizontal à un point P du barrage.	28
Figure 3.1 Géométrie du barrage-poids D1 et son réservoir	32
Figure 3.2 Modèle du système barrage-réservoir : Maillage du barrage D1 par des éléments finis solides et du réservoir par des éléments fluides, adaptée de Tinta (2017).	33
Figure 3.3 Accélérogrammes d'entrée d'origine et spectres de réponse correspondants déterminés pour 5% d'amortissement : (a) et (b) séisme de l'Imperial Valley (1940); (c) et (d) séisme de Parkfield (1966); (e) et (f) séisme de Loma Prieta (1989).	34
Figure 3.4 Système étudié : (a) Système barrage-réservoir; (b) Système barrage sans réservoir ou barrage seul, adaptée de Miquel et Bouaanani (2012).	35
Figure 3.5 Accélérogrammes d'entrée d'origine et accélérogrammes d'entrée modifiés: (a) Imperial Valley (1940), (b) Parkfield (1966), et (c) Loma Prieta (1989).	36
Figure 3.6 Accélérations absolues obtenues au centre de la crête du barrage avec une longueur de réservoir $Lr = 5Hr$ soumis à un accélérogramme d'entrée d'origine, et au centre de la crête du barrage seul soumis à l'accélérogramme d'entrée modifié: (a) Imperial Valley (1940), (b) Parkfield (1966), et (c) Loma Prieta (1989).	38
Figure 3.7 Accélérations absolues obtenues au centre de la crête du barrage avec une longueur de réservoir $Lr = 50Hr$ soumis à un accélérogramme d'entrée d'origine, et au centre de la crête du barrage seul soumis à l'accélérogramme d'entrée modifié: (a) Imperial Valley (1940), (b) Parkfield (1966), et (c) Loma Prieta (1989).	39
Figure 3.8 Accélérations absolues obtenues au centre de la crête du barrage seul, soumis à un accélérogramme d'entrée d'origine, et soumis à l'accélérogramme d'entrée modifié: (a) Imperial Valley (1940), (b) Parkfield (1966), et (c) Loma Prieta (1989).	41
Figure 3.9 Spectre de plancher obtenu au centre de la crête du barrage : (a) Imperial Valley (1940), (b) Parkfield (1966), et (c) Loma Prieta (1989).	42

- Figure 4.1 Prise en compte de l'effet du réservoir sur le comportement non-linéaire du système barrage-SSDL : (a) modélisation du réservoir avec des éléments finis de fluide et (b) utilisation de la méthode de l'accélérogramme modifié (MAM).....46
- Figure 4.2 Schéma du modèle SSDL utilisé pour les analyses de calibration des paramètres de contact.49
- Figure 4.3 Effets du paramètre EPST, ε_T , sur le comportement du SSDL avec un coefficient de friction $\mu = 0.2$ de (a) à (d) et $\mu = 0.8$ de (e) à (h) : (a) et (e) accélérations horizontales au sommet du SSDL; (b) et (f) déplacements horizontaux au sommet du SSDL; (c) et (g) déplacements horizontaux à l'extrémité droit de la base du SSDL; et (d) et (h) déplacements verticaux à l'extrémité droit de la base du SSDL.....51
- Figure 4.4 Effets du paramètre de compliance ε_N sur le comportement du SSDL avec un coefficient de friction $\mu = 0.2$ de (a) à (d) et $\mu = 0.8$ de (e) à (h) : (a) et (e) accélérations horizontales au sommet du SSDL; (b) et (f) déplacements horizontaux au sommet du SSDL; (c) et (g) déplacements horizontaux à l'extrémité droit de la base du SSDL; et (d) et (h) déplacements verticaux à l'extrémité droit de la base du SSDL.....52
- Figure 4.5 Effet de la formulation de contact choisie (petits ou grands déplacements) sur le comportement du SSDL avec un coefficient de friction $\mu = 0.2$ de (a) à (d) et $\mu = 0.8$ de (e) à (h) : (a) et (e) accélérations horizontales au sommet du SSDL; (b) et (f) déplacements horizontaux au sommet du SSDL; (c) et (g) déplacements horizontaux à l'extrémité droit de la base du SSDL; et (d) et (h) déplacements verticaux à l'extrémité droit de la base du SSDL.53
- Figure 4.6 Effet de la sélection du pas de temps t sur le comportement du SSDL avec un coefficient de friction $\mu = 0.2$ de (a) à (d) et $\mu = 0.8$ de (e) à (h) : (a) et (e) accélérations horizontales au sommet du SSDL; (b) et (f) déplacements horizontaux au sommet du SSDL; (c) et (g) déplacements horizontaux à l'extrémité droit de la base du SSDL; et (d) et (h) déplacements verticaux à l'extrémité droit de la base du SSDL.....55
- Figure 4.7 Représentation des trois systèmes SSDL étudiés.57
- Figure 4.8 Effet de la méthode de modélisation du réservoir (MAM ou réservoir de longueur $5Hr$) sur l'accélération absolue horizontale au sommet de la structure S1 (entre 0 et 50 s), avec un

coefficient de friction à l'interface SSDL-barrage μ : (a) $\mu = 0,2$ et (b) $\mu = 0,8$, Imperial Valley (1940); (c) $\mu = 0,2$ et (b) $\mu = 0,8$, Parkfield (1966); et (d) $\mu = 0,2$ et (e) $\mu = 0,8$, Loma Prieta (1989).59

Figure 4.9 Effet de la méthode de modélisation du réservoir (MAM ou réservoir de longueur $5Hr$) sur l'accélération absolue horizontale au sommet de la structure S1 (entre 5 s et 15 s), avec un coefficient de friction à l'interface SSDL-barrage μ : (a) $\mu = 0,2$ et (b) $\mu = 0,8$, Imperial Valley (1940); (c) $\mu = 0,2$ et (b) $\mu = 0,8$, Parkfield (1966); et (d) $\mu = 0,2$ et (e) $\mu = 0,8$, Loma Prieta (1989).60

Figure 4.10 Effet de l'interaction fluide-structure sur l'accélération absolue horizontale au sommet de la structure S1 (entre 0 et 50 s), avec un coefficient de friction à l'interface SSDL-barrage μ : (a) $\mu = 0,2$ et (b) $\mu = 0,8$, Imperial Valley (1940); (c) $\mu = 0,2$ et (b) $\mu = 0,8$, Parkfield (1966); et (d) $\mu = 0,2$ et (e) $\mu = 0,8$, Loma Prieta (1989).62

Figure 4.11 Effet de l'interaction fluide-structure sur l'accélération absolue horizontale au sommet de la structure S1 (entre 5 s et 15 s), avec un coefficient de friction à l'interface SSDL-barrage μ : (a) $\mu = 0,2$ et (b) $\mu = 0,8$, Imperial Valley (1940); (c) $\mu = 0,2$ et (b) $\mu = 0,8$, Parkfield (1966); et (d) $\mu = 0,2$ et (e) $\mu = 0,8$, Loma Prieta (1989).63

Figure 4.12 Effet de la méthode de modélisation du réservoir (MAM ou réservoir de longueur $5Hr$) sur l'accélération absolue horizontale au sommet de la structure S2 (entre 0 et 50 s), avec un coefficient de friction à l'interface SSDL-barrage μ : (a) $\mu = 0,2$ et (b) $\mu = 0,8$, Imperial Valley (1940); (c) $\mu = 0,2$ et (b) $\mu = 0,8$, Parkfield (1966); et (d) $\mu = 0,2$ et (e) $\mu = 0,8$, Loma Prieta (1989).65

Figure 4.13 Effet de la méthode de modélisation du réservoir (MAM ou réservoir de longueur $5Hr$) sur l'accélération absolue horizontale au sommet de la structure S2 (entre 5 s et 15 s), avec un coefficient de friction à l'interface SSDL-barrage μ : (a) $\mu = 0,2$ et (b) $\mu = 0,8$, Imperial Valley (1940); (c) $\mu = 0,2$ et (b) $\mu = 0,8$, Parkfield (1966); et (d) $\mu = 0,2$ et (e) $\mu = 0,8$, Loma Prieta (1989).66

Figure 4.14 Effet de l'interaction fluide-structure sur l'accélération absolue horizontale au sommet de la structure S2 (entre 0 et 50 s), avec un coefficient de friction à l'interface SSDL-barrage

μ : (a) $\mu = 0,2$ et (b) $\mu = 0,8$, Imperial Valley (1940); (c) $\mu = 0,2$ et (b) $\mu = 0,8$, Parkfield (1966);
et (d) $\mu = 0,2$ et (e) $\mu = 0,8$, Loma Prieta (1989).....68

Figure 4.15 Effet de l'interaction fluide-structure sur l'accélération absolue horizontale au sommet de la structure S2 (entre 5 s et 15 s), avec un coefficient de friction à l'interface SSDL-barrage μ : (a) $\mu = 0,2$ et (b) $\mu = 0,8$, Imperial Valley (1940); (c) $\mu = 0,2$ et (b) $\mu = 0,8$, Parkfield (1966); et (d) $\mu = 0,2$ et (e) $\mu = 0,8$, Loma Prieta (1989).....69

Figure 4.16 Effet de la méthode de modélisation du réservoir (MAM ou réservoir de longueur 5Hr) sur l'accélération absolue horizontale au sommet de la structure S3 (entre 0 et 50 s), avec un coefficient de friction à l'interface SSDL-barrage μ : (a) $\mu = 0,2$ et (b) $\mu = 0,8$, Imperial Valley (1940); (c) $\mu = 0,2$ et (b) $\mu = 0,8$, Parkfield (1966); et (d) $\mu = 0,2$ et (e) $\mu = 0,8$, Loma Prieta (1989).71

Figure 4.17 Effet de la méthode de modélisation du réservoir (MAM ou réservoir de longueur 5Hr) sur l'accélération absolue horizontale au sommet de la structure S3 (entre 5 s et 15 s), avec un coefficient de friction à l'interface SSDL-barrage μ : (a) $\mu = 0,2$ et (b) $\mu = 0,8$, Imperial Valley (1940); (c) $\mu = 0,2$ et (b) $\mu = 0,8$, Parkfield (1966); et (d) $\mu = 0,2$ et (e) $\mu = 0,8$, Loma Prieta (1989).72

Figure 4.18 Effet de l'interaction fluide-structure sur l'accélération absolue horizontale au sommet de la structure S3 (entre 0 et 50 s), avec un coefficient de friction à l'interface SSDL-barrage μ : (a) $\mu = 0,2$ et (b) $\mu = 0,8$, Imperial Valley (1940); (c) $\mu = 0,2$ et (b) $\mu = 0,8$, Parkfield (1966); et (d) $\mu = 0,2$ et (e) $\mu = 0,8$, Loma Prieta (1989).....74

Figure 4.19 Effet de l'interaction fluide-structure sur l'accélération absolue horizontale au sommet de la structure S3 (entre 5 s et 15 s), avec un coefficient de friction à l'interface SSDL-barrage μ : (a) $\mu = 0,2$ et (b) $\mu = 0,8$, Imperial Valley (1940); (c) $\mu = 0,2$ et (b) $\mu = 0,8$, Parkfield (1966); et (d) $\mu = 0,2$ et (e) $\mu = 0,8$, Loma Prieta (1989).....75

LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS

APR	Accélération de Pointe au Sol
$\tilde{\alpha}_g$	Accélération modifiée au sol
C_{dd}	Matrice d'amortissement
C_r	Vitesse des ondes de compression dans l'eau
C_{rd}	Matrice couplant le potentiel de vitesse avec les déplacements sur l'interface barrage-réservoir
C_{rr}	Matrice d'amortissement dû à la dissipation d'énergie à la base ou à la face amont du réservoir
c	Cohésion
c_s	Amortissement visqueux du système secondaire
E	Module d'élasticité statique du béton
E_d	Module d'élasticité dynamique du béton
FRF	Fonction de Réponse Fréquentielle
f_s	Fréquence propre du système secondaire
H_d	Hauteur du barrage
H_r	Hauteur de la surface du réservoir
K_{dd}	Matrice de rigidité de la structure
K_{rr}	Matrice d'énergie cinétique du réservoir
K_s	Rigidité du système secondaire
L_r	Longueur du réservoir
MAM	Méthode de l'Accélérogramme Modifiée
M_{dd}	Matrice de masse de la structure
M_{rr}	Matrice de potentiel du réservoir
m_i	Masse ajoutée de Westergaard au nœud i
m_s	Masse du système secondaire
\bar{p}_0	FRF pour la pression hydrodynamique due à l'accélération horizontale $\psi_j^{(x)}(0, y)$ de la face amont du barrage
\bar{p}_j	FRF pour la pression hydrodynamique due à l'accélération horizontale au sol, à la face amont du barrage considéré rigide
SSDL	Système à un seul degré de liberté

T	Période du système secondaire
t	Le temps
U	Vecteur des déplacements relatifs nodaux
\dot{u}_g	Vitesse au sol
\ddot{u}_g	Accélération au sol
\ddot{u}_P	Réponse en accélération en un point P donné du barrage
u_s	Déplacement relatif du système secondaire
\ddot{u}_s	Accélération relative du système secondaire
V_i	Aire tributaire du nœud i
W	Poids du barrage
y_i	Hauteur du nœud i
(x_P, y_P)	Coordonnées du point P
\bar{Z}_j	j^{e} coordonnées générales
\bar{Z}	Vecteur des coordonnées générales
$\ddot{\bar{Z}}_j$	Dérivée seconde selon le temps des coordonnées générales
z_i	Hauteur du nœud i
α	Coefficient d'absorption du fond du réservoir
δ_{nj}	Symbole de Kronecker
ε_N	Facteur choisi par l'utilisateur au sein d'ADINA concernant le critère de soulèvement
ε_T	Facteur choisi par l'utilisateur au sein d'ADINA concernant le critère de glissement
ε_s	Ratio d'amortissement du système secondaire
η_d	Facteur hystérétique d'amortissement
ϕ	Vecteur des potentiels de fluide nodaux
Γ	Spectre de plancher
μ	Coefficient de friction
μ_r	Module de Bulk
ν_d	Coefficient de poisson du béton
ω	Fréquence naturelle d'excitation
ω_n	Fréquence naturelle du mode n
ψ_1	Géométrie du premier mode

$\psi_j^{(x)}$	x-composante de la j^e géométrie modale du barrage au point P
ψ_n	n^e géométrie modale
ρ_r	Masse volumique de l'eau
ρ_d	Masse volumique du béton
ξ_d	Amortissement modal du barrage
ξ_s	Amortissement modal du système secondaire
1	Vecteur colonne de même dimension que U, contenant un lorsqu'un degré translationnel de liberté correspond à une direction de l'excitation sismique, et zéro sinon

LISTE DES ANNEXES

Annexe A AMORTISSEMENT MODAL ET AMORTISSEMENT DE RAYLEIGH	79
---	----

CHAPITRE 1 INTRODUCTION

1.1 Contexte

Un grand nombre de barrages sont situés dans des zones sismiques à risque modéré ou élevé. Il est donc essentiel d'attacher une vigilance particulière au comportement sismique des barrages, mais aussi à celui des équipements et des structures annexes à ces ouvrages (Ghrib et al., (1997)). En effet, les équipements et les structures annexes sont généralement des éléments essentiels à l'exploitation économique des barrages et surtout leur fonctionnement sécuritaire. Au Québec, de nombreux barrages ainsi que leurs équipements et structures annexes sont en service depuis plus de 70 ans. En plus, ils ont été conçus selon des normes en vigueur au moment de leur construction, ne répondant généralement pas aux critères de sécurité modernes (e.g. (Gouvernement du Québec, 2002)). Ainsi, le comportement sismique des structures et équipement annexes aux barrages doit être vérifié, en particulier pour mieux cibler leur réhabilitation si nécessaire.

Dans ce mémoire, l'accent est mis sur l'évaluation du comportement sismique des structures ancrées à la crête d'un barrage (tels les ponts de levage ou les grues portiques). Ce type de structures annexes peuvent être sévèrement affectées par des sollicitations sismiques amplifiées (United States Committee on Large Dams (USCOLD), 2000). Elles présentent ainsi un risque de défaillance de leurs ancrages suite à un tremblement de terre, créant ainsi des instabilités structurelles pouvant affecter des opérations d'urgence visant à assurer le bon fonctionnement du barrage et éviter des pertes économiques et humaines.

Certaines normes imposent la prise en compte de l'amplification sismique au sein d'un barrage, pour l'étude des systèmes secondaires s'y rattachant. L'évaluation avec précision de l'interaction entre le barrage, le fluide et la structure annexe est d'une grande importance pour assurer la fiabilité sismique de ces structures. En plus des déplacements imposés par les secousses sismiques, ces structures subissent des déplacements induits par les forces hydrodynamiques générées par l'interaction fluide-structure. Bouaanani et Renaud (2014) ont démontré que l'évaluation précise de cette charge hydrodynamique est essentielle dans le calcul de l'amplification de l'accélération au sol au sein de barrage. Un nombre important de travaux de recherche ont été consacrés pour simplifier cette charge hydrodynamique à inclure dans la réponse sismique les barrages-poids (Westergaard (1933), Miquel et Bouaanani (2012)) .

1.2 Problématique

La vérification du comportement sismique d'une structure annexe à un barrage, existante ou nouvellement conçue, demeure de nos jours une étape complexe à appréhender dans le monde de l'ingénierie pratique. En effet, les méthodes de calcul mis à dispositions des ingénieurs praticiens nécessitent non seulement une grande expertise, mais aussi des approches numériques avancées et des outils informatiques appropriés (capacité en mémoire suffisante et temps de calcul élevé). Ces facteurs peuvent augmenter le risque d'erreur dans les analyses et rendre les études préliminaires très coûteuses.

La méthode des éléments finis est l'une des méthodes numériques la plus utilisée de nos jours pour effectuer les analyses dynamiques des barrages. Celle-ci permet de tenir compte de plusieurs paramètres influençant le comportement d'un système barrage-réservoir, tels que la flexibilité de la structure, la compressibilité de l'eau et l'interaction fluide-structure (Bouaanani & Lu, 2009). De nombreuses recherches ont été menées depuis le travail de Westergaard (1933) pour prendre en compte l'effet de l'interaction fluide-structure. Ainsi, des méthodes simplifiées ont été développées et améliorées au fil des années pour valider les résultats obtenus avec la méthode des éléments finis, ou encore pour aider à la conception préliminaire des structures hydrauliques.

L'une d'elles est la méthode de l'accélérogramme modifié (MAM) qui consiste à calculer les charges hydrodynamiques engendrées par l'interaction fluide-structure, et ensuite les introduire dans le modèle élément fini sans devoir modéliser le réservoir (Miquel et Bouaanani 2012). Celle-ci s'est avérée fiable et robuste quant à l'estimation des déplacements et des accélérations amplifiées sur la crête d'un barrage, lors des analyses linéaires dynamiques du système barrage-réservoir. Toutefois, des analyses plus avancées sont requises pour vérifier sa robustesse pour le calcul des spectres de réponse.

La MAM a été vérifiée pour des systèmes barrage-réservoir dans le domaine linéaire (Miquel et Bouaanani 2012). Aucune étude n'a été réalisée afin d'évaluer l'applicabilité de cette méthode pour l'évaluation de la performance sismique des structures annexes aux ouvrages hydrauliques, dans le domaine linéaire ou non-linéaire.

La vérification de l'applicabilité du MAM pour évaluer la réponse des structures annexes aux barrage-poids présente plusieurs intérêts. En appliquant un accélérogramme modifié au modèle numérique de la structure seule, au lieu d'un réservoir modélisé par des éléments fluide, la

modélisation par éléments finis est simplifiée et le temps de calcul est réduit. Ceci offre la possibilité d'évaluer la réponse sismique des structures annexes aux barrage-poids en tenant compte d'hypothèses plus complexes, tel que leurs comportements non-linéaires. Cela permet aussi de répondre au besoin de correctement estimer l'effet de l'interaction fluide-structure pour s'assurer d'une conception sécuritaire des structures annexes aux ouvrages hydrauliques.

Par ailleurs, l'ajout de structures annexes berçantes au modèle élément fini du barrage complexifie les analyses. En effet, l'interface de contact barrage-structure, définie selon le critère de Mohr-Coulomb, engendre des non-linéarités au sein du modèle. L'effet de la structure attenante sur l'interaction fluide-barrage étant inconnu, il importe donc de vérifier l'étendue de l'application de la méthode de l'accélérogramme modifié (MAM) et de vérifier sa validité et sa robustesse pour évaluer le comportement non linéaire des structures attenantes aux barrages.

1.3 Objectifs du projet

Ce travail a pour objectif principal de valider l'applicabilité de la méthode de l'accélérogramme modifié (MAM) pour étudier le comportement dynamique des structures secondaires au sein de systèmes barrage-réservoir. Le projet vise notamment à émettre des recommandations quant à son utilisation par les ingénieurs-praticiens pour prendre en compte de manière efficace l'interaction fluide-structure.

Les objectifs spécifiques de ce mémoire sont :

- D'appliquer la méthode simplifiée de l'accélérogramme modifié (MAM) pour effectuer des analyses dynamiques linéaires du système barrage-réservoir et obtenir ensuite les spectres de plancher.
- De développer des modèles éléments finis prenant en compte le comportement non linéaire entre le barrage et une structure attenante, en incluant l'effet de l'interaction fluide-structure à l'aide des éléments fluides en première étape, et en appliquant la méthode de l'accélérogramme modifié dans une seconde étape.

1.4 Méthodologie générale

Pour atteindre les objectifs de ce travail de recherche, la méthodologie suivante est adoptée.

Dans une première étape, des analyses dynamiques linéaires d'un système typique réservoir-barrage, basées sur une modélisation par éléments finis (ADINA, 2021) sont menées. L'excitation sismique que le système subit est défini par un accélérogramme d'entrée d'origine. Ces mêmes analyses linéaires seront refaites en enlevant le réservoir et en substituant l'accélérogramme d'entrée d'origine par un nouvel accélérogramme construit à l'aide de la méthode de l'accélérogramme modifié (MAM). Le nouveau système alors est un barrage seul sans réservoir, et de l'effet de l'interaction fluide-structure est prise en compte par un accélérogramme d'entrée modifié. Dans les deux cas, les accélérations sur la crête du barrage sont analysées au moyen de spectres de plancher. Ceux-ci permettent d'évaluer l'accélération sismique maximale subie par un système secondaire élastique linéaire supporté par le barrage poids (SINGH, 1975). Un modèle de barrage seul, soumis à l'accélérogramme d'entrée d'origine, i.e. ne considérant pas l'effet de l'interaction fluide-structure, est aussi considéré à titre de comparaison.

Dans une seconde étape, des analyses dynamiques temporelles non-linéaires du système réservoir-barrage-structure secondaire, sont menées au moyen de la méthode des éléments finis. La structure secondaire est modélisée par un système à un seul degré de liberté (SSDL) qui repose sur la crête du barrage. L'interface entre le barrage et le SSDL est non-linéaire et se définit selon le critère de Mohr-Coulomb. De même que précédemment, l'effet des pressions hydrodynamiques du réservoir est pris en compte: (i) soit par des éléments finis de fluide; (ii) soit par accélérogramme construit à l'aide de la méthode de l'accélérogramme modifié (MAM). Les résultats d'intérêt seront comparés pour les deux méthodes pour tirer des conclusions. Un modèle de barrage seul, soumis à l'accélérogramme d'entrée d'origine, i.e. ne considérant pas l'effet de l'interaction fluide-structure, est aussi considéré à titre de comparaison.

1.5 Plan du mémoire

Ce premier chapitre a permis d'introduire le contexte, les objectifs, la méthodologie et l'organisation de ce mémoire.

La revue de littérature présentée dans le second chapitre effectue un état de l'art dans le domaine de l'analyse sismique des barrage-poids et de leurs structures attenantes.

Le troisième chapitre est dédié à la comparaison des spectres de réponse issus des analyses linéaires dynamiques d'un système barrage-réservoir modélisé avec des éléments finis fluides et solides, et des analyses linéaires du barrage seul en lui appliquant un accélérogramme modifié pour tenir compte de l'interaction fluide-structure. Ce chapitre permet d'analyser l'applicabilité de la méthode de l'accélérogramme modifié (MAM) pour évaluer la sécurité des structures annexes des barrages en les supposant linéaires élastiques.

Le quatrième chapitre présente les modèles de systèmes barrage-structure attenante construits au cours de ce projet. Les structures secondaires sont considérées comme berçantes, et leur non-linéarité est modélisée au moyen d'une interface de contact avec le barrage. De même que précédemment, l'effet des pressions hydrodynamiques du réservoir est pris en compte: (i) soit par des éléments finis de fluide; (ii) soit par accélérogramme construit à l'aide de la méthode de l'accélérogramme modifié (MAM). Les détails des analyses dynamiques non-linéaires sont ensuite présentés. Les résultats permettent alors de discuter de l'applicabilité de la méthode de l'accélérogramme modifié (MAM) pour évaluer la sécurité des structures annexes berçantes des barrages en considérant leur comportement non-linéaire.

Le cinquième chapitre conclue en effectuant la synthèse des résultats obtenus, en proposant des recommandations d'utilisation de la méthode de l'accélérogramme modifié, et en faisant le point sur ses limitations et ses améliorations possibles futures.

CHAPITRE 2 REVUE DE LITTÉRATURE

2.1 Évaluation de la sécurité sismique des barrages poids

2.1.1 Approche progressive

Une approche progressive proposée par Ghrib et al. (1997) basée sur cinq niveaux d'analyse peut être utilisée pour évaluer la réponse dynamique des barrages au Canada. Des approches similaires sont aussi proposées par de nombreuses normes (FERC, 2002; USACE, 1999). Dans son guide pour l'évaluation sismique des barrages, Hydro-Québec (2003) recommande aux ingénieurs d'adopter cette approche et de passer à un niveau supérieur d'analyse si les résultats du niveau précédent indiquent une marge de sécurité sismique inadéquate ou ne respectent pas le coefficient de sécurité requis. Des mesures de réhabilitation doivent être retenues dans le cas où le niveau d'analyse le plus élevé ne démontre pas la sécurité de l'ouvrage. Les niveaux d'analyses sont explicités ci-dessous.

Niveau 0 - Classement préliminaire d'un parc d'ouvrages

Avant de procéder à la vérification des critères de performance de l'ouvrage, il est nécessaire d'identifier le risque sismique encouru par celui-ci telles la zone de sismicité du site et la hauteur de l'ouvrage.

Niveau I - Méthode pseudo-statique

Dans cette étape, une analyse des contraintes ainsi qu'une analyse de glissement du barrage doivent être réalisées (FERC, 2002), l'ouvrage est considéré comme rigide (très courte période fondamentale). L'amplification dynamique des forces d'inertie est supposée négligeable. Les pressions hydrodynamiques sont calculées à l'aide de la formulation de Westergaard. Plusieurs guides (USACE (1999)) recommandent que cette méthode soit complétée par une analyse de niveau supérieur.

Niveau II - Méthodes pseudo-dynamiques

Dans cette étape, les analyses de contraintes et de stabilité au glissement sont menées comme au Niveau I, mais en considérant l'effet de la flexibilité de l'ouvrage. Les caractéristiques modales de

la structure (périodes et modes de vibration) ainsi qu'un spectre de réponse qui représente l'excitation sismique sont utilisés. Bien que l'aspect temporel de l'excitation sismique ne soit pas pris en compte, l'amplification dynamique due à la flexibilité du barrage est considérée ainsi que l'interaction barrage-fondation-réservoir, qui peut affecter le comportement dynamique de l'ouvrage. Deux procédures peuvent être employées pour mener l'analyse pseudo-dynamique :

- La méthode simplifiée de réponse spectrale (Fenves & Chopra, 1984, 1985)

Une analyse linéaire d'une section typique d'un barrage-poids est effectuée pour déterminer son premier mode. La contribution des modes supérieurs est considérée de façon approximative. La combinaison modale SRSS ou CQC peut être ensuite utilisée pour combiner ces deux réponses.

- La méthode classique de réponse spectrale est utilisée avec la méthode des éléments finis pour les sections non standards ou des sections régulières de barrage, et peut être effectué en 2D ou 3D. Elle consiste à déterminer la réponse de la structure pour chacun de ses modes propres. Les réponses seront pondérées et combinées avec la méthode appropriée d'après le spectre du chargement sismique.

Niveau III - Méthodes dynamiques transitoires linéaires

Il s'agit d'une analyse dynamique linéaire et qui peut être fréquentielle ou temporelle (Bouaanani & Lu, 2009; Fenves & Chopra, 1984). Dans le domaine du temps, les analyses linéaires peuvent être effectuées à l'aide de logiciel commerciaux d'éléments finis. Les excitations sismiques peuvent contenir deux composantes indépendantes : horizontales et verticales. On note que cette méthode est couramment utilisée pour l'étude des systèmes secondaires, notamment les bâtiments multi-étagés. Dans le cadre de ce projet de recherche, le niveau III est employé pour modéliser le comportement sismique des systèmes barrage-réservoir. En effet, la prise en compte de non-linéarités se restreint à l'interface entre le barrage et sa structure annexe.

Niveau IV – Méthodes dynamiques transitoires non-linéaires

Dans le cas où la structure est sévèrement endommagée (fissuration majeure, glissement résiduel), une redistribution des contraintes se produit. Une analyse dynamique temporelle non-linéaire est alors requise pour vérifier la stabilité du barrage-poids sous l'effet d'un séisme majeur (USACE, 1999). Toutefois, l'emploi des analyses non-linéaires nécessite une certaine expertise pour la modélisation et l'interprétation des résultats. Elles sont en effet très sensibles aux hypothèses de

simulation retenues, au contenu fréquentiel sismique et aux conditions initiales (Uchita, Noguchi, & Saouma, 2005).

2.1.2 Formulations de l'interaction fluide-structure

L'importance de considérer les effets de l'interaction fluide-structure sur la réponse sismique des barrages en béton a été largement documentée dans la littérature. Plusieurs travaux s'y sont consacrés et plusieurs approches ont été proposées depuis la formulation de Westergaard (Bouaanani & Lu, 2009; Chopra, 1970; Fenves & Chopra, 1984; Humar & Jablonski, 1988). Toutes ces recherches, au fil des années, ont permis d'inclure, au sein du modèle barrage-réservoir, les effets de la déformabilité des barrages, de la compressibilité de l'eau, de l'absorption au fond du réservoir lors d'un séisme, etc. À titre d'illustration, trois différentes formulations sont brièvement présentées dans cette section.

Formulation de Westergaard

Durant un séisme, les parois du réservoir (fond de la retenue et parement amont du barrage) sont soumises à des mouvements. Ces mouvements génèrent dans l'eau du réservoir des ondes de pression. La formulation des masses ajoutées a été développée par Westergaard (1933). Comme son nom l'indique, elle consiste à ajouter des masses sur les nœuds de l'interface fluide-structure, représentant ainsi les pressions hydrodynamiques. Cette formulation est définie par :

$$m_i(y) = \frac{7}{8} \rho_r V_i \sqrt{H_r (H_r - y)} \quad (2.1)$$

Où ρ_r est la masse volumique de l'eau, H_r est le niveau de la surface du réservoir, y est la hauteur du nœud i où la masse est ajoutée, et V_i est le volume tributaire d'eau au nœud i .

Notons que l'approche de Westergaard néglige l'effet de la flexibilité de la structure et de la compressibilité de l'eau, ce qui peut amener à surestimer, ou au contraire à sous-estimer, les contraintes dans la structure (MEDDE-DGPR, 2014). Cependant, grâce à sa simplicité, elle reste très couramment utilisée pour mener des analyses de barrage, notamment pour les niveau IV (USACE, 2003).

Formulation analytique du réservoir semi-infini

Une autre formulation permet de modéliser analytiquement l'effet du réservoir à partir de la réponse modale de la structure du barrage seule, laquelle peut être obtenue au moyen de la méthode

des éléments finis. Dans ce cas, le réservoir est considéré rectangulaire. La réponse en accélération, \ddot{u}_p , en un point P donné du barrage (soumis à une sollicitation au sol \ddot{u}_g) peut être obtenue à chaque instant t par (Bouaanani & Lu, 2009; Fenves & Chopra, 1984):

$$\ddot{u}_p(t) = \sum_{j=1}^{N_s} \psi_j^{(x)}(x_p, y_p) \ddot{Z}_j^{(t)} \quad (2.2)$$

Où N_s est le nombre de modes du barrage inclus dans l'analyse, $\psi_j^{(x)}$ est le composant selon l'axe x du contour de mode j du barrage, pris aux coordonnées (x_p, y_p) du point P, et $\ddot{Z}_j^{(t)}$ est la dérivée seconde selon le temps des coordonnées générales données par l'intégrale de Fourier :

$$\ddot{Z}_j^{(t)} = -\frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{\infty} \omega^2 \bar{Z}_j(\omega) \bar{u}_g(\omega) e^{i\omega t} d\omega \quad (2.3)$$

Où $\bar{u}_g(\omega)$ est la transformée de Fourier de l'accélération au sol $\ddot{u}_g(t)$

$$\bar{u}_g(\omega) = \int_0^{t_a} \ddot{u}_g(t) e^{-i\omega t} dt \quad (2.4)$$

Avec t_a correspondant à la durée du signal sismique appliqué au système. Le vecteur \bar{Z} venant des coordonnées généralisées \bar{Z}_j , $j = 1 \dots m_s$, nécessaire à l'équation $\ddot{Z}_j^{(t)}$ peut être obtenu en résolvant le système d'équation suivant :

$$\bar{S} \bar{Z} = \bar{Q} \quad (2.5)$$

Où, pour $n = 1 \dots m_s$ et $j = 1 \dots m_s$

$$\bar{S}_{nj}(\omega) = [-\omega^2 + (1 + i\eta_d) \omega_n^2] \delta_{nj} + \omega^2 \int_0^{H_r} \bar{p}_j(0, y, \omega) \psi_n^{(x)}(0, y) dy \quad (2.6)$$

$$\bar{Q}_n(\omega) = -\psi_n^T M_{dd} \mathbf{1} + \int_0^{H_r} \bar{p}_0(0, y, \omega) \psi_n^{(x)}(0, y) dy \quad (2.7)$$

Où δ_{nj} correspond au symbole de Kronecker, ω à la fréquence d'excitation, η_d est le facteur hystérétique d'amortissement du barrage, supposé constant, ω_n est la fréquence de vibration correspondant au mode structural ψ_n , \bar{p}_0 est la fonction de réponse en fréquences (FRF) pour la pression hydrodynamique, due à l'accélération au sol, à la face amont du barrage considéré rigide, \bar{p}_j est la FRF pour la pression hydrodynamique, due à l'accélération horizontale $\psi_j^{(x)}(0, y)$ de la face amont du barrage, et H_r est la hauteur constante de la surface du réservoir.

La résolution de l'équation de Helmholtz permet de déterminer analytiquement les pressions hydrodynamiques tout en respectant les conditions aux frontières suivantes : (i) surface libre du

réservoir; (ii) compatibilité entre les pressions hydrodynamiques et les déplacements normaux sur l'interface fluide-structure; (iii) non-réflexion des ondes sismiques à l'amont du réservoir; et (engineers) dissipation d'énergie au fond du réservoir due à la sédimentation, amortissant ainsi les ondes de compression sismiques incidentes, caractérisée par un coefficient α variant de $\alpha = 0$ pour une absorption totale et $\alpha = 1$ pour une réflexion totale (Bouaanani & Lu, 2009; Fenves & Chopra, 1984). Une étude de convergence est nécessaire pour déterminer le nombre de mode N_d suffisant à inclure dans les analyses.

Méthode des éléments finis : formulation $\Phi - U$

Un travail considérable a été consacré au développement de la formulation des éléments finis fluides et solides (Bouaanani & Lu, 2009). Deux approches issues de ces travaux sont présentées ici : l'approche lagrangienne et l'approche eulérienne. Le lecteur intéressé peut se référer à Bouaanani et Lu (2009) pour plus de détails sur ces deux approches. Un bref résumé est donné à la suite.

La première approche, i.e. lagrangienne, est une extension de la formulation classique par éléments finis basée sur le déplacement pour les domaines solides. Par conséquent, les degrés de liberté sont les déplacements nodaux dans les maillages des domaines solide et fluide et les éléments finis fluides et solides sont formulés à l'aide des mêmes fonctions de forme. Les éléments fluides sont considérés non visqueux et sont caractérisés par un module élastique volumétrique égal au module de compressibilité du fluide. Dans ce cas, aucun élément d'interface spécial n'est requis pour assurer la compatibilité à l'interface fluide-structure étant donné que les déplacements des nœuds communs aux domaines fluide et solide sont identiques.

La seconde approche, i.e. eulérienne, est parfois connue en hydrodynamique sous le nom de formulation basée sur la pression ou le potentiel. Les pressions de fluide, les potentiels de déplacement ou les potentiels de vitesse sont alors des variables scalaires affectées aux nœuds du maillage des domaines fluide et solide. Cela réduit considérablement le nombre de degré de liberté par rapport à la première approche, et se traduit par un gain de stockage informatique et de temps surtout pour les modèles d'éléments finis barrage-réservoir de grandes tailles. Cependant, cette approche nécessite la définition d'éléments d'interface pour assurer la compatibilité et l'équilibre aux interfaces fluide-structure. Ces éléments permettent de connecter les éléments fluides aux éléments solides adjacents. Une dérivation de l'approche eulérienne par Everstine (1981), connue

sous le nom de formulation $\phi - U$, utilise les déplacements U comme variable dans le domaine solide et le potentiel de vitesse ϕ comme variable dans le réservoir. Cette approche est programmée dans ADINA (2021). Dans ce cas, le réservoir est tronqué à une certaine distance L_r de la face amont du barrage suffisamment grande pour éliminer le réfléchissement des ondes sismiques à l'amont du réservoir. Les vibrations du barrage provoquent des mouvements d'eau normaux à l'interface, et la pression induite s'ajoute comme pression hydrodynamique. Cette formulation suppose que le fluide est non visqueux et irrotationnel. Le fluide peut être compressible ou incompressible. Cette formulation suppose aussi que les déplacements au niveau de l'interface fluide-structure demeurent petits.

Le potentiel de vitesse ϕ dans le réservoir satisfait l'équation d'onde suivante :

$$\nabla^2 \phi = \frac{1}{c_r^2} \frac{\partial^2 \phi}{\partial t^2} \quad (2.8)$$

Avec C_r la vitesse des ondes de compression dans l'eau. La formulation $\phi - U$ satisfait notamment les conditions de surface libre, de compatibilité à l'interface barrage-réservoir soumises aux vibrations (Bouaanani & Lu, 2009; Fenves & Chopra, 1984), de non réflexion des ondes à la face amont du réservoir (ADINA, 2021; Bouaanani & Lu, 2009; Sommerfeld, 1949; Zienkiewicz & Newton, 1969) et de dissipation d'énergie à l'interface réservoir-fondation par l'absorption partielle des ondes sismiques normales incidentes (Bouaanani & Lu, 2009; Fenves & Chopra, 1984; Hall & Chopra, 1982). Les deux dernières conditions peuvent être modélisées par des éléments fluides infinis placés à la face amont du réservoir ou par des amortisseurs visqueux placés au fond du réservoir.

L'équation 2.8 peut être simplifiée et discrétisée selon le système suivant (Zienkiewicz & Newton, 1969) :

$$\begin{bmatrix} M_{dd} & 0 \\ 0 & -M_{rr} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{U} \\ \ddot{\phi} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} C_{dd} & C_{rd}^T \\ C_{rd} & C_{rr} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{U} \\ \dot{\phi} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{dd} & 0 \\ 0 & -K_{rr} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} U \\ \phi \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -M_{dd} & 1 & \dot{u}_g \\ -C_{rd} & 1 & \dot{u}_g \end{bmatrix} \quad (2.9)$$

Ou U et ϕ sont des vecteurs correspondants, respectivement, aux déplacements relatifs et aux potentiels de fluide nodaux, M_{dd} et K_{dd} sont, respectivement, les matrices de masse et de rigidité de la structure, C_{dd} est la matrice d'amortissement de la structure du barrage (déterminée au moyen de l'amortissement de Rayleigh équivalent à l'amortissement hystérétique η_d), M_{rr} et K_{rr} sont, respectivement, les matrices potentielle et d'énergie cinétique du réservoir, C_{rd} est la matrice

couplant le potentiel de vitesse avec les déplacements sur l'interface barrage-réservoir, et C_{rr} est la matrice correspondant à l'amortissement du à la dissipation d'énergie à la base ou à la face amont du réservoir. Les accélérations et vitesse au sol sont représentées respectivement par \ddot{u}_g et \dot{u}_g . Le vecteur colonne est de même dimension que U , et contient des valeurs unitaires lorsqu'un degré de liberté de translation correspond à une direction de l'excitation sismique, et des valeurs nulles dans le cas contraire.

La solution de l'équation 2.9 permet d'obtenir la réponse dynamique du barrage en fonction du temps, tels les déplacements, les vitesses et les accélérations relatives, à n'importe quel point P auquel une structure secondaire peut être fixé.

2.1.3 Hypothèses et paramètres de la modélisation du réservoir

La réponse dynamique du système barrage-réservoir dépend très fortement des paramètres définissant l'interaction fluide-structure. Trois paramètres sont présentés ci-après : (i) la longueur de troncation du réservoir; (ii) l'absorption des ondes au fond du réservoir; et (iii) la compressibilité de l'eau.

Longueur de troncation du réservoir

Lorsque des éléments finis fluides sont utilisés pour modéliser le réservoir, il est nécessaire que le réservoir soit tronqué à une distance finie L_r de la paroi amont du barrage. Une condition aux frontières appropriée doit être appliquée à cette distance L_r pour simuler l'infinité du réservoir, i.e. pour empêcher la réflexion des ondes parasites vers le barrage. Trois types de condition aux frontières sont détaillées dans (Bouaanani & Lu, 2009): (i) une condition rigide impliquant une accélération horizontale nulle à la limite amont du réservoir; (ii) une condition de rayonnement impliquant une pression hydrodynamique nulle à une distance infinie de la face amont du barrage; et (iii) une condition de rayonnement de Sommerfeld qui empêche la réflexion des ondes frappant la limite amont du réservoir dans une direction normale sous une excitation horizontale du sol.

En pratique, plus la longueur de troncature est grande, plus le nombre d'éléments dans le modèle d'éléments finis est grand, et par conséquent plus les analyses requièrent un temps de calcul élevé. Il est donc judicieux de minimiser la longueur de troncature, tout en préservant la qualité des résultats.

Dans leur travail, Bouaanani et Renaud (2014) ont étudié l'effet de la longueur de troncature sur la convergence des spectres de réponses et des demandes en accélération, en utilisant des éléments fluides infinis spéciaux fournis par (ADINA, 2021). Plusieurs longueurs de troncation ont été investiguées à cette fin; $L_r = 2 H_r$, $L_r = 4 H_r$ et $L_r = 20 H_r$, H_r étant la hauteur du réservoir. Il a été observé que la convergence des résultats est assurée en utilisant une longueur de troncation $L_r = 4H_r$.

L'absorption des ondes au fond du réservoir

Fenves et Chopra (1984) ont investigué les techniques de modélisation permettant de prendre en compte l'amortissement des ondes de compression dû à la sédimentation au fond du réservoir. Bouaanani et Lu (2009) ont montré que l'absorption d'énergie sismique par cette sédimentation peut être approximée par une série d'amortisseurs visqueux placés dans la direction normale au fond du réservoir. Afin d'assurer la compatibilité entre le fluide et ces amortisseurs, on leur associe des éléments finis poutres linéaires placés à la base du réservoir. La valeur d'amortissement $c^{(e)}$ correspondant à chaque élément poutre e de longueur $l^{(e)}$ peut alors être exprimé en fonction de la masse volumique ρ_r , de la vitesse des ondes de compression C_r et du coefficient de réflexion α qui est compris entre 0 et 1 (Fenves & Chopra, 1984). $\alpha = 1$ indique une réflexion totale des ondes de compression, et $\alpha = 0$ une absorption totale des ondes de compression. La valeur d'amortissement $c^{(e)}$ est alors donnée par

$$c^{(e)} = \rho_r C_r \left(\frac{1+\alpha}{1-\alpha} \right) \int_{-1}^1 N_b^T dr \quad (2.10)$$

Où N_b est la fonction iso paramétrique de l'élément poutre et r ses coordonnées paramétriques.

La compressibilité de l'eau

La compressibilité de l'eau dans un réservoir est modélisée en utilisant une masse volumique de $\rho_r = 1000 \text{ Kg/m}^3$ et un module de Bulk $\mu_r = 2.07 \times 10^3 \text{ MPa}$ correspondant à une vitesse des ondes de compression $C_r = 1440 \text{ m/s}$. Dans le cas où les charges hydrodynamiques sont modélisées au moyen de la formulation de Westergaard, la compressibilité de l'eau est négligée, ainsi que la déformabilité du barrage. Il est aussi possible, à des fins de comparaison, de modéliser un réservoir incompressible avec des éléments finis de fluide en utilisant une très grande valeur de module de Bulk.

La compressibilité de l'eau peut affecter différemment la réponse des systèmes secondaires suivant leur fréquence propre et les dimensions du barrage (Bouaanani & Renaud, 2014). Les spectres de planchers peuvent ainsi être très sensibles aux hypothèses faites sur les propriétés du réservoir. Une très grande attention doit donc être portée à celles-ci pour évaluer la sécurité sismique des structures annexes de barrage.

2.1.4 Méthode de l'accélérogramme modifié (MAM)

Les méthodes analytiques ou numériques décrites ci-dessus pour modéliser l'interaction fluide-structure peuvent nécessiter des programmes avancés et une grande expertise pour aboutir à des résultats fiables et robustes. Des difficultés peuvent notamment apparaître lors de la définition du maillage d'éléments finis et de la mise en place des conditions à l'interface fluide-structure et aux conditions aux frontières du domaine fluide.

Miquel et Bouaanani (2012) ont proposé la méthode de l'accélérogramme modifié (MAM) pour tenir compte de l'interaction fluide-structure dans une analyse sismique d'un barrage-poids sans avoir à modéliser explicitement le réservoir. Deux formulations ont été étudiées, la formulation exacte et la formulation simplifiée. La dernière va être retenue pour le travail présenté dans ce mémoire puisque c'est la plus simple.

La formulation simplifiée consiste à transformer le séisme d'entrée d'origine en un nouvel accélérogramme modifié pour inclure les effets de l'interaction fluide-structure. Cet accélérogramme modifié peut être appliqué directement à la structure sans fluide afin d'obtenir la réponse dynamique de la structure avec fluide. Cette formulation suppose que le réservoir a un comportement élastique linéaire, que la fondation du réservoir est sans masse et peut être rigide ou flexible, que le fluide est non visqueux et irrotationnel avec un mouvement limité aux petits déplacements, respecte les conditions de la surface libre du réservoir, et prend en compte les effets des sédiments qui peuvent être déposés au fond du réservoir.

En considérant une unité d'accélération horizontale harmonique au sol $\ddot{u}_g(t) = e^{i\omega t}$ et un amortissement visqueux ξ du système, $\bar{Z}_j^{(e)}$ et \bar{Z}_j les coordonnées généralisées de la structure sans fluide et avec fluide respectivement et ω est la fréquence de vibration du système avec j allant de 1 à N_s , un nouvel accélérogramme peut être défini suivant l'équation ci-dessous :

$$\tilde{a}_g(\omega) = \ddot{u}_g(\omega) \frac{\sum_{j=1}^{N_s} \bar{Z}_j(\omega)}{\sum_{j=1}^{N_s} \bar{Z}_j^{(e)}(\omega)} \quad (2.11)$$

Cet accélérogramme qui est appliqué à la structure sans fluide pour obtenir la réponse dynamique correspondante à la même structure avec fluide, dépend de la fréquence de vibration de la structure étudié et donne d'excellents résultats comparés à la méthode d'éléments finis. Pour plus de détails sur la formulation de cette méthode, le lecteur intéressé peut se référer à Miquel et Bouaanani (2012).

2.2 Ouvrages annexes

2.2.1 Importance pour la sécurité du barrage

Les structures annexes des barrages sont essentielles à leur sécurité et leur bon fonctionnement. L'endommagement de celles-ci peut parfois même entraîner la ruine du barrage principal après le séisme avec perte de réservoir (évacuateurs, prises d'eau, vannes, conduites forcées, tunnels, équipements de levage, équipements électromécaniques, etc.). Une vanne, par exemple, doit être opérable après une secousse sismique dans le cas où une évacuation urgente de la retenue est requise. Ces structures jouent donc un rôle très important au niveau de la sécurité post-sismique de l'ouvrage.

Les structures annexes dont la détérioration met en danger la sécurité du barrage sont présentées ci-dessous :

- Les vannes d'évacuateur et de vidange de fond : ces équipements permettent de maintenir le niveau du réservoir ou de l'abaisser dans le cas où le barrage nécessite des réparations ou est fortement endommagé par un séisme.
- Les ponts : les voies d'accès à un évacuateur de crues peuvent être un pont routier, un pont pour piétons ou un pont qui sert à la circulation des portiques de manœuvre. Parfois, on retrouve un pont fixé à l'ouvrage support pour la commande des mécanismes d'ouvertures et de fermetures des vannes (ICOLD, 2002). Aussi, un pont peut être la liaison entre les tours de prise d'eau et le parement amont du barrage en béton.

- Les tours de prise d'eau : Ces ouvrages sont de grande hauteur, très élancés et donc susceptibles au séisme. Elles se trouvent loin du barrage ou structurellement liés à son parement amont (ICOLD, 2002). Elles visent à garantir que les vannes de vidanges de fond restent opérationnelles, et favorisent la collecte et l'acheminement de l'eau vers les turbines. On retrouve parfois des ouvrages construits sur leur crête.
- Les équipements de manutention : souvent situés sur le sommet d'un évacuateur de crue, ils peuvent servir comme matériel de levage des vannes ou des plateformes de manœuvre, tel retirer les branches tombées dans le réservoir.
- Les bâtiments de contrôle : les équipements électromécaniques se trouvent souvent à l'intérieur de ces bâtiments afin de contrôler à distances les vannes. Ils peuvent aussi avoir d'autres fonctions selon les besoins d'exploitation du barrage.

2.2.2 Comportement sismique et mécanismes de rupture

Les tours de prise d'eau et les portiques de manutention des vannes, étant des structures verticales, sont très vulnérables aux séismes. « Leur comportement fait l'objet d'une littérature moins abondante, mais leur vulnérabilité est en général plus importante que celle du barrage lui-même » (MEDDE-DGPR, 2014). Ces structures peuvent alors présenter un risque d'instabilité au glissement et au renversement. Une brève revue des observations historiques de l'endommagement des structures annexes aux barrages lors des tremblements de terre est donnée ici.

Pendant le séisme de San Fernando (Californie) en 1971, une tour de 27 m de hauteur s'est rompue par cisaillement, avec un déplacement de 100 mm ; une autre tour, de 42 m de hauteur, s'est rompue par cisaillement et flexion, et a été ensuite renversée par le glissement du talus amont du barrage. (MEDDE-DGPR, 2014).

Le séisme de Northridge en 1994 a occasionné sur trois sites des dégâts mineurs aux ponts d'accès à des tours de prise. Sur deux sites, le contact entre le pont d'accès et la tour a été broyé, alors que sur l'autre site un glissement de la rive du réservoir a poussé le pont contre la tour. Une grue circulaire située au sommet d'une tour de prise s'est renversée (MEDDE-DGPR, 2014).

Pendant le séisme de Kobé au Japon, au mois de janvier 1995, une des tours de prise s'est inclinée et son pont d'accès s'est écroulé pour l'un des trois barrages en terre qui a subi des dommages. Les deux autres barrages se sont rompus. (MEDDE-DGPR, 2014).

Lors du séisme de Saint Paul de Fenouillet en février 1996, une des vannes de surface du barrage de Vinça (Pyrénées Orientales) s'est légèrement déformée alors qu'elle était partiellement ouverte et hors d'eau (MEDDE-DGPR, 2014).

CIGB (2001) rapporte qu'une vanne de l'évacuateur du barrage Binga au Philippines est devenu inopérable à la suite du séisme de 1990 à cause du renversement du système de levage.

Pendant le séisme de Wenchuan (Chine) en 2008, un équipement de manutention sur le barrage-poids de Baozhusi s'est déplacé de 45 cm suivant l'axe du barrage (Zhang, 2011) comme le montre les Figure 2.1 et 2.2. Également, un bâtiment en béton sur la tour de prise d'eau du barrage Zipingpu a subi des fissures considérables (ICOLD, 2012). L'état du bâtiment après le séisme est présenté sur la Figure 2.3 (c). De même, des tours de prise d'eau sur les sites des barrages de Shapai et de Bikou ont été très endommagées (MEDDE-DGPR, 2014). Aussi, les chutes de blocs durant ce séisme ont détérioré les murs et le plafond du bâtiment de contrôle sur la crête du barrage de Shapai, ainsi que des équipements électromécaniques tel présenté dans la Figure 2.4.

Les piliers de l'évacuateur de crue du barrage poids de Whakamura (Nouvelle-Zélande) ont été endommagés comme le montre la Figure 2.5. Cela est dû à une sous-estimation des charges sismiques et à la négligence des amplifications de l'accélération sismique à la crête lors de la conception (Foster and Black, 2003).

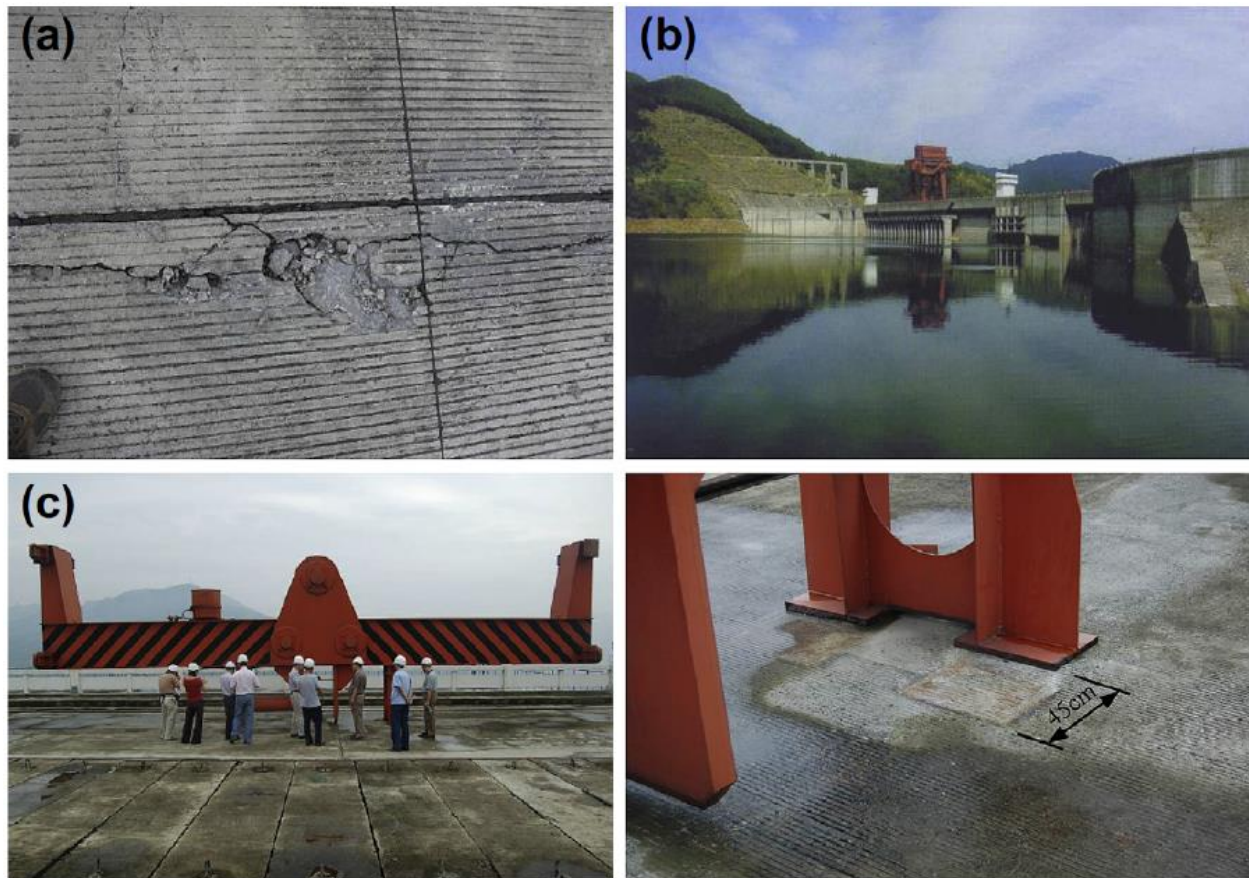


Figure 2.1 Séisme de Wenchuan (Chine) – mai 2008: Dommages subis par le barrage-poids de Baozhusi: (a) ouverture de joint et fissurations; (b) vue générale de l'ouvrage; (c) Glissement de l'équipement de manutention de 45 cm (Zhang, 2011).



Figure 2.2 Séisme de Wenchuan (Chine) – mai 2008: Dommages subis par le bâtiment de la cage d’ascenseur a la crête du barrage de Shapai, adaptée de (USSD, 2014).

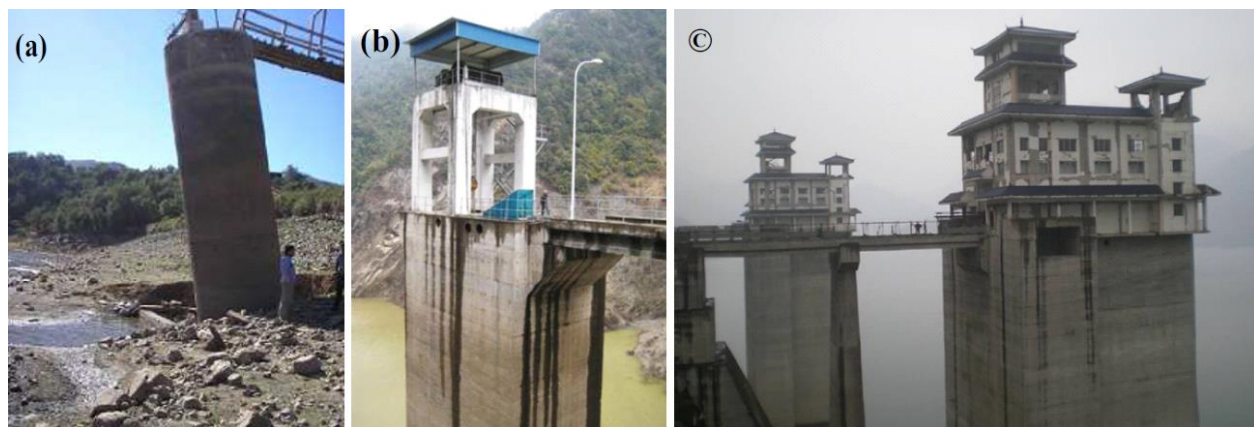


Figure 2.3 (a) Séisme du Chili – février 2010 : renversement de la tour de prise d’eau (photo N. Noguera); (b) Séisme de Wenchuan (Chine) - mai 2008 : fissures sur le portique de la tour de prise d’eau du barrage Shapai (MEDDE-DGPR, 2014); (c) Séisme de Wenchuan (Chine) - mai 2008 : endommagement d’un bâtiment en béton sur la tour de prise d’eau du barrage de Zipingpu (ICOLD, 2012).



Figure 2.4 Séisme de Wenchuan (Chine) – mai 2008 : (a) et (b) Mur et Plafond du bâtiment de contrôle endommagés par la chute des blocs au barrage Shapai; (b) équipements électromécaniques endommagés par les blocs (Photo : M. Weiland).



Figure 2.5 Renforcement des piliers de l'évacuateur de crue du barrage-poids Whakamura à Nouvelle-Zélande (à gauche : Conception initiale de la structure avec un coefficient sismique de 0.1g, à droite : structure renforcée avec un coefficient sismique de 1.9g) (Foster and Black, 2003).

L'observation du comportement des structures annexes aux barrages sous l'effet d'évènements sismiques de forte amplitude permet d'identifier leurs mécanismes d'endommagement ou de ruine susceptible de se produire. Quelques exemples de ces derniers sont donnés ci-dessous (ICOLD 1983) :

- Déformations considérables des vannes les rendant inopérables.
- Rupture des pièces encastrées guidant les vannes.
- Endommagement des treuils, ponts et grues.
- Endommagement des équipement électromécaniques.
- Glissement ou renversement des équipements de manutention.
- Glissement ou renversement des tours de prise.
- Fissuration des bâtiments en béton sur la crête du barrage ou les tours de prise.
- Rupture des ancrages à la base des tours des structures de levage en acier.

2.2.3 Vannes et grues à portiques de déversoir

Les évacuateurs de crues et les prises d'eau des centrales hydroélectrique sont équipées de vannes opérées par des systèmes de levage permettant de bloquer ou de laisser passer l'eau selon les besoins d'opération. Il existe deux principaux systèmes de levage: les treuils fixes (à câble ou à vis) et les grues-portiques. De nombreux évacuateurs de crues au Québec utilisent les grues à portiques comme système de levage pour leurs vannes. Ces systèmes ont été choisis pour des raisons économiques, mais aussi car ils sont faciles à opérer et maintenir.

Bien qu'à la connaissance de l'auteur il n'y ait pas eu, jusqu'à aujourd'hui, d'accidents ou de dommages reportés pour les grues à portiques pour les centrales hydroélectriques suite à des séismes, il demeure important de s'assurer que ces structures sont fiables et sécuritaires étant donné qu'elles doivent être opérées en cas d'urgence. Par conséquent, il est nécessaire d'étudier le comportement des grues à portiques pendant un tremblement de terre pour prendre des précautions de conception ou des travaux de réhabilitation appropriés pour éviter d'éventuels dommages.

Le principal objectif des travaux de réhabilitation est de réduire les risques en diminuant la probabilité de défaillance (Smith, 2006). Un propriétaire de barrage tente d'optimiser ses

investissements en réalisant en priorité les mesures offrant le plus grand potentiel de réduction des risques pour un coût minimal. Ainsi, les travaux de réhabilitation sont dirigés sur les éléments les plus critiques, dont le coût de réparation est relativement minime comparé à celui d'un barrage, et qui ont un grand impact sur le fonctionnement de ce dernier après un événement sismique. C'est le cas des structures annexes aux barrages, notamment les vannes et les grues à portiques mobiles.

Une analyse de risque pour un projet de réhabilitation d'un barrage pour Hydro-Québec a été réalisée en 2006 par Marc Smith en utilisant les réseaux bayésiens. L'approche proposée permet d'identifier les facteurs contribuant le plus à la défaillance de l'ouvrage, et ainsi les interventions à réaliser en priorité. L'étude a mené à la conclusion suivante : l'évacuateur de crues est opérationnel si les vannes et leur mécanisme de levage sont fonctionnels. Celui-ci dépend principalement de la grue à portique et de ses treuils électriques ou manuels. Aussi, une étude menée par Kalantarnia (2013) sur la fiabilité des évacuateurs de crues avec leurs équipements, exposés à des conditions environnementales extrêmes et sujets à de longues périodes d'inactivité, recommande aux propriétaires de barrage d'effectuer des inspections et des essais réguliers sur les grues à portique pendant les saisons humides et sèches.

Une grue à portique de déversoir n'est pas utilisée seulement pour soulever les vannes, mais aussi pour nettoyer les débris devant la vanne. Elle sert également à l'entretien des équipements sur le barrage. L'opération requiert une structure métallique qui doit être montée sur la crête du barrage et qui se déplace sur des rails tout le long de ce dernier. L'accumulation des débris constituent 27% des causes d'accidents pour les évacuateurs de crues, et peut impliquer une inopérabilité des vannes (Leclercq, 2019). Il est donc important de s'assurer qu'une grue à portique de déversoir est fonctionnelle en tout temps.

L'évaluation de la sécurité des évacuateurs de crues est largement documentée dans la littérature. Les vannes font l'objet, de plus en plus, d'une attention particulière lors du dimensionnement de nouveaux ouvrages et de l'analyse des évacuateurs existants. Ainsi, plusieurs études identifient certains mécanismes de rupture des vannes, même si elles ne sont pas nécessairement conduites dans un contexte d'analyse sismique. Patev et Putcha (2005) ont développé des schémas logiques évaluer le risque associé à l'opération des vannes, en incluant les équipements électromécaniques. Caron et Chouinard (2007) ont présenté une méthode pour l'évaluation de la condition d'un

évacuateur de crues incluant les vannes et équipements de levage. Putchá et Patev (2000) révisent aussi plusieurs méthodes d'évaluation du risque pour les vannes et équipements associés.

Ballard et Lewin (1998) ont développé des schémas logiques pour les évacuateurs de crues avec vannes radiales dont l'ouverture est assurée par des cylindres hydrauliques. Ce travail a notamment été conduit en considérant un chargement sismique (Figure 2.6). Le principe est applicable à n'importe quel système de levage.

Limoges et Léger (2009) ont développé une méthodologie pour l'évaluation sismique d'un évacuateur de crue incluant une vanne et un système de levage métallique constitué de tours et d'un pont, en utilisant l'arbre de défaillance (« fault tree ») pour prévoir le mécanisme de ruine du système étudié. Un déversoir de 38 m de haut situé au Canada et construit il y a environ 80 ans, a été analysé pour identifier la hiérarchie des mécanismes de défaillance pouvant survenir en augmentant l'intensité de la sollicitation sismique. La rupture de l'ancrage à la base des tours de la structure de levage est le premier mécanisme de défaillance structurel susceptible de se produire.

Les études présentées ci-dessus se concentrent sur la performance sismique des vannes des évacuateurs des crues. À la connaissance de l'auteur, aucune étude n'est disponible dans la littérature sur le comportement sismique des grues à portiques de déversoir, malgré leur vaste utilisation dans le monde, et plus particulièrement au Québec (Figures 2.7 à 2.9). Les grues à portique sont largement utilisées dans diverses industries en raison de leurs performances fiables, de leur faible coût d'entretien et de leur grande adaptabilité, notamment les ports.

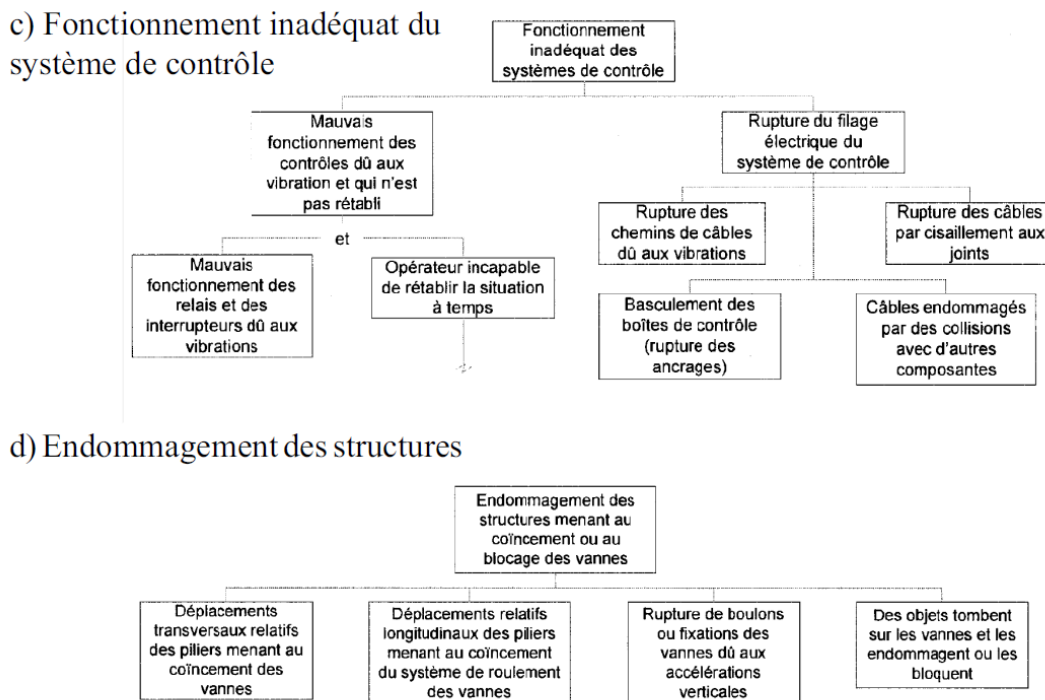


Figure 2.6 Représentation partielle de l'arbre de défaillance (« fault tree ») développée par Ballard et Lewin (1998) pour l'ouverture des vannes d'un évacuateur de crues en condition post-sismique: a) aperçu général; b) rupture du mécanisme de levage; c) fonctionnement inadéquat des systèmes de contrôle; d) Endommagement des structures.

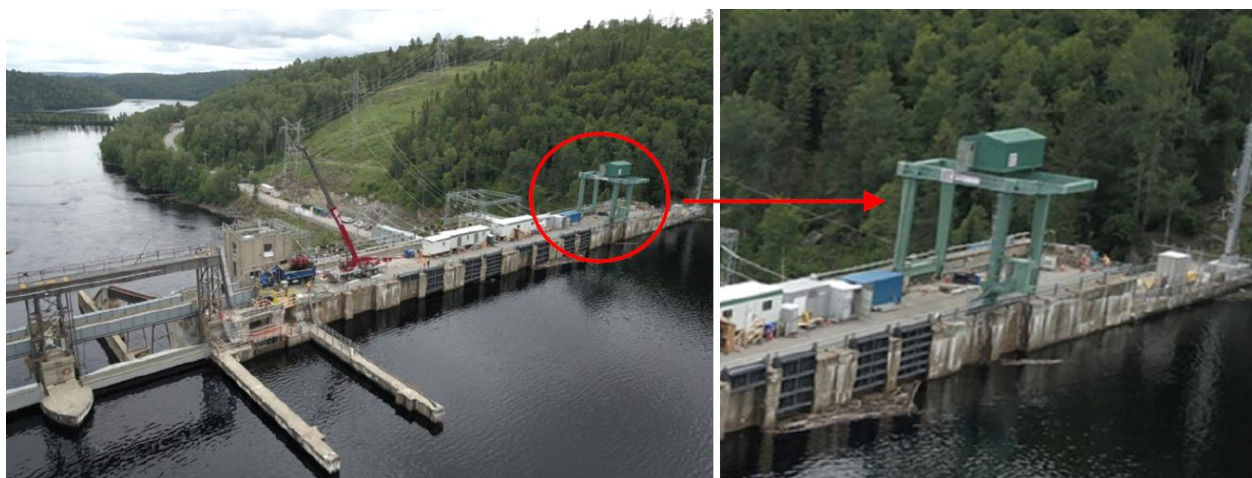


Figure 2.7 à gauche : Réhabilitation de l'aménagement de Rapide-Blanc réalisé par Hydro-Québec en juillet 2020, à droite : grue a portique mobile sur la crête du barrage.



Figure 2.8 Installation de deux grues portiques de capacité 136T par le groupe LAR Crane sur le barrage du Salaberry-de-Valleyfield au Québec entre 2015 et 2017 pour un barrage d'Hydro-Québec.



Figure 2.9 Installation d'une grue mobile par Mecan Hydro sur le barrage du Magog au Québec, entre 2008 et 2009 pour un barrage d'Hydro-Sherbrooke.

2.2.4 Analyse du comportement sismique d'un système secondaire au sein d'un barrage-poids

Dans ce qui suit, le barrage-poids est nommé structure primaire et toute structure (équipements électromécaniques, ponts, bâtiments de contrôle, équipements de levage, etc.) qui peut être située à n'importe quel point du barrage est nommée structure secondaire.

Le bref historique sur le comportement des structures secondaires durant et après un séisme nous révèle que celles-ci réagissent différemment aux secousses sismiques. Certaines sont plus vulnérables que les autres en subissant des accélérations très importantes. C'est le cas des structures ayant une masse négligeable comparée à celle du barrage, mais ayant une fréquence propre très proche (Villaverde, 1997).

Aussi, la structure secondaire subit des accélérations sismiques amplifiées dépendamment de sa position sur la hauteur de la structure primaire. Elle peut alors subir des dommages significatifs. Ainsi, durant le séisme de Saguenay au Québec, les enregistrements situés sur trois sites de barrages différents ont montré une amplification à la crête de l'accélération au sol allant de 7 à 15 fois (Rainer et Dascal, 1991). De plus, une analyse 3D d'un barrage en arc haut de 45m, réalisée par Weiland et Malla (2000), a abouti au même résultat : le facteur d'amplification de l'APR est de 3.8 dans la galerie supérieure, et d'environ 8 à la crête.

L'analyse sismique des structures secondaires a été largement étudié dans le domaine de l'industrie de l'énergie nucléaire. Des méthodes d'analyse issues de ces recherches sont appliquées de nos jours aux structures conventionnelles. Dans l'élaboration des méthodes d'analyse, il est généralement reconnu que les structures secondaires sont difficiles à analyser avec précision et efficacité (Villaverde, 1997).

La structure secondaire peut être modélisée en conjonction avec la structure primaire. Selon la taille des structures, un tel système combiné, peut générer un nombre considérable de degrés de liberté dans les analyses. Des outils informatiques de grande capacité et un temps de calcul élevé sont alors nécessaires. Cette méthode peut s'avérer coûteuse, notamment dans le cas d'analyses paramétriques. Des écarts considérables entre les masses, les rigidités et les amortissements des deux structures peuvent aussi être des sources de problèmes numériques (Villaverde, 1997). Cependant, cette méthode permet de rigoureusement, simuler à l'aide des analyses dynamiques

temporelles, les interactions entre les deux structures. Une attention particulière doit être portée sur les conditions aux limites entre ces deux structures. Cette interaction peut significativement affecter la réponse de la structure secondaire lorsqu'on considère son comportement non-linéaire.

Des méthodes simplifiées ont été développées pour surmonter les difficultés liées à la méthode précédente. L'une de ces méthodes est celle du spectre de plancher, qui a fait l'objet de recherches approfondies, notamment dans le contexte de l'industrie nucléaire et des bâtiments multi-étagés (SINGH, 1975 1980, Singh, 1985, Asfura et Kiureghian, 1986, Chen et Soong, 1988). Le spectre de plancher définit la réponse maximale du système secondaire, supposé léger au regard du poids de la structure qui les supporte, afin de ne pas affecter la réponse dynamique de celui-ci. Ces structures secondaires sont alors simplifiées comme étant des systèmes à un degré de liberté.

Considérant un barrage-poids qui subit une accélération au sol, \ddot{u}_g , un oscillateur à un degré de liberté, défini par une masse m_s , une résistance k_s , et un amortissement visqueux c_s , est attaché au point P sur n'importe quel point de ce barrage. La fréquence propre de cet oscillateur est alors définie par $f_s = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{k_s}{m_s}}$, alors que son coefficient d'amortissement c_s correspond au ratio d'amortissement $\varepsilon_s = \frac{c_s}{4\pi f_s}$. Un spectre de plancher est alors obtenu en traçant la courbe des accélérations maximales subies par les oscillateurs en un point P du barrage en fonction de leur fréquence propre f_s . Pour chaque valeur de f_s , l'équation de mouvement d'un système à un degré de liberté suivante (USACE, 1992) est résolue :

$$m_s \ddot{u}_s + c_s \dot{u}_s + k_s u_s = -m_s (\ddot{u}_p + \ddot{u}_g) \quad (2.12)$$

où u_s , \dot{u}_s , et \ddot{u}_s représentent respectivement le déplacement, la vitesse et l'accélération relatifs de l'oscillateur étudié. \ddot{u}_p constitue l'accélération au point P du barrage obtenue à l'aide des analyses dynamiques (de niveau 3 ou 4).

La méthode des spectres de plancher permet alors de déterminer l'accélération maximale subie par une structure secondaire en supposant que son comportement est strictement linéaire. La Figure 2.10 présente une structure secondaire située sur la crête du système barrage-réservoir, soumis à une excitation sismique verticale, avec le spectre de plancher correspondant. Le lecteur intéressé à la méthode du spectre de plancher peut se référer à Bouaanani et Renaud (2014).

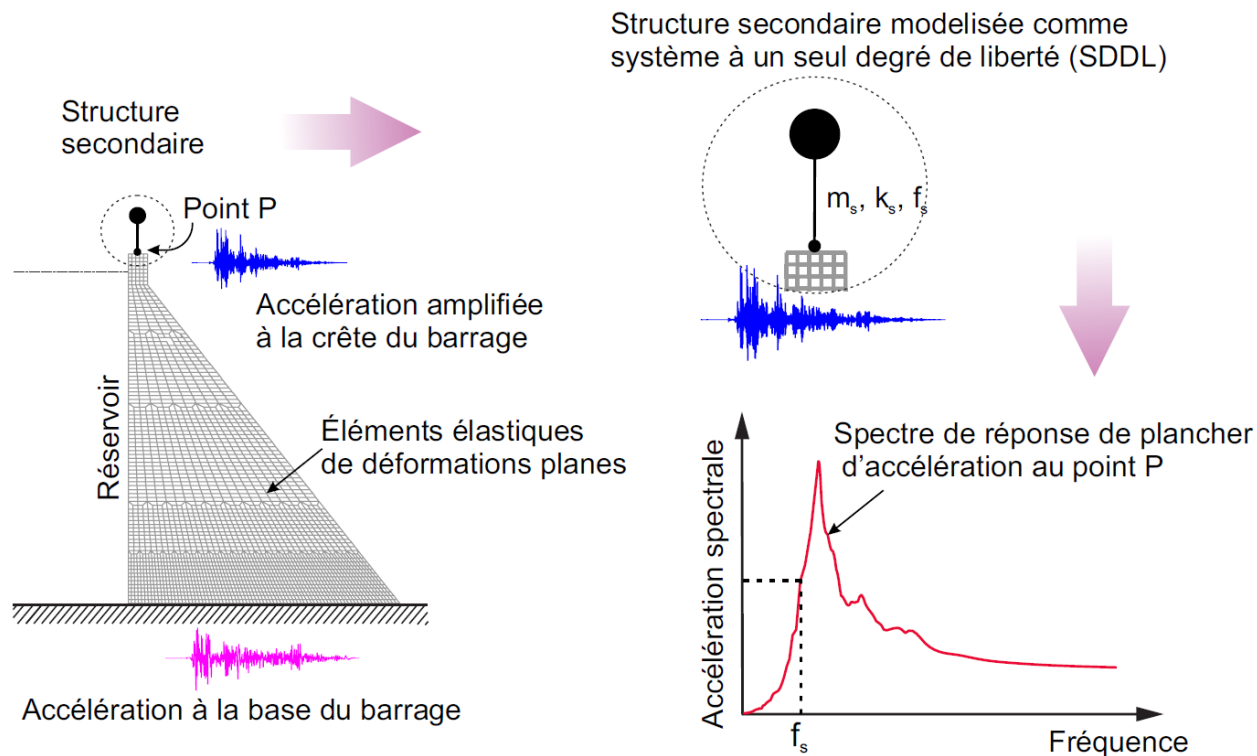


Figure 2.10 Illustration du calcul du spectre de plancher horizontal à un point P du barrage.

2.2.5 Modélisation de systèmes berçants

La technique des spectres de plancher permet d'analyser le comportement des structures annexes aux barrages en supposant que leur comportement demeure linéaire au long de la sollicitation sismique. Cependant, cette revue de littérature a illustré à plusieurs reprises que celles-ci peuvent s'endommager sous l'effet des séismes, adoptant alors un comportement non-linéaire. Ainsi, les ancrages à la base des tours et grues de levage en crête de barrage peuvent briser, et ces dernières vont alors se soulever, bercer et glisser sous l'effet de l'accélération sismique subie. Ces structures secondaires peuvent alors être modélisées comme étant des systèmes berçant au sommet du barrage.

La réponse sismique des systèmes capables de se soulever puis se bercer a attiré une attention considérable au cours des dernières décennies. Housner (1963) a examiné la réponse au bercement des structures en blocs rigides sur une surface rigide. Ces travaux ont alors mené à de nombreux développements (Yim, Chopra, & Penzien, 1980) (Apostolou, Gazetas, & Garini, 2007; Psycharis

& Jennings, 1983), (Palmeri & Makris, 2008). L'approximation d'une structure qui peut se soulever comme un corps rigide a cependant des limites (Makris & Konstantinidis, 2003). Il est parfois nécessaire de considérer l'effet de la déformation structurelle sur le bercement. Cette approche remonte à Meek (1975) qui a analysé le comportement dynamique d'un oscillateur SSDL flexible sur une fondation rigide. L'idée de structures berçantes flexibles a été étendue pour inclure la fondation au moyen de deux ressorts par Chopra et Yim (1984) et plus tard, au moyen des ressorts de Winkler (Chopra & Yim, 1985).

En général, la réponse sismique d'un système après le soulèvement est presque indépendante des secousses du sol et dépend principalement des conditions cinématiques au début du bercement. Ainsi, il a été possible de proposer des méthodes simplifiées pour l'analyse sismique des structures flexibles (Meek, 1975), (Chopra & Yim, 1985), (Psycharis, 1991). Le soulèvement, notamment pour les structures élancées, permet une réduction des déformations et des forces internes à la structure par rapport au même système incapable de se soulever. Le soulèvement agit comme un isolateur (Meek, 1975) car il interrompt l'accumulation d'énergie sismique et limite le transfert de cisaillement dû aux secousses, dont l'effet peut être facilement observé à l'aide des courbes de réduction de réponse. Ces observations ont été confirmées par Yim et Chopra (1984), en particulier pour les structures de courte période. Les premiers travaux expérimentaux ont fait écho à ces résultats. Les essais de table sismique sur des cadres de bâtiments en acier (Huckelbridge & Clough, 1978) ont montré qu'une structure aurait subi moins de dommages si le soulèvement de la colonne était autorisé.

CHAPITRE 3 SPECTRE DE PLANCHER SUR LA CRETE D'UN BARRAGE-POIDS

3.1 Approche générale

Le but du travail présenté dans ce chapitre est d'appliquer la méthode de l'accélérogramme modifié (MAM) à un barrage-poids soumis à différentes accélérations sismiques pour obtenir des spectres de plancher et vérifier sa validité et sa robustesse. Comme mentionné auparavant, cette méthode (MAM) consiste à transformer le séisme d'entrée d'origine en un nouvel accélérogramme modifié pour inclure les effets d'interaction fluide-structure. Cet accélérogramme modifié peut être appliqué directement au barrage seul afin d'obtenir la réponse dynamique du système barrage-réservoir.

Pour se faire, des analyses dynamiques linéaires sont menées afin d'obtenir l'accélération amplifiée relative, au milieu de la crête du barrage, au point P, \ddot{u}_P . Les spectres de réponse de plancher sont déduits au point P à partir de \ddot{u}_P , au moyen de la méthode des spectres de plancher détaillée dans le chapitre 2. L'amortissement du système secondaire est supposé $\xi_s = 5\%$. Les spectres de réponse de plancher définissent l'accélération maximale absolue d'un système secondaire en fonction de sa fréquence propre, supporté par une structure primaire, le barrage-poids. Ces spectres de réponse de plancher supposent toutefois que le comportement du système secondaire demeure linéaire tout au long du séisme.

Ces Trois types d'analyses sont :

- À des fins de validation, un modèle de système barrage-réservoir est construit au moyen d'éléments finis solides et fluides (formulation $\phi-U$). L'excitation sismique que le système subit est défini par un accélérogramme d'entrée d'origine.
- L'accélérogramme d'entrée d'origine est substitué par un nouvel accélérogramme construit à l'aide de la méthode de l'accélérogramme modifié (MAM). Le modèle d'éléments finis consiste alors en un barrage seul sans réservoir, et l'effet de l'interaction fluide-structure est prise en compte par l'accélérogramme d'entrée modifié.

- Un modèle de barrage seul, soumis à l'accélérogramme d'entrée d'origine, i.e. ne considérant pas l'effet de l'interaction fluide-structure, est aussi considéré à titre de comparaison.

3.2 Considération générale de modélisation du modèle barrage-réservoir

3.2.1 Propriétés du barrage considéré

Le logiciel d'éléments finis ADINA (2021) reconnu par la fiabilité de ses résultats dans la modélisation des barrages incluant l'interaction fluide-structure (Bouaanani & Lu, 2009), est utilisé pour mener toutes les analyses dynamiques temporelles présentées dans ce mémoire. Ces analyses sont effectuées en considérant une hypothèse de déformations planes pour les éléments finis solides. Le barrage et le réservoir sont supposés avoir un comportement linéaire élastique.

Une géométrie typique de barrage-poids, illustrée sur la Figure 3.1, est choisie pour effectuer ces analyses de la méthodologie générale présentée ci-dessus. Le barrage est nommé D1, a une hauteur de $H_d = 90$ m, une base de largeur 70 m et une crête de largeur 5m. Le barrage D1 présente des parements amonts verticaux et retient un réservoir de hauteur $H_r = 86$ m. La géométrie du réservoir utilisée est rectangulaire. Le barrage est maillé par des éléments finis solides 2D linéaires à 4 nœuds. Le réservoir est également maillé par des éléments finis fluides 2D linéaires à 4 nœuds.

Une masse volumique de $\rho_d = 2400$ Kg/m³, un module d'élasticité de $E_d = 25$ GPa et un coefficient de poisson de $\nu_d = 0.2$ sont adoptés comme propriétés pour le barrage D1. Un amortissement de Rayleigh correspondant à un ratio d'amortissement visqueux de 5% est aussi retenu pour le béton du barrage, tel que détaillé en Annexe A. L'eau compressible du réservoir a une masse volumique de $\rho_r = 1000$ Kg/m³ et un module de Bulk de $\mu_r = 2.07 \times 10^3$ MPa correspondant à une vitesse de propagation des ondes de $C_r = 1440$ m/s.

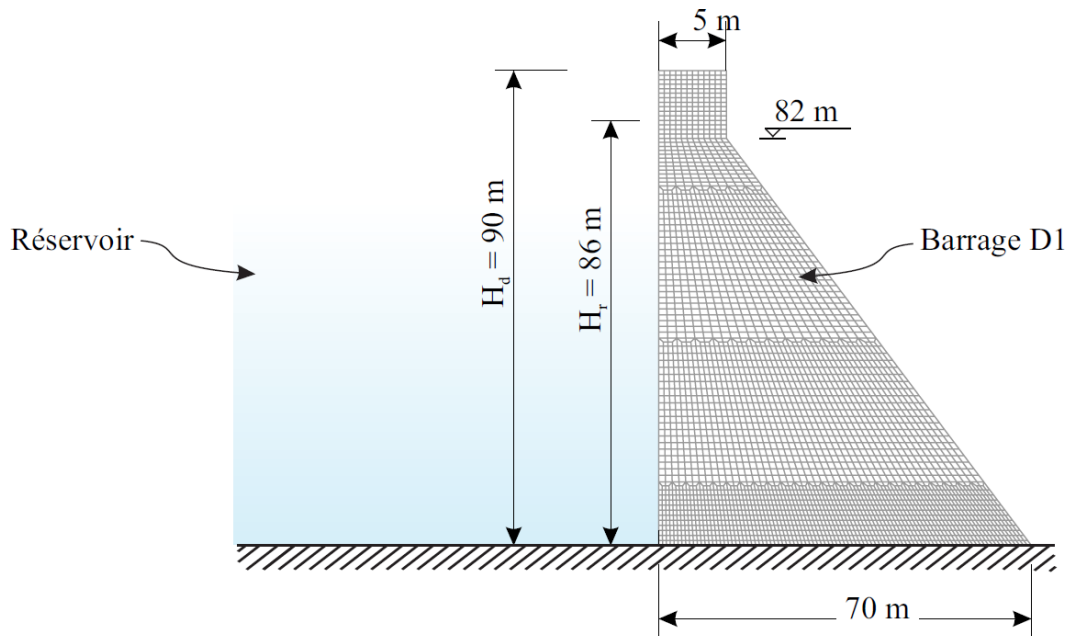


Figure 3.1 Géométrie du barrage-poids D1 et son réservoir

3.2.2 Conditions aux frontières

L'interaction barrage-fondation est négligée en supposant une fondation rigide en définissant un encastrement à la base du barrage. Tel mentionné dans le chapitre 2, l'utilisation de la formulation $\phi - U$, programmé dans le logiciel d'éléments finis ADINA (2021), satisfait les conditions de surface libre et la condition de compatibilité à l'interface barrage-réservoir soumises aux accélérations. Des éléments finis spéciaux sont créés alors sur cette interface qui assurent la compatibilité entre les pressions hydrodynamiques provenant du réservoir et les déplacements normaux à l'interface barrage-réservoir. De plus, le réservoir est tronqué à une certaine distance L_r de la face amont du barrage, là où une condition aux limites rigide est imposée, pour assurer la non-réflexion des ondes à la face amont du réservoir. Aussi, l'interaction réservoir-fondation par réflexion des ondes de compression dus à la sédimentation au fond du réservoir n'est pas incluse.

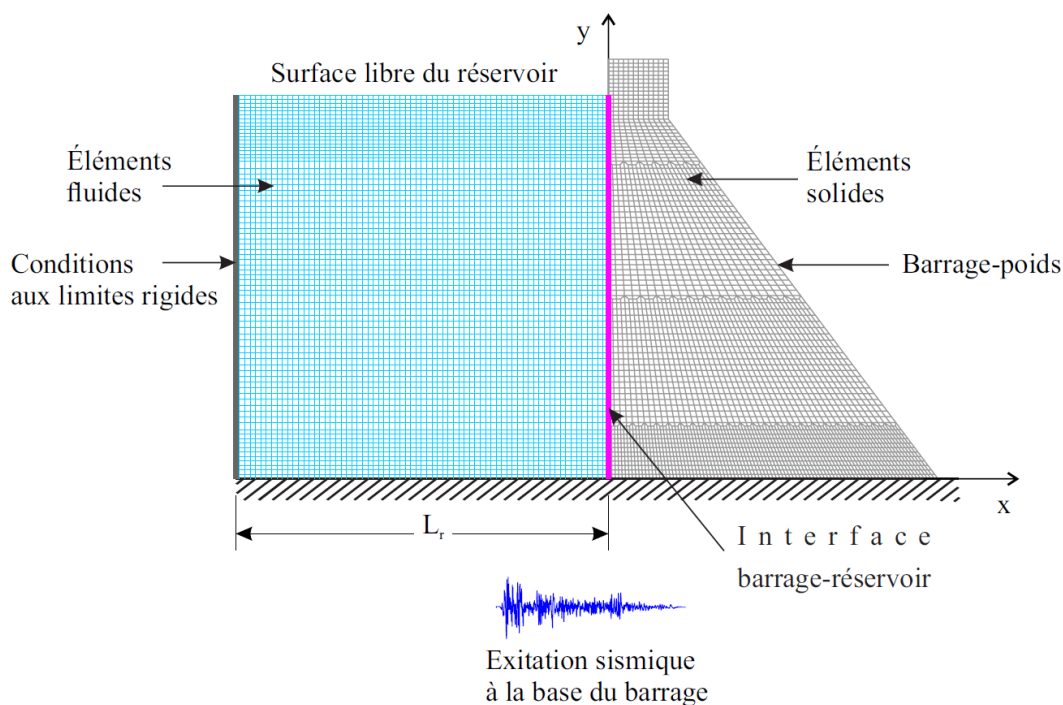


Figure 3.2 Modèle du système barrage-réservoir : Maillage du barrage D1 par des éléments finis solides et du réservoir par des éléments fluides, adaptée de Tinta (2017).

3.2.3 Chargement sismique

Trois séismes provenant de la base de données du « Pacific Earthquake Engineering Research Center » PEER (2022) sont utilisés ci-après. La Figure 3.3 présente l'historique des accélérations de ces séismes ainsi que leur spectre d'accélérations. Ces séismes sont : (i) la composante horizontale du séisme de l'Imperial Valley (1940) enregistré à la station d'El Centro, (ii) la composante horizontale du séisme de Parkfield (1966) enregistré à la station de Cholame numéro 5 et (iii) la composante horizontale du séisme de Loma Prieta (1989) enregistré à la station de Gilroy Array numéro 2. Le choix de ces accélérations sismiques a été fait en considérant la différence dans leur historique des accélérations et leur contenu fréquentiel. Les durées utilisées des excitations sismiques est de 39,99 s, 43,92 s et 39,95 s respectivement pour le séisme de l'Imperial Valley, le séisme de Parkfield et le séisme de Loma Prieta. Les pas de temps d'enregistrement de ces séismes dans le même ordre sont de 0,01 s, 0,01 s et 0,005 s. Ces séismes sont appliqués à la base du barrage dans le logiciel d'analyse (ADINA) en utilisant l'option 'Mass Proportionnal'. Notons que la sollicitation sismique débute à $t = 5$ s. Les charges gravitaires sont appliquées progressivement (suivant une rampe linéaire) entre $t = 0$ s et $t = 1$ s afin d'éviter toute

réaction dynamique du système barrage-réservoir. L'accélération horizontale de pointe au rocher APR des trois séismes est notée sur la Figure 3.3. Le spectre de réponse est calculé pour un amortissement de Rayleigh équivalent à un amortissement visqueux de 5% sur un intervalle de fréquence de 0,001 Hz à 50 Hz avec un pas de fréquence de 0,005 Hz. Ces mêmes paramètres sont utilisés pour le calcul des spectres de réponse dans la suite de ce mémoire.

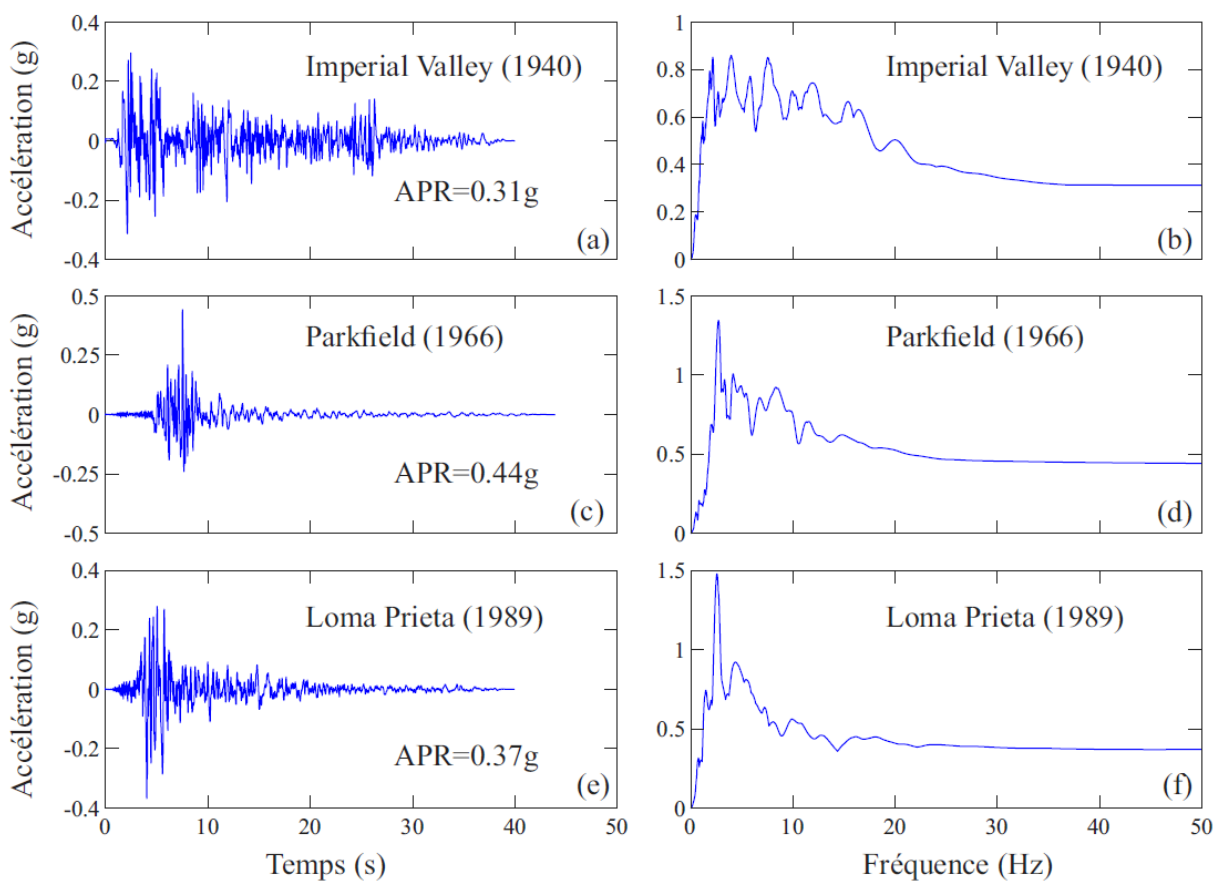


Figure 3.3 Accélérogrammes d'entrée d'origine et spectres de réponse correspondants déterminés pour 5% d'amortissement : (a) et (b) séisme de l'Imperial Valley (1940); (c) et (d) séisme de Parkfield (1966); (e) et (f) séisme de Loma Prieta (1989).

3.2.4 Méthode de l'accélérogramme modifié

On rappelle que la méthode simplifiée de l'accélérogramme modifiée (MAM) consiste à transformer l'accélérogramme de dimensionnement ou l'accélérogramme d'entrée d'origine en un nouvel accélérogramme tenant compte de l'interaction fluide-structure. Ce dernier peut alors être directement appliqué au barrage seul afin d'obtenir la réponse dynamique du barrage en contact avec l'eau, tel que présenté sur la Figure 3.4. Cette méthode permet de traiter l'effet de l'interaction fluide-structure analytiquement en gardant les avantages de la modélisation par éléments finis.

La formulation de l'accélérogramme modifié (MAM) est appliquée en considérant les 50 premiers modes du barrage sans réservoir. Dans ce cas, le barrage seul est sujet à un accélérogramme d'entrée modifié déterminé selon la méthodologie présentée au chapitre 2. L'accélérogramme d'entrée d'origine \ddot{u}_g est comparé à l'accélérogramme d'entrée modifié \tilde{a}_g dans la Figure 3.5. Il est intéressant de noter que l'accélérogramme d'entrée modifié présente un contenu fréquentiel différent et des amplitudes plus élevées que l'accélérogramme d'entrée d'origine. Les accélérogrammes d'entrée modifiés pour effectuer cette étude ont été fournis par le professeur Bouaanani.

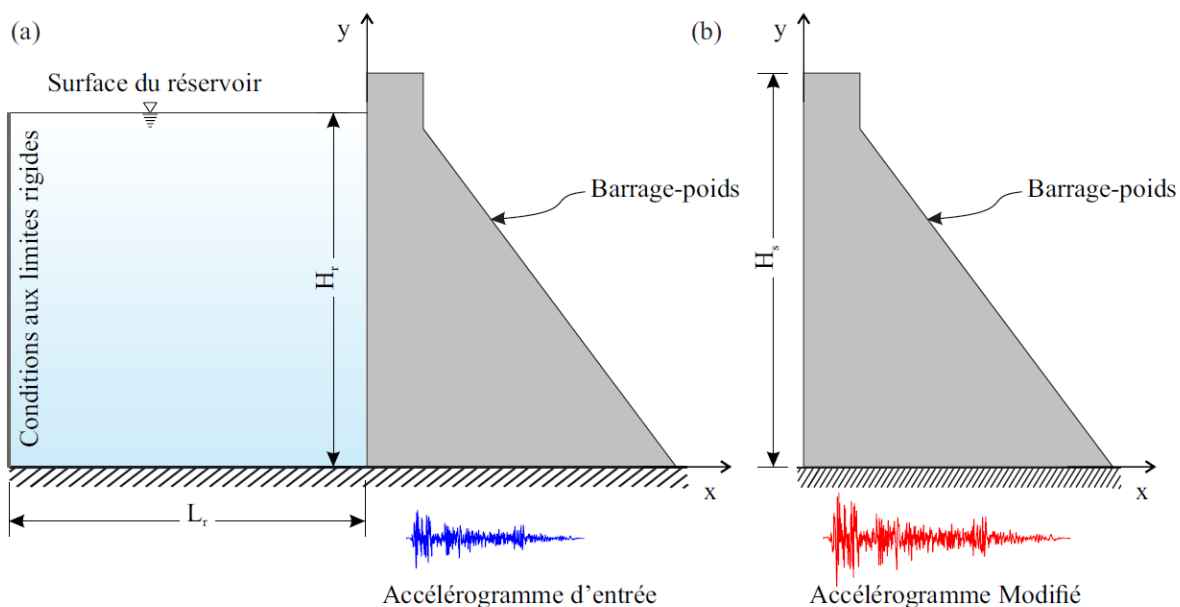


Figure 3.4 Système étudié : (a) Système barrage-réservoir; (b) Système barrage sans réservoir ou barrage seul, adaptée de Miquel et Bouaanani (2012).

3.2.5 Longueur de troncation du réservoir

Compte tenu du temps de calcul requiert pour mener une analyse donnée par la méthode d'éléments finis, une étude de convergence sur la longueur de troncation du réservoir L_r est nécessaire. Pour cette étude, deux distances sont considérées : $L_r = 5H_r$ et $L_r = 50H_r$, où H_r est la hauteur du réservoir. Ce choix a été fait en se basant sur une étude faite par Bouaanani et Renaud (2014) sur l'effet de la longueur de troncature sur la convergence des spectres de réponses et des demandes en accélération, en utilisant des éléments fluides infinis spéciaux fournis par (ADINA, 2021). Il a été observé que la convergence des résultats est assurée en utilisant une longueur de troncation $L_r = 4H_r$.

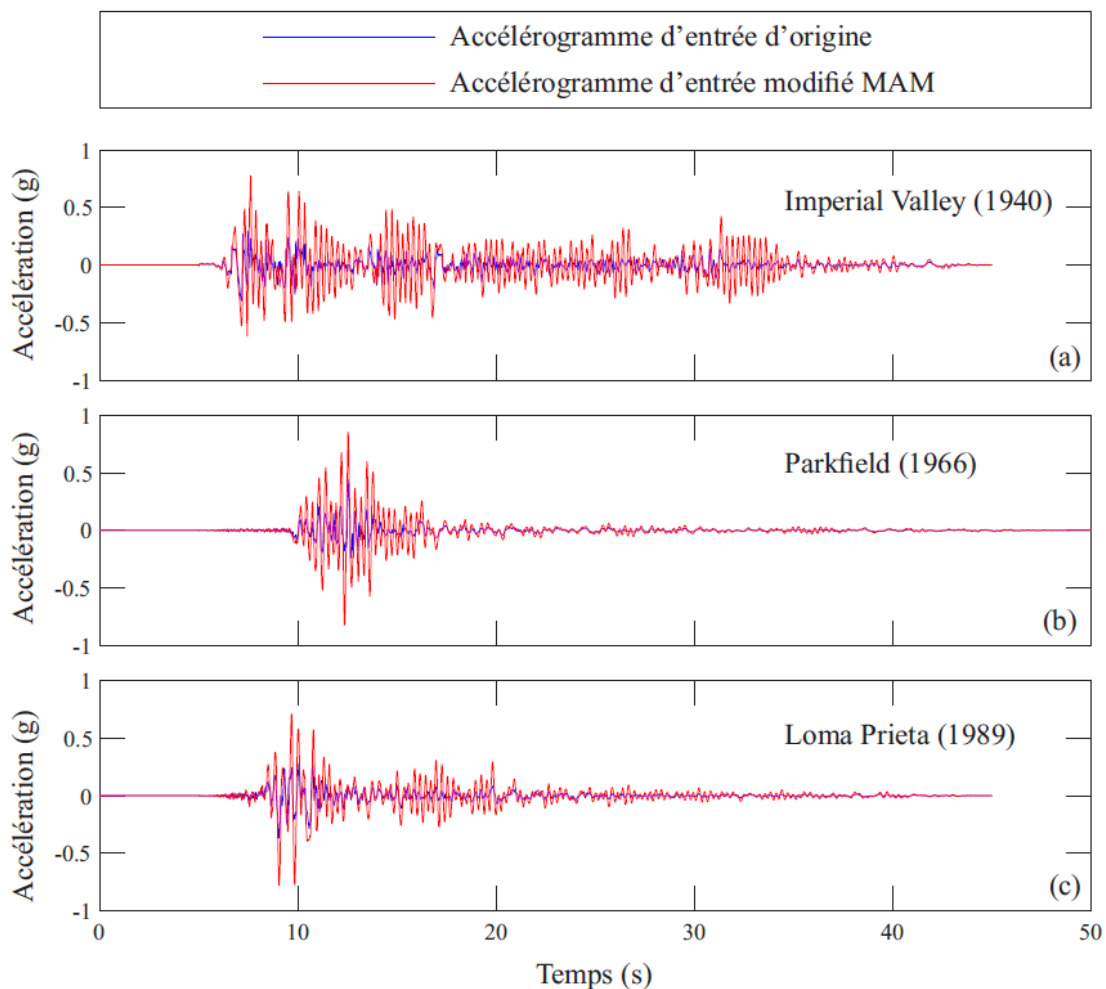


Figure 3.5 Accélérogrammes d'entrée d'origine et accélérogrammes d'entrée modifiés: (a) Imperial Valley (1940), (b) Parkfield (1966), et (c) Loma Prieta (1989).

3.3 Résultats

Les Figures 3.6 et 3.7 comparent les accélérations absolues obtenues au centre de la crête du barrage avec une longueur de réservoir $L_r = 5H_r$ et $L_r = 50H_r$, soumis à un accélérogramme d'entrée d'origine, et les accélérations absolues obtenues au centre de la crête du barrage seul soumis à l'accélérogramme d'entrée modifié. Dans les deux cas, une bonne concordance est obtenue. Le rapport des accélérations absolues est ≈ 1 durant toute la durée de l'excitation sismique.

Il est important, ici, de noter que les accélérations absolues présentées sur les figures 3.6, 3.7 et 3.8 sont obtenues en additionnant l'accélération relative au centre de la crête du barrage avec l'accélérogramme d'entrée d'origine disponible à la Figure 3.3. L'accélérogramme modifié (MAM) est issu d'une transformation de l'accélérogramme d'entrée d'origine pour tenir compte de l'effet de l'interaction fluide-structure sur le comportement dynamique du barrage. Le MAM ne doit donc pas être considéré comme l'accélération à la base du barrage pour déterminer les accélérations absolues.

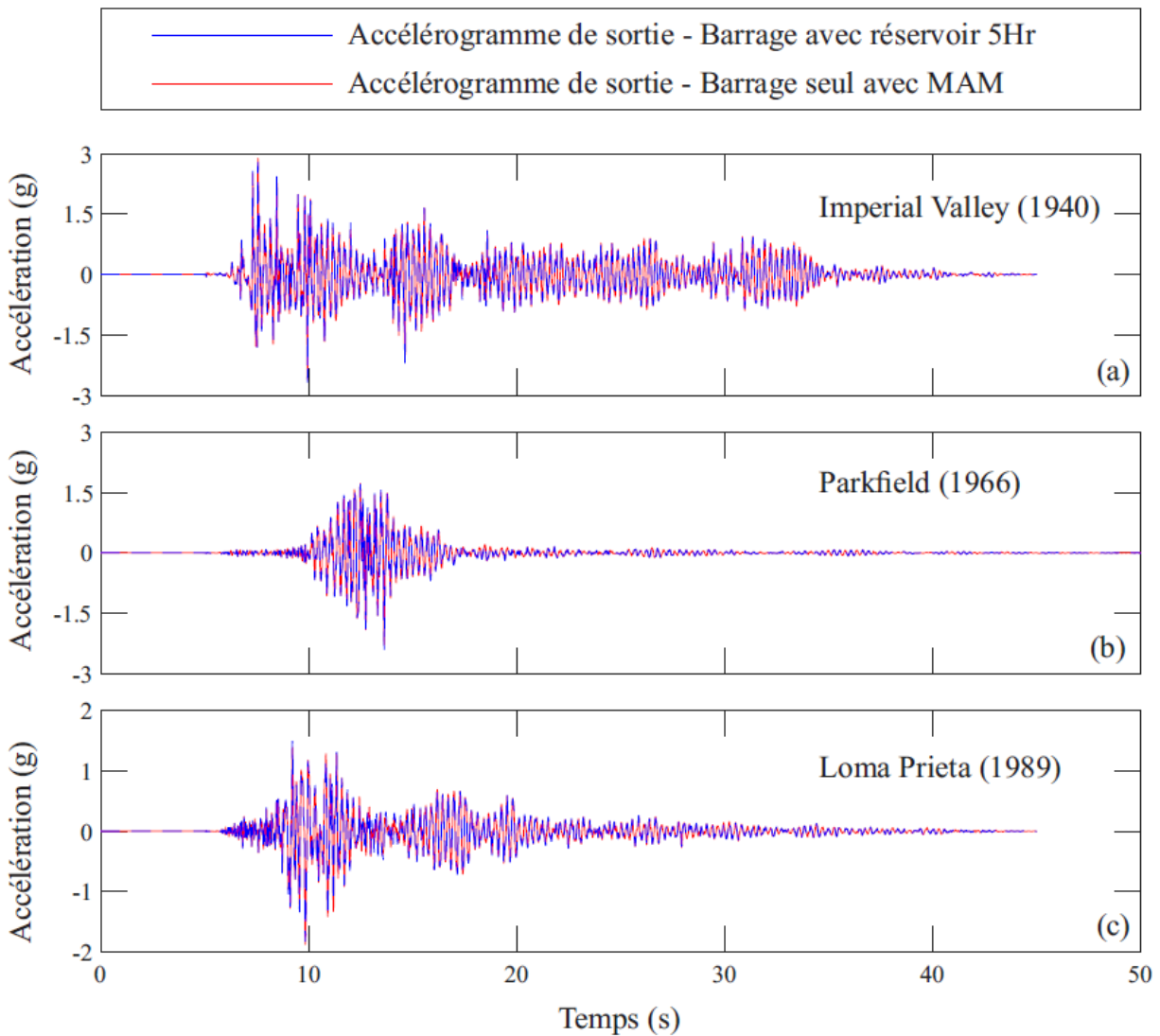


Figure 3.6 Accélérations absolues obtenues au centre de la crête du barrage avec une longueur de réservoir $L_r = 5H_r$ soumis à un accélérogramme d'entrée d'origine, et au centre de la crête du barrage seul soumis à l'accélérogramme d'entrée modifié: (a) Imperial Valley (1940), (b) Parkfield (1966), et (c) Loma Prieta (1989).

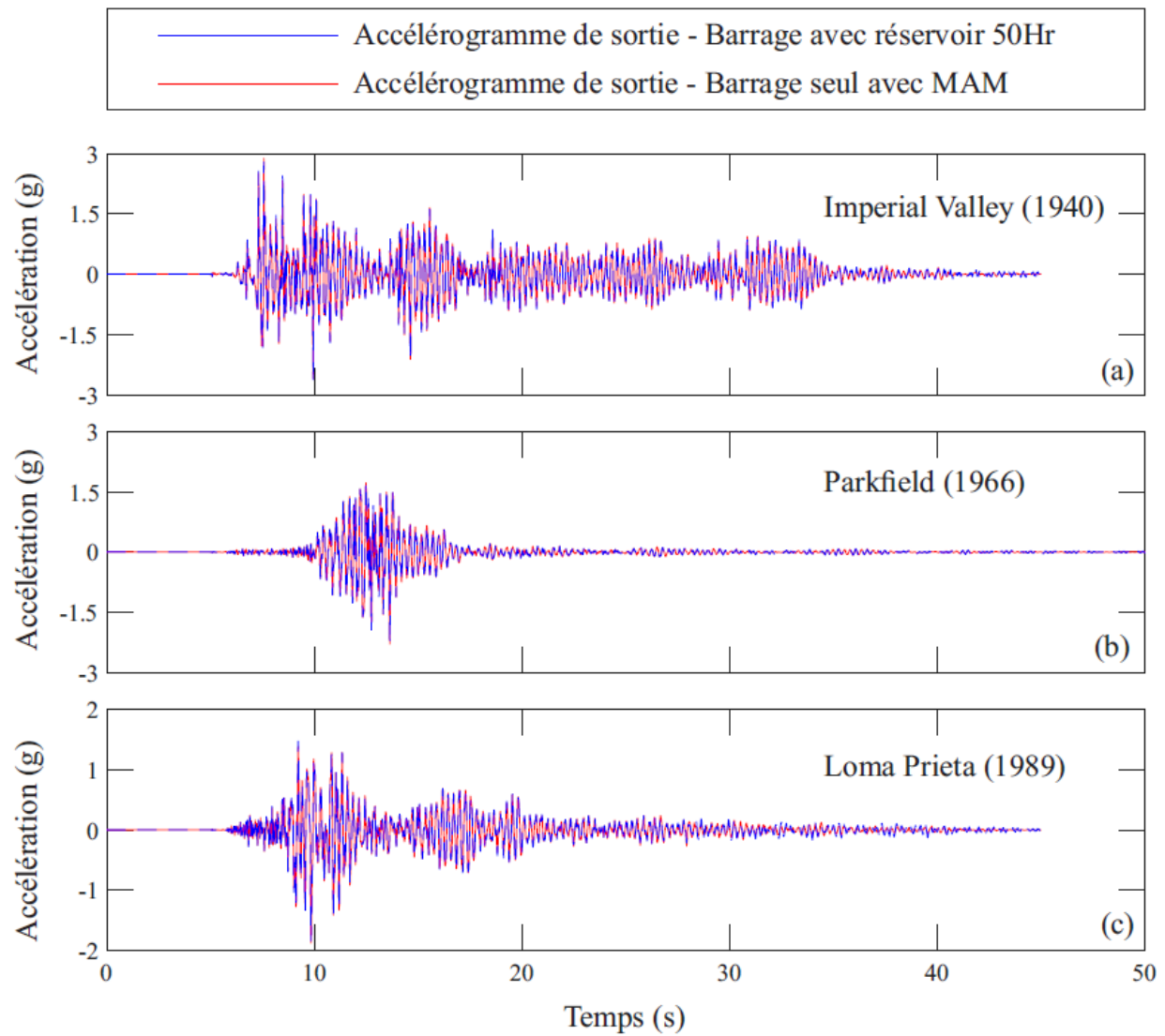


Figure 3.7 Accélérations absolues obtenues au centre de la crête du barrage avec une longueur de réservoir $L_r = 50H_r$ soumis à un accélérogramme d'entrée d'origine, et au centre de la crête du barrage seul soumis à l'accélérogramme d'entrée modifié: (a) Imperial Valley (1940), (b) Parkfield (1966), et (c) Loma Prieta (1989).

La Figure 3.8 compare les accélérations absolues obtenues au centre de la crête du barrage seul, soumis à un accélérogramme d'entrée d'origine, et soumis à l'accélérogramme d'entrée modifié. On remarque que celles-ci diffèrent considérablement en termes d'amplitudes. Ce résultat illustre l'importance substantielle de l'effet de l'interaction fluide-structure sur la réponse dynamique des barrages-poids.

La Figure 3.9 compare les spectres de plancher obtenues au centre de la crête du barrage avec une longueur de réservoir $L_r = 5H_r$ et $L_r = 50H_r$, soumis à un accélérogramme d'entrée d'origine. Ces spectres sont notés Γ et leurs courbes présentées sont adimensionnelles, c'est-à-dire divisées par l'APR du séisme appliqué. Seules de très légères différences sont observables, quel que soit la sollicitation sismique. La convergence des spectres de plancher semble donc atteinte pour $L_r = 5H_r$. Cette valeur sera employée pour les analyses non-linéaires effectuées au Chapitre 4. En effet, l'utilisation de cette longueur de troncation réduit considérablement le temps de calcul.

La Figure 3.9 présente aussi les spectres de plancher obtenus au centre de la crête du barrage seul soumis à l'accélérogramme d'entrée modifié. Une bonne concordance est observée avec les spectres obtenus avec une longueur de réservoir $L_r = 5H_r$ et $L_r = 50H_r$. Pour ce cas d'étude précis, la méthode de l'accélérogramme modifié (MAM) semble fournir des prédictions satisfaisantes de spectres de plancher. Ce résultat suggère que cette méthode simplifiée peut être utilisée pour évaluer la sécurité des structures annexes des barrages lorsque leur comportement demeure linéaire élastique.

Enfin, la Figure 3.9 présente aussi les spectres de plancher obtenus au centre de la crête du barrage seul soumis à l'accélérogramme d'origine, c'est-à-dire sans considérer l'effet de l'interaction fluide-structure. Au-dessus de 2 Hz, ce dernier est substantiellement différent des autres spectres où l'interaction fluide-structure a été considérée. Ce résultat confirme donc l'importance de prendre en compte l'effet du réservoir sur le comportement dynamique du barrage, y compris pour évaluer la sécurité sismique des structures annexes. Dans le cas du barrage étudié, il est toutefois possible que la réponse dynamique d'un système secondaire linéaire flexible, i.e. dont la fréquence propre est inférieure à 2 Hz, ne soit pas affectée par la présence ou non d'un réservoir.

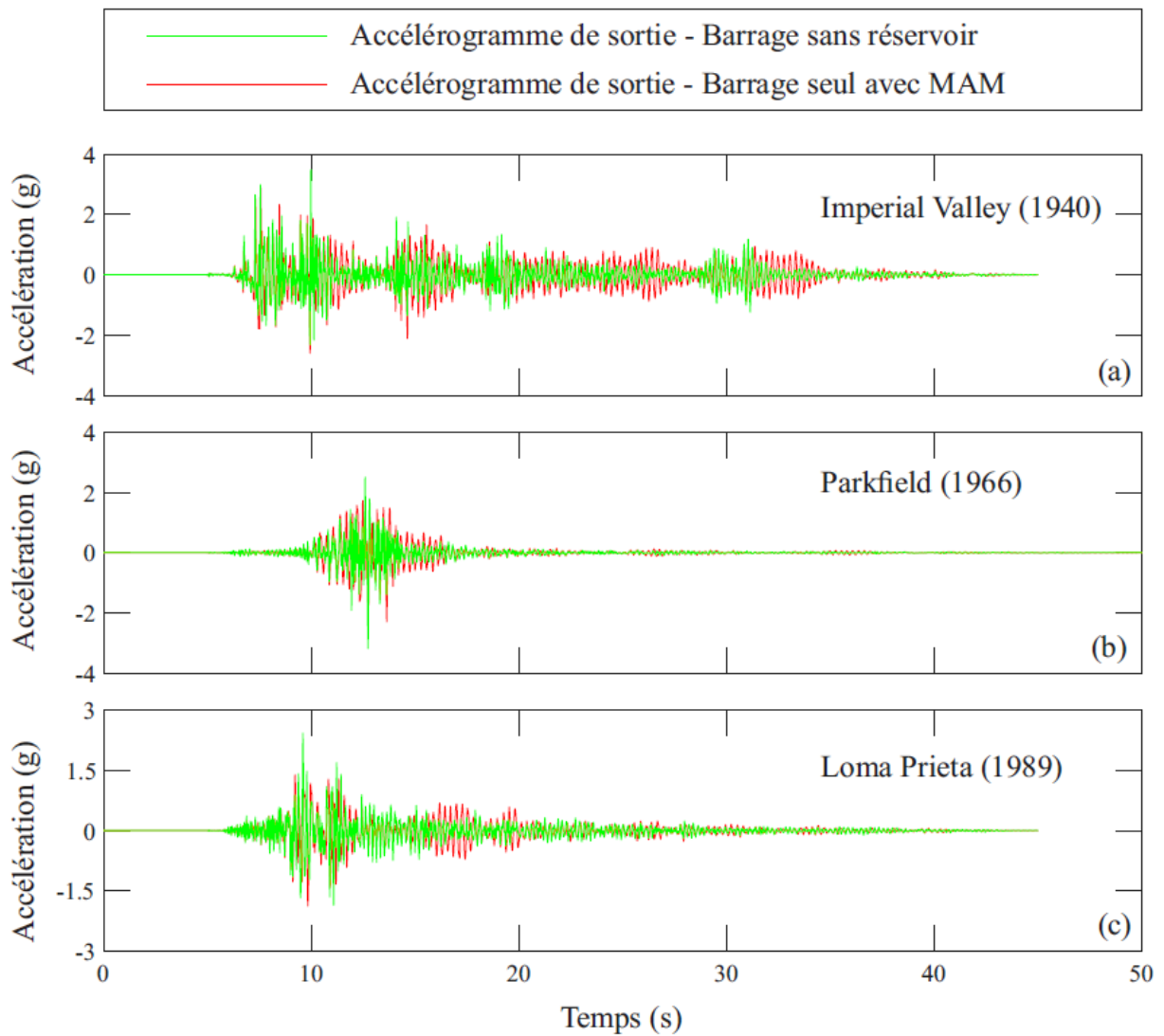


Figure 3.8 Accélérations absolues obtenues au centre de la crête du barrage seul, soumis à un accélérogramme d'entrée d'origine, et soumis à l'accélérogramme d'entrée modifié: (a) Imperial Valley (1940), (b) Parkfield (1966), et (c) Loma Prieta (1989).

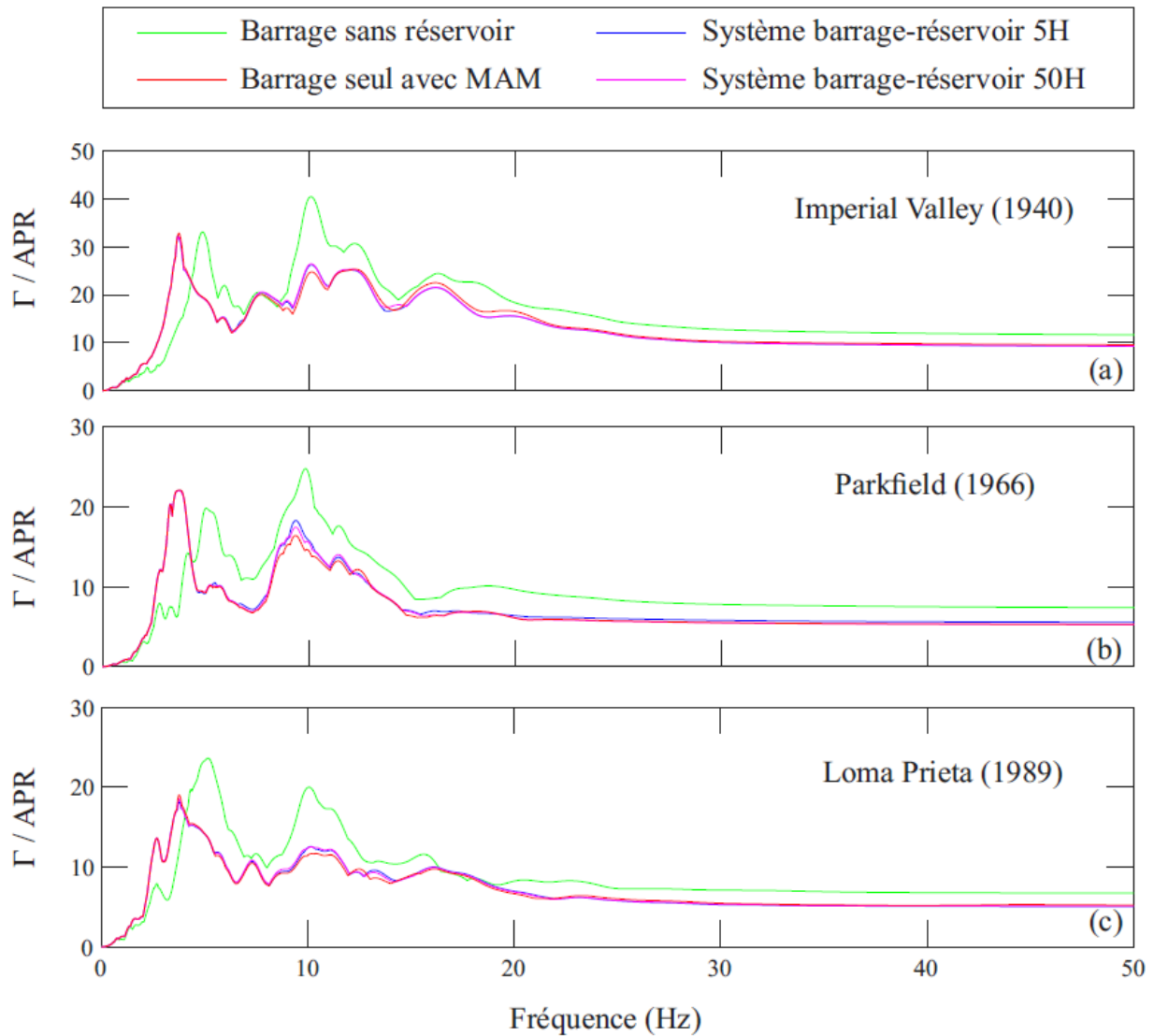


Figure 3.9 Spectre de plancher obtenu au centre de la crête du barrage : (a) Imperial Valley (1940), (b) Parkfield (1966), et (c) Loma Prieta (1989).

3.4 Conclusion

Les observations principales suivantes peuvent être formulées à partir des analyses linéaires du barrage-poids étudié:

- L'analyse de la convergence des spectres de plancher suivant la longueur de troncature du barrage-poids a montré que la convergence des résultats ne nécessite pas une très grande longueur de troncature ($L = 5H$ pour les cas étudiés).

- La différence des résultats constatés, pour un barrage sans réservoir, pour les accélérations absolues obtenues et les spectres de réponse de plancher sur la crête du barrage, illustre l'importance de l'effet de l'interaction fluide-structure sur la réponse dynamique des barrages-poids.
- La méthode de l'accélérogramme modifié (MAM) semble fournir des prédictions satisfaisantes de spectres de plancher. Ce résultat suggère que cette méthode simplifiée peut être utilisée pour évaluer la sécurité des structures annexes des barrages lorsque leur comportement demeure linéaire élastique.

CHAPITRE 4 RÉPONSE SISMIQUE D'UNE STRUCTURE BERÇANTE À LA CRÊTE D'UN BARRAGE

4.1 Approche générale

Dans ce chapitre, la structure annexe est considérée comme un système berçant et glissant non-linéaire, telle une tour ou une grue au sommet du barrage. La structure secondaire est alors modélisée par un système à un seul degré de liberté (SSDL) qui repose sur la crête du barrage. L'interface entre le barrage et le SSDL est non-linéaire et se définit selon le critère de Mohr-Coulomb. De même que précédemment, l'effet des pressions hydrodynamiques du réservoir est pris en compte: (i) soit par des éléments finis de fluide (formulation $\phi-U$ avec $L_r = 5H_r$); (ii) soit par accélérogramme construit à l'aide de la méthode de l'accélérogramme modifié (MAM). Un modèle de barrage seul, avec le SSDL au sommet, soumis à l'accélérogramme d'entrée d'origine, i.e. ne considérant pas l'effet de l'interaction fluide-structure, est aussi considéré à titre de comparaison. La méthode des éléments finis est utilisée pour mener toutes les analyses dynamiques temporelles non linéaires.

La géométrie et les propriétés du barrage, ainsi que les sollicitations sismiques utilisées demeurent les mêmes que pour les analyses linéaires au chapitre 3. À des fins de consistance, les résultats présentés à la suite se concentrent essentiellement sur le comportement en accélération du SSDL non-linéaire à la crête du barrage.

4.2 Méthode d'implémentation des structures annexes non-linéaires

4.2.1 Modélisation simplifiée des structures annexes

Tel détaillé dans le chapitre 2, plusieurs types de structures peuvent être connexes à un barrage-poids. On s'intéresse dans ce mémoire à celles qui se trouvent sur la crête du barrage, tels les équipements de manutention et les bâtiments de contrôle. Ces structures peuvent avoir des tailles et des rigidités variables, et peuvent supporter un très grand poids ou non selon leurs fonctions. Plus précisément, ces structures peuvent être des tours de levage, des grues à portiques de déversoir, des blocs de contrôle, etc. La représentation de ces structures par un système à un degré de liberté

(SSDL) est dans ce cas une représentation idéalisée qui peut être intéressante non seulement en raison de sa simplicité, mais aussi car elle permet de tirer des conclusions sur le comportement spécifique du bercement, i.e. le soulèvement et le glissement, sans devoir entrer dans les détails de modélisation de la structure secondaire. L'utilisation d'un système SSDL-barrage est donc une approche simple qui permet de tirer certaines conclusions concernant les méthodes d'évaluation de la performance sismique de structures secondaires non-linéaires. Un grand soin doit être porté à l'interaction non-linéaire entre le SSDL et le barrage afin d'adéquatement modéliser le glissement et le soulèvement potentiel. Toutes les analyses présentées dans ce chapitre sont effectuées avec le logiciel ADINA (2021).

Le modèle physique du SSDL, représenté sur la Figure 4.1, consiste d'une masse M au sommet d'un élément de poutre vertical sans masse, de hauteur h et de rigidité latérale k . L'amortissement du système est supposé être de type visqueux, caractérisé par ζ . L'élément vertical est relié à une base rigide sans masse de largeur $2b$. La base du système repose sur la crête du barrage D1. Cette base est autorisée à glisser et à se soulever tout en respectant le critère de rupture de Mohr-Coulomb sans cohésion. De fait, l'interface SSDL-barrage constitue la zone de non-linéarité du modèle d'éléments finis.

4.2.2 Traitement des non-linéarités de contact

L'interface entre la base du SSDL et la crête du barrage est modélisée par des d'éléments finis de contact 2D qui suivent un algorithme utilisant des fonctions de contraintes ("constraint function") définissant les deux fonctions de contact, normale et tangentielle. Ce type d'élément autorise l'utilisation de l'angle de frottement du critère de Mohr-Coulomb sans cohésion et sans résistance à la traction (ADINA 2021). La base du SSDL est considérée comme la surface en contact ('contactor' en anglais) pouvant glisser et se soulever au-dessus de la surface cible ('target' en anglais), i.e. la crête du barrage, durant l'excitation sismique. L'analyse temporelle implicite, utilisant la méthode d'intégration de Bathe, est employée.

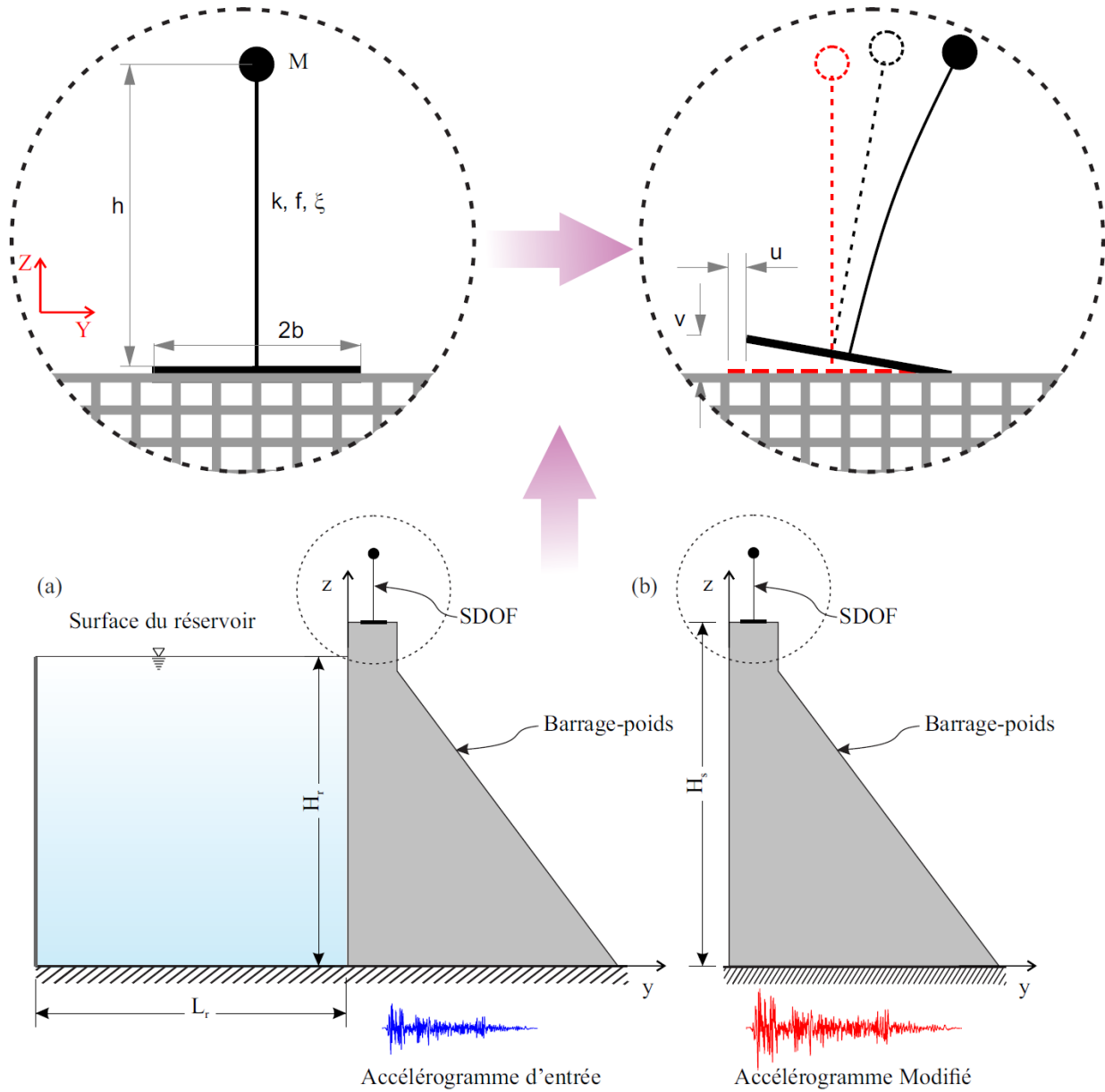


Figure 4.1 Prise en compte de l'effet du réservoir sur le comportement non-linéaire du système barrage-SSDL : (a) modélisation du réservoir avec des éléments finis de fluide et (b) utilisation de la méthode de l'accélérogramme modifié (MAM).

Il importe de calibrer adéquatement les paramètres numériques définissant la zone de contact non-linéaire, afin de garantir tant la convergence des analyses que la qualité des résultats qui en découle. Une étude préliminaire présentée dans la sous-section suivante (4.2.3) a alors été faite sur plusieurs paramètres du modèle numérique du SSDL pour illustrer leurs effets sur les résultats. Les valeurs qui assurent une précision théoriquement meilleure ont été retenues pour ce travail.

Le paramètre EPST, ε_T , correspond à la "vitesse d'adhésion" ou "sticking velocity" en anglais, c'est-à-dire la vitesse maximale correspondant aux conditions d'adhésion. Les problèmes de contact frictionnel utilisant l'algorithme "constraint function" peuvent être sensibles au choix de ce paramètre. L'utilisation d'une valeur excessivement élevée facilite la convergence des analyses mais cause aussi une surestimation des déplacements en glissement. L'utilisation d'une valeur excessivement petite permet une grande précision de la loi de frottement mais cause des difficultés de convergence ADINA (2021). À partir de l'étude de convergence présentée dans la section suivante, la valeur de $\varepsilon_T = 1^{e-7}$ est requise pour obtenir une bonne convergence des résultats, et est donc adoptée pour ces analyses.

Le paramètre de compliance, ε_N , permet, en autorisant une interpénétration minimale des contacts, une répartition homogène des pressions à l'interface. Cela permet aussi d'éviter la concentration des forces de contact. En outre, une plus grande valeur de compliance facilite la convergence des analyses d'éléments finis. Cependant, l'utilisation de la compliance peut induire des imprécisions dans la prédiction des déplacements et des forces normales au contact en stockant de l'énergie de déformation élastique. Il est recommandé dans le manuel de ADINA (2021) qu'un certain degré de compliance devrait être utilisé. Un choix approprié doit être fait dépendamment du modèle considéré. Dans le cadre de ce travail, et en se basant sur l'étude de convergence présentée dans la section suivante, la valeur de $\varepsilon_N = 1^{e-11}$ paraît adéquate pour permettre la convergence des analyses tout en garantissant la précision des résultats, et est donc adoptée.

Par ailleurs, la formulation de grands déplacements est sélectionnée pour les analyses dynamiques. Les fonctions de contraintes utilisées pour définir les conditions de contact sont calculées pour chaque nœud à l'interface. Lorsque la formulation des grands déplacements est choisie, ces fonctions sont actualisées à chaque itération de calcul. Au contraire, lorsque la formulation des petits déplacements est considérée, ces fonctions sont déterminées au début de l'analyse et demeurent constantes. Il est intéressant de noter que la formulation de grands déplacements permet

une meilleure précision pour de grands glissements le long de l'interface, mais peut dans certains cas, causer de problèmes de convergence. Le contact avec petits déplacements est utile lorsqu'il y a peu ou pas de glissement. Enfin, l'étude de convergence présentée dans la section suivante a mené à la sélection d'un pas de temps de 0,001 s pour les analyses.

4.2.3 Étude préliminaire sur les paramètres définissant le contact à la base du SSDL

Cette sous-section présente un résumé des analyses menées pour calibrer adéquatement les paramètres définissant la zone de contact non-linéaire à la base du SSDL, afin de garantir tant la convergence des analyses que la qualité des résultats qui en découle. Cette sous-section ne s'intéresse pas à l'effet du barrage et de son réservoir sur le comportement de la structure secondaire. Un modèle simplifié du SSDL reposant sur une fondation rigide est donc considéré, tel qu'illustré à la Figure 4.2. Il consiste d'une masse $M = 10T$ au sommet d'une poutre vertical sans masse, de hauteur $h = 10$ m et de rigidité latérale $k = 3,94 \times 10^5$ N/m pour correspondre à une fréquence du système de 1 Hz. L'amortissement de celui-ci est supposé être de type visqueux, caractérisé par $\zeta = 5$ %. L'élément vertical est relié à une base rigide sans masse de largeur $2b = 2 \times 2,5 = 5$ m. Ces paramètres ont été sélectionnés à titre illustratif.

L'interface de contact non-linéaire considérée entre le SSDL et sa fondation rigide est du même type que celle qui est implémentée entre le SSDL et le barrage dans les sections ultérieures. La structure (SSDL) est autorisée à glisser et à se soulever tout en respectant le critère de rupture de Mohr-Coulomb sans cohésion. L'interface entre la base du SSDL et la fondation est modélisée par des d'éléments finis de contact 2D qui suivent un algorithme utilisant des fonctions de contraintes ("constraint function") définissant les deux fonctions de contact, normale et tangentielle. La base du SSDL est considérée comme la surface en contact ('contactor' en anglais) pouvant glisser et se soulever au-dessus de la surface cible ('target' en anglais), i.e. la fondation, durant l'excitation sismique. L'analyse temporelle implicite, utilisant la méthode d'intégration de Bathe, est employée. Toutes les analyses ont été faites en appliquant le séisme Imperial Valley (1940) sur la base du SSDL et pour deux coefficients de friction de Coulomb: $\mu = 0.2$ et $\mu = 0.8$.

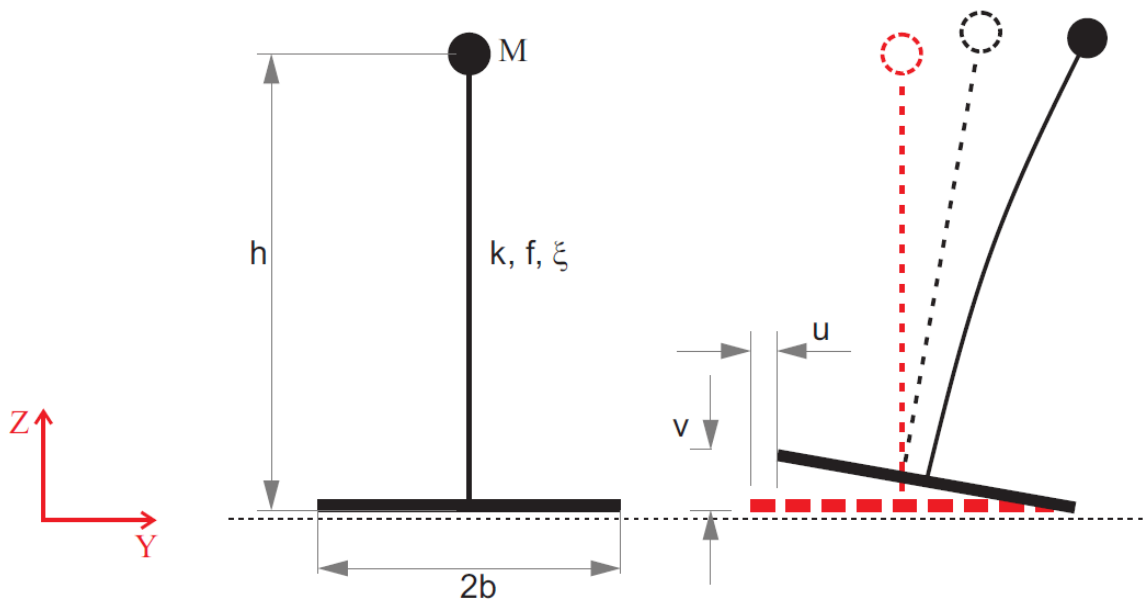


Figure 4.2 Schéma du modèle SSDL utilisé pour les analyses de calibration des paramètres de contact.

Les paramètres du contact à analyser, précédemment présentés, sont :

- le paramètre EPST ε_T correspond à la "vitesse d'adhésion";
- le paramètre de compliance ε_N ;
- les formulations des petits ou grands déplacements le long du contact;
- le pas de temps d'analyse.

La figure 4.3 présente l'effet de la sélection de différentes valeurs de ε_T sur le comportement du SSDL, i.e. $\varepsilon_T = 10^{-03}$, $\varepsilon_T = 10^{-05}$ et $\varepsilon_T = 10^{-07}$. La formulation des grands déplacements le long du contact et une valeur de $\varepsilon_N = 10^{-11}$ sont sélectionnées. Les analyses sont menées avec un pas de temps de 0,001 s. Les Figures 4.3 (a) à (d) présentent les résultats des analyses menées avec un coefficient de friction de Coulomb $\mu = 0.2$ et sont : (a) l'accélération horizontale au sommet du SSDL en fonction du temps; (b) le déplacement horizontal au sommet du SSDL en fonction du temps; (c) le déplacement horizontal à l'extrémité droit de la base du SSDL en fonction du temps; et (d) le déplacement vertical à l'extrémité droit de la base du SSDL en fonction du temps. Les

Figures 4.3 (e) à (h) présentent les mêmes résultats mais pour un coefficient de friction de Coulomb $\mu = 0.8$. Excepté pour le déplacement horizontal à la figure 4.3 (g), les courbes obtenues avec $\varepsilon_T = 10^{-03}$, $\varepsilon_T = 10^{-05}$ et $\varepsilon_T = 10^{-07}$ sont très proches. Le rapport des résultats est ≈ 1 pour tous les cas étudiés. Ce résultat suggère que ces trois valeurs sont satisfaisantes. La valeur de $\varepsilon_T = 10^{-07}$ est retenue pour la suite de l'étude dans la mesure où elle assure une précision théoriquement meilleure.

La figure 4.4 présente l'effet de la sélection de différentes valeurs de ε_N sur le comportement du SSDL, i.e. $\varepsilon_N = 10^{-10}$ et $\varepsilon_N = 10^{-11}$. La formulation des grands déplacements le long du contact et une valeur de $\varepsilon_T = 10^{-7}$ sont sélectionnées. Les analyses sont menées avec un pas de temps de 0,001 s. Des analyses utilisant un coefficient $\varepsilon_N = 10^{-12}$ ont aussi été testées, mais les résultats n'ont pas convergé. Une petite valeur de ε_N permet d'assurer une plus grande précision des résultats, mais peut causer des problèmes de convergence. Afin d'éviter ceux-ci, la valeur de $\varepsilon_N = 10^{-12}$ est écartée. On remarque sur la figure 4.4 que les résultats obtenus avec $\varepsilon_N = 10^{-10}$ et $\varepsilon_N = 10^{-11}$ sont généralement très proches. En fait, ils ne diffèrent que lorsque les déplacements demeurent inférieurs à quelques millimètres (figures 4.4 (d) et (g)). Les accélérations obtenues avec $\varepsilon_N = 10^{-10}$ et $\varepsilon_N = 10^{-11}$ semblent très proches. Ce résultat suggère que ces deux valeurs sont satisfaisantes. La valeur de $\varepsilon_N = 10^{-11}$ est retenue pour la suite de l'étude dans la mesure où elle assure une précision satisfaisante.

Contrairement à la formulation des petits déplacements, lorsque la formulation des grands déplacements est choisie, les fonctions de contrainte sont actualisées le long du contact à chaque itération de calcul. La figure 4.5 présente l'effet de la sélection du type de formulation de contact (petits ou grands déplacements) sur le comportement du SSDL. Des valeurs de $\varepsilon_T = 10^{-7}$ et $\varepsilon_N = 10^{-11}$ sont sélectionnées. Les analyses sont menées avec un pas de temps de 0,001s. On observe que les résultats diffèrent grandement selon le type de formulation employée. Ceci illustre l'attention qui doit être portée aux paramètres de contact dans un modèle d'élément fini pour garantir la précision des résultats. En principe, la formulation permet d'obtenir des résultats plus précis lorsque des glissements significatifs se produisent le long de l'interface, ce qui semble être le cas à la figure 4.5 (c). Étant donné que l'ensemble des analyses ont pu converger avec l'emploi de la formulation des grands déplacements, celle-ci est retenue pour la suite de l'étude.

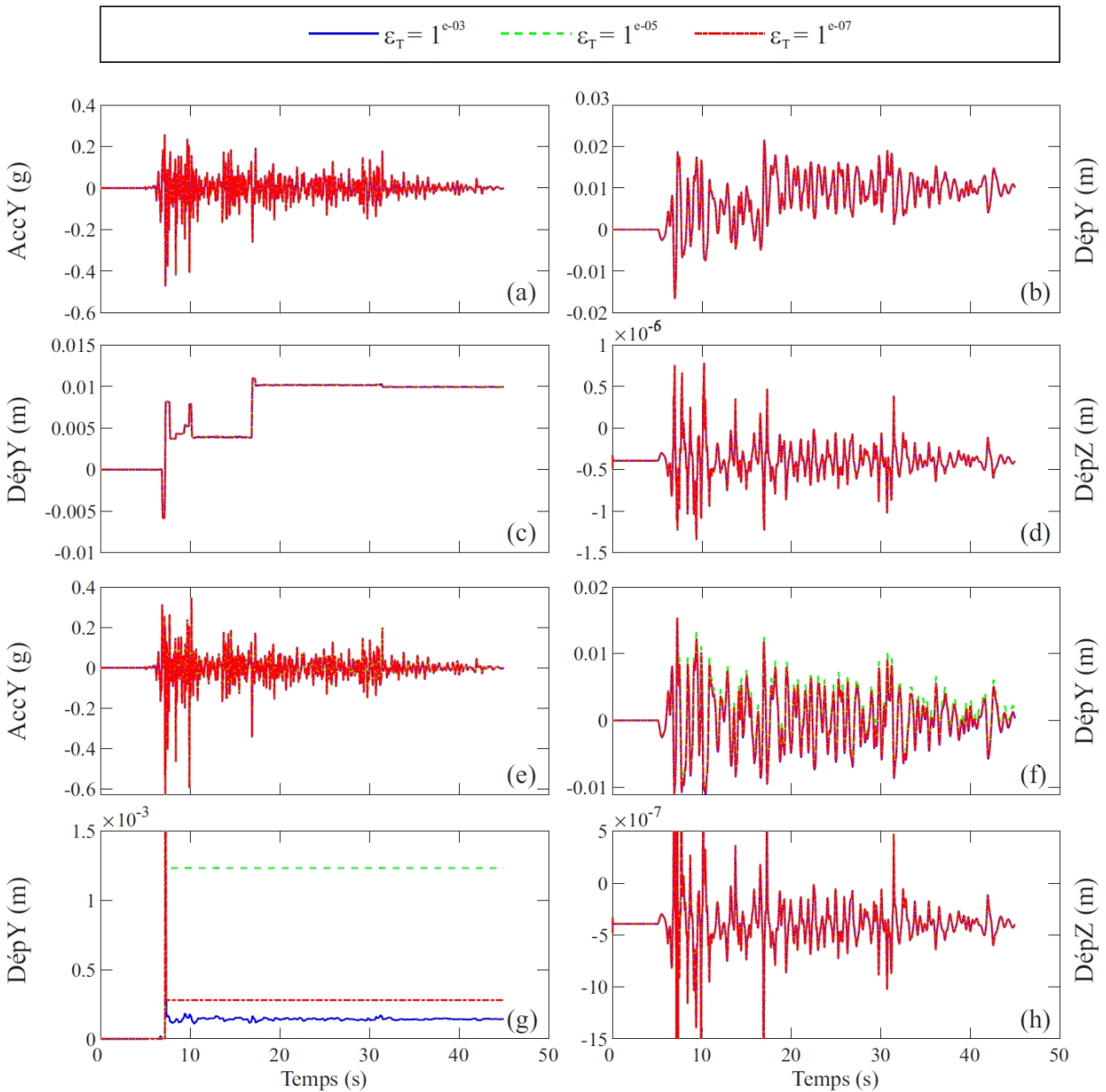


Figure 4.3 Effets du paramètre EPST, ε_T , sur le comportement du SSDL avec un coefficient de friction $\mu = 0.2$ de (a) à (d) et $\mu = 0.8$ de (e) à (h) : (a) et (e) accélérations horizontales au sommet du SSDL; (b) et (f) déplacements horizontaux au sommet du SSDL; (c) et (g) déplacements horizontaux à l'extrémité droit de la base du SSDL; et (d) et (h) déplacements verticaux à l'extrémité droit de la base du SSDL.

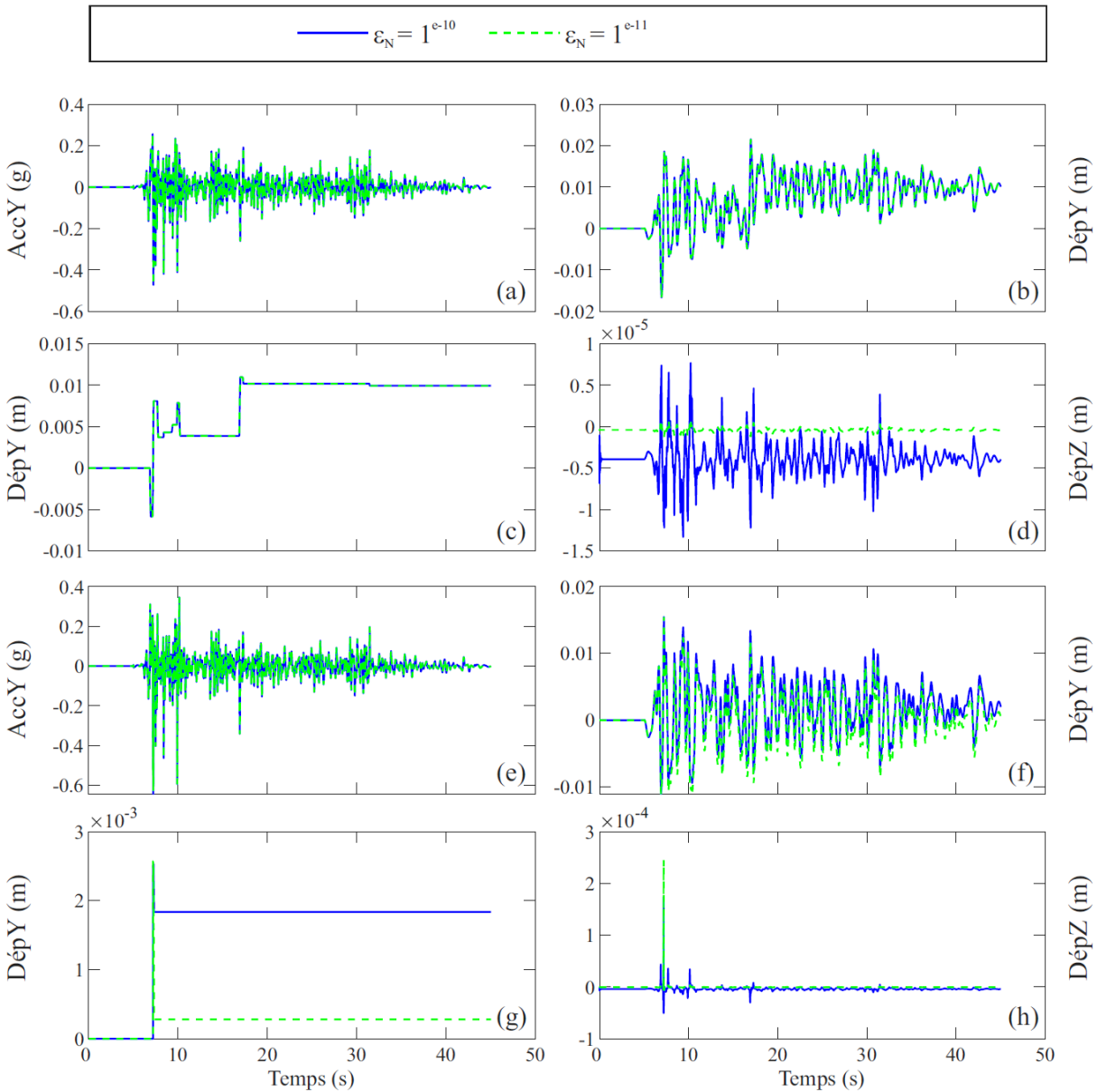


Figure 4.4 Effets du paramètre de compliance ε_N sur le comportement du SSDL avec un coefficient de friction $\mu = 0.2$ de (a) à (d) et $\mu = 0.8$ de (e) à (h) : (a) et (e) accélérations horizontales au sommet du SSDL; (b) et (f) déplacements horizontaux au sommet du SSDL; (c) et (g) déplacements horizontaux à l'extrémité droit de la base du SSDL; et (d) et (h) déplacements verticaux à l'extrémité droit de la base du SSDL.

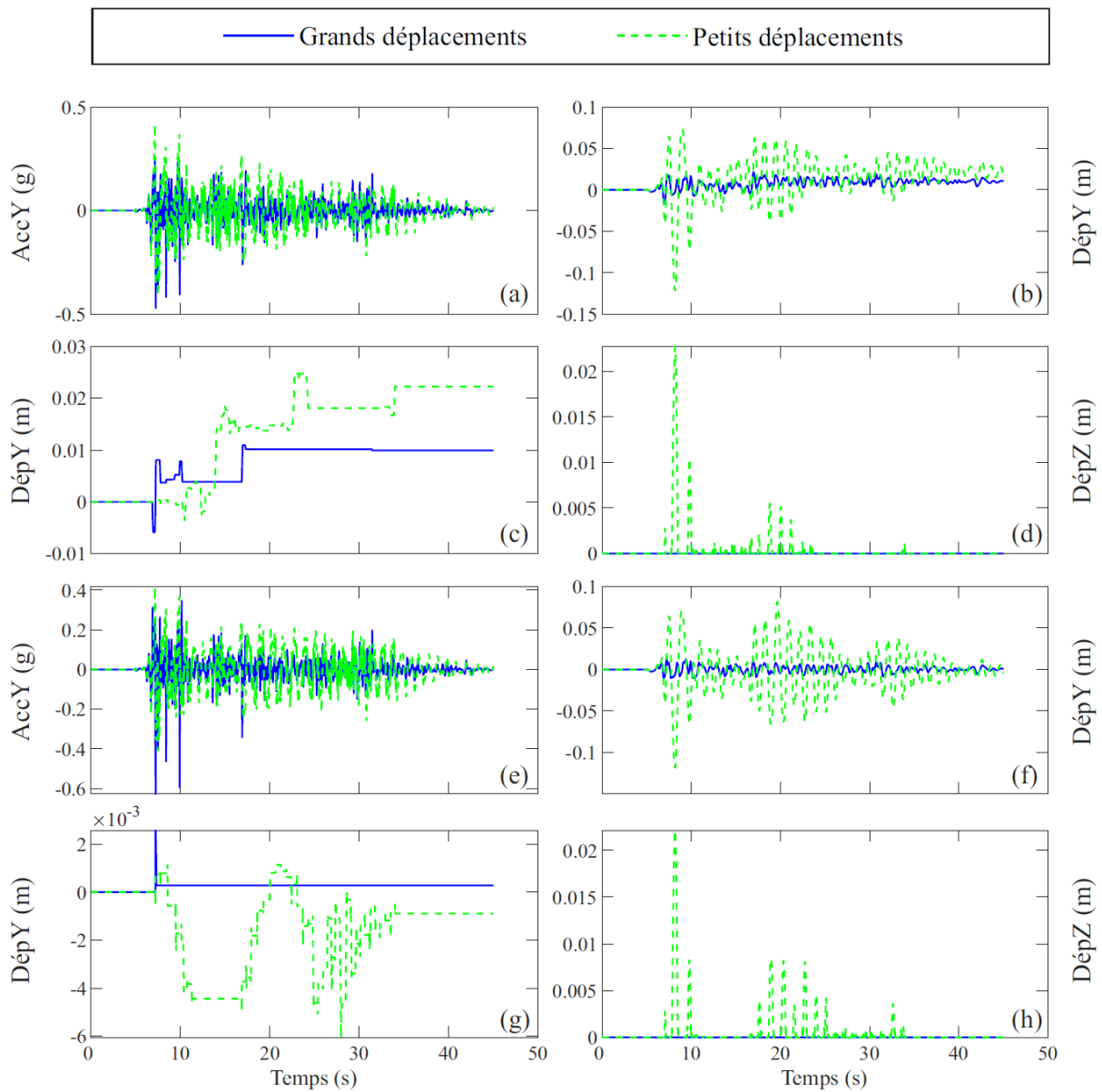


Figure 4.5 Effet de la formulation de contact choisie (petits ou grands déplacements) sur le comportement du SSDL avec un coefficient de friction $\mu = 0.2$ de (a) à (d) et $\mu = 0.8$ de (e) à (h) : (a) et (e) accélérations horizontales au sommet du SSDL; (b) et (f) déplacements horizontaux au sommet du SSDL; (c) et (g) déplacements horizontaux à l'extrémité droit de la base du SSDL; et (d) et (h) déplacements verticaux à l'extrémité droit de la base du SSDL.

Enfin, plus le pas de temps choisi est petit, plus la durée de l'analyse est longue, mais plus les résultats sont généralement plus précis. Il importe donc de comparer les résultats obtenus avec plusieurs pas de temps, afin de valider celui qui est retenu. La figure 4.6 présente l'effet de la sélection de différentes valeurs de pas de temps d'analyse sur le comportement du SSDL, i.e. 0,01 s, 0,005 s et 0,001 s. La formulation des grands déplacements le long du contact et des valeurs de $\varepsilon_T = 10^{-7}$ et $\varepsilon_N = 10^{-11}$ sont sélectionnées. Excepté pour le déplacement horizontal à la figure 4.3 (g) inférieur à 2 mm, les courbes obtenues avec les différents pas de temps semblent superposées. Ce résultat valide l'emploi d'un pas de temps de 0,001 s pour les analyses présentées à la suite.

4.3 Propriétés des structures annexes non-linéaires

Deux coefficients de friction ont été sélectionnés pour modéliser l'interface entre les structures annexes et la crête du barrage, soit $\mu = 0.2$ et $\mu = 0.8$.

On rappelle que le modèle physique de la structure annexe consiste d'une masse M au sommet d'un élément de poutre vertical sans masse, de hauteur h et de rigidité latérale k , reposant sur une base rigide sans masse de largeur $2b$. l'élanement du système est défini par $\alpha = \tan^{-1}(b/h)$. Un autre terme pertinent pour caractériser la structure annexe est le paramètre de fréquence $p = \sqrt{g/R_0}$, où $R_0 = \sqrt{h^2 + b^2}$ est le rayon autour de l'extrémité de la base. Pour les systèmes rigides berçants, ce paramètre est un indicateur important de l'échelle de la structure. Housner (1963) a étudié le bercement d'un bloc rigide rectangulaire, en supposant que le sol est rigide et qu'aucun glissement ne se produit. Selon cet auteur, bien que la période d'oscillation d'un bloc berçant dépende de son amplitude de bercement, les plus grandes structures sont plus stables que les plus petites, avec le même élanement. Le terme p est donc une mesure des caractéristiques dynamiques du système berçant.

Dans cette étude, trois géométries de structures en porte-à-faux ont été choisies de manière à étudier le comportement sismique de structures attenantes aux barrages (e.g. de type grue portique), tel qu'illustré à la Figure 4.7.

- Structure S1 : une structure élancée de 2.5 m large à la base et de 10 m de haut. Cela correspond à un élanement de $\alpha \approx 0.124$ rad et un paramètre de fréquence $p \approx 0.98$ rad/s. Au moyen de sa rigidité latérale k , une fréquence naturelle de 1 Hz et un amortissement de

$\xi = 5\%$ ont été spécifiés pour cette structure, ainsi qu'une masse de 40 tonnes. Cette structure peut représenter en réalité une tour de levage sur la crête d'un barrage-poids.

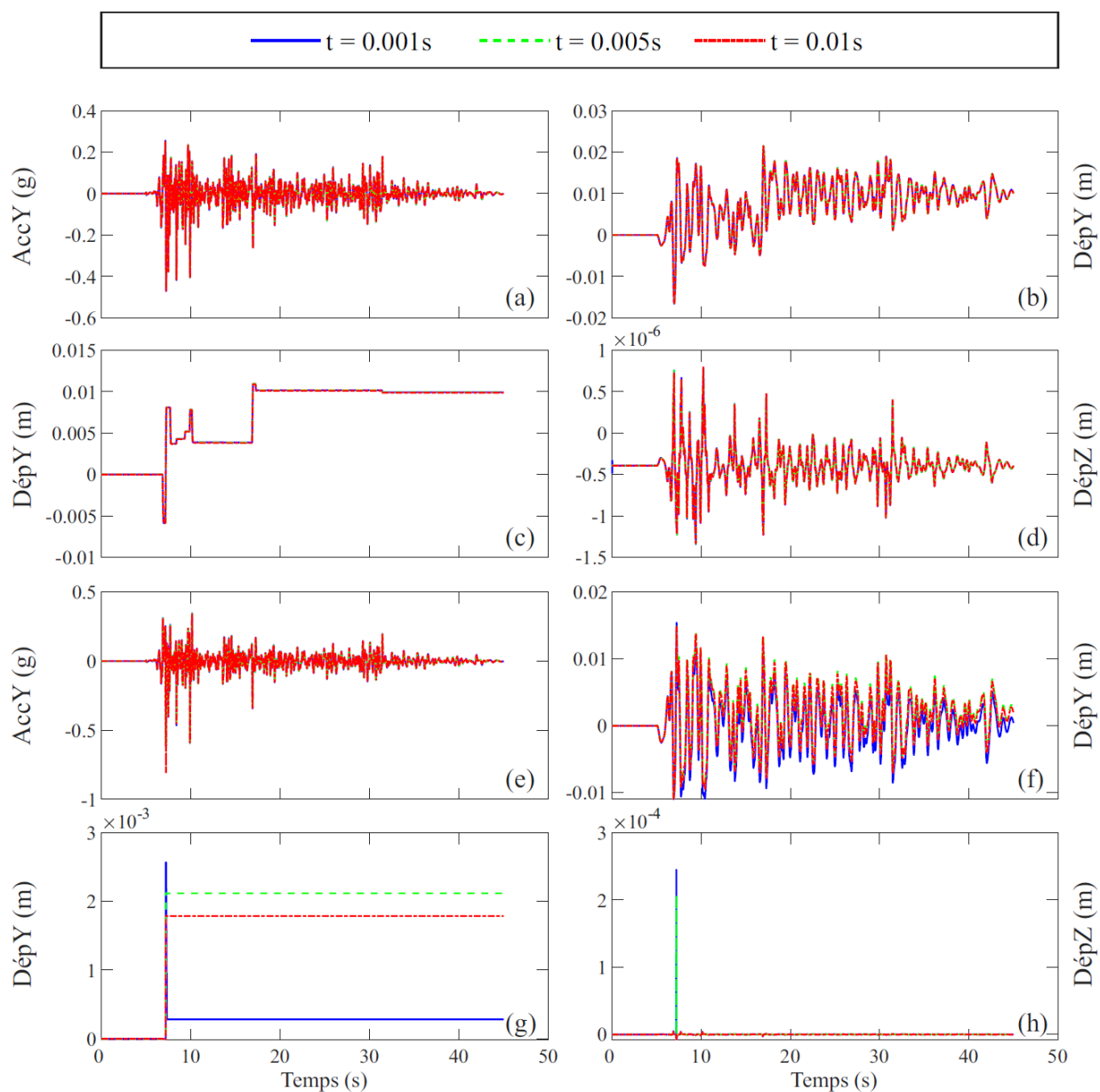


Figure 4.6 Effet de la sélection du pas de temps t sur le comportement du SSDL avec un coefficient de friction $\mu = 0.2$ de (a) à (d) et $\mu = 0.8$ de (e) à (h) : (a) et (e) accélérations horizontales au sommet du SSDL; (b) et (f) déplacements horizontaux au sommet du SSDL; (c) et (g) déplacements horizontaux à l'extrémité droit de la base du SSDL; et (d) et (h) déplacements verticaux à l'extrémité droit de la base du SSDL.

- Structure S2 : une structure de 2.5 m large à la base et de 6 m de haut. Cela correspond à un élancement de $\alpha \approx 0.2$ rad et un paramètre de fréquence $p \approx 1.26$ rad/s. Au moyen de sa rigidité latérale k , une fréquence naturelle de 2 Hz et un amortissement de $\xi = 5\%$ ont été spécifiés pour cette structure, ainsi qu'une masse de 30 tonnes. Cette structure peut représenter en réalité une grande grue à portique de déversoir ou un équipement de manutention sur la crête d'un barrage-poids.
- Structure S3 : une structure de 2.5 m large à la base et de 3 m de haut. Cela correspond à un élancement de $\alpha \approx 0.4$ rad et un paramètre de fréquence $p \approx 1.73$ rad/s. Au moyen de sa rigidité latérale k , une fréquence naturelle de 5 Hz et un amortissement de $\xi = 5\%$ ont été spécifiés pour cette structure, ainsi qu'une masse de 20 tonnes. Cette structure peut représenter en réalité une grue à portique de déversoir sur la crête d'un barrage-poids.

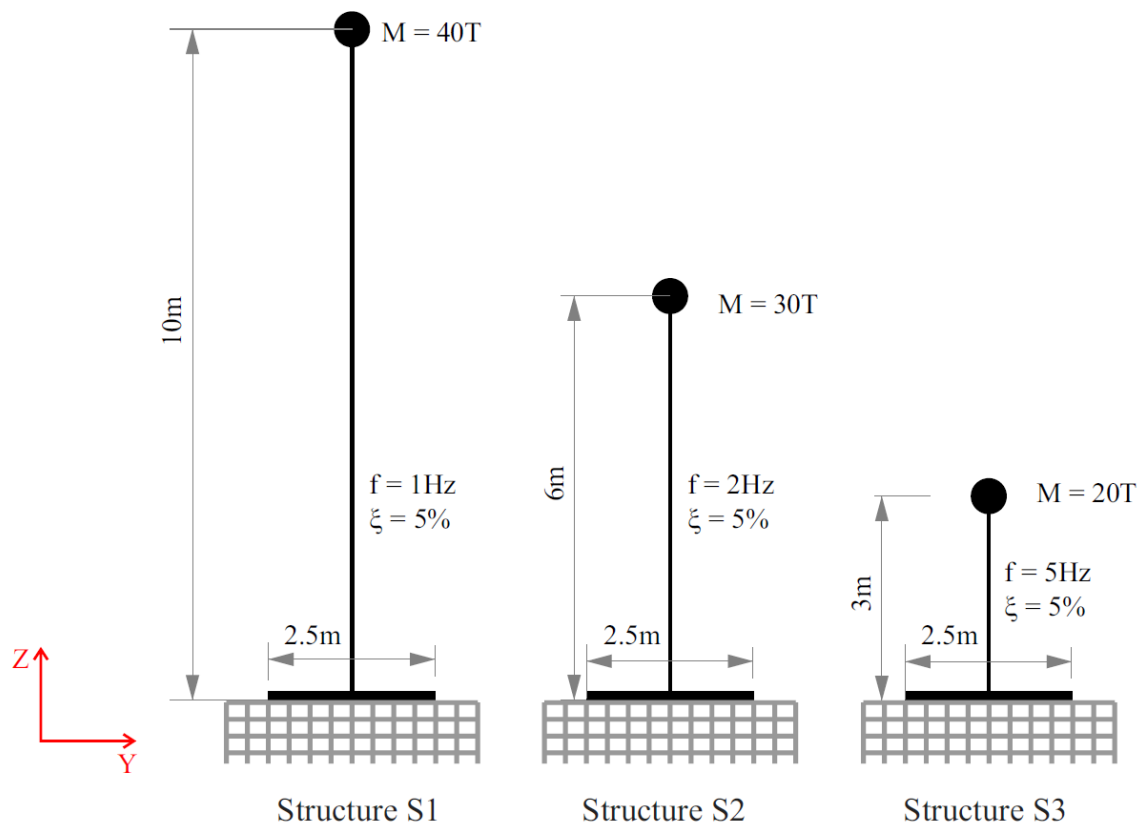


Figure 4.7 Représentation des trois systèmes SSDL étudiés.

4.4 Résultats

Cette section porte sur l'analyse des accélérations horizontales absolues subies par les systèmes secondaires à leur sommet (au niveau de la masse). Ce choix a été effectué pour demeurer consistant vis-à-vis du Chapitre 3 où seuls les spectres de plancher d'accélération absolue issus d'analyses linéaires ont été investigués.

Les Figures 4.8 (a), (c) et (e), et 4.9 (a), (c) et (e) montrent les accélérations horizontales obtenues à la tête du système secondaire S1 (SSDL de fréquence propre de 1 Hz) situé à la crête du barrage pour les trois séismes d'entrée, avec un coefficient de friction à l'interface SSDL-barrage $\mu = 0,2$, respectivement entre 0 et 50 s, et entre 5 s et 15 s. Deux types de méthodes sont comparées pour modéliser l'interaction fluide-structure : un réservoir d'éléments finis fluide de longueur $5H_r$; et la méthode de l'accélérogramme modifié (MAM).

Contrairement au Chapitre 3, l'accélération absolue à la tête du système secondaire est obtenue : (a) avec le réservoir d'éléments finis fluide de longueur $5H_r$, en additionnant l'accélération relative à l'accélérogramme d'entrée d'origine; (b) avec le MAM, en additionnant l'accélération relative à l'accélérogramme modifié. Ce choix s'explique du fait que la modification de l'accélérogramme d'entrée d'origine pour obtenir le MAM ne tient compte que du barrage et du réservoir attenant, et n'inclue pas la présence d'un système non-linéaire ajouté à la crête de l'ouvrage.

Les figures 4.8 (a), (c) et (e), et 4.9 (a), (c) et (e), permettent de constater une bonne correspondance entre les accélérations absolues obtenues avec les modèles utilisant des éléments finis fluides et la méthode de l'accélérogramme modifié (MAM). Ce résultat suggère que l'emploi de la méthode de l'accélérogramme modifié (MAM) permet, dans certains cas, de correctement évaluer les accélérations absolues horizontales subies par le système secondaire tout en tenant compte de l'interaction barrage-réservoir. Par ailleurs, il est intéressant de noter que, pour les trois séismes, l'accélération absolue subie par le système secondaire plafonne à environ 0,3 g. Cette allure caractéristique peut s'expliquer par le comportement hautement non-linéaire du SSDL. En effet, un coefficient de friction de $\mu = 0,2$ va permettre facilement à la structure secondaire de glisser sur la crête du barrage. Cette non-linéarité de glissement peut alors générer une dissipation d'énergie sismique, limitant ainsi l'accélération maximale subie par le SSDL. On constate donc, ici, l'importance de prendre en compte le possible composant non-linéaire du comportement des structures annexes à la crête du barrage pour évaluer leur réponse dynamique.

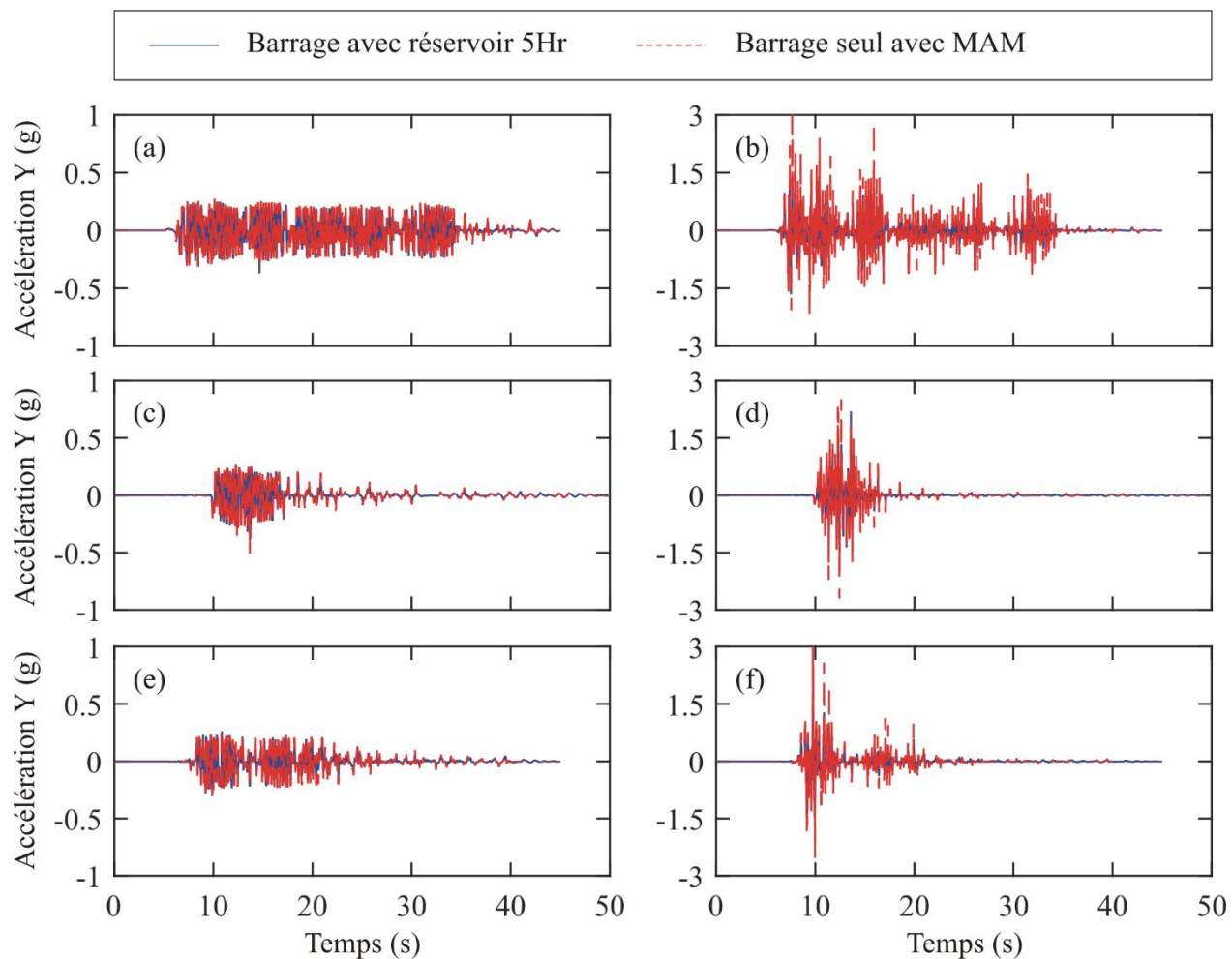


Figure 4.8 Effet de la méthode de modélisation du réservoir (MAM ou réservoir de longueur $5H_r$) sur l'accélération absolue horizontale au sommet de la structure S1 (entre 0 et 50 s), avec un coefficient de friction à l'interface SSDL-barrage μ : (a) $\mu = 0,2$ et (b) $\mu = 0,8$, Imperial Valley (1940); (c) $\mu = 0,2$ et (d) $\mu = 0,8$, Parkfield (1966); et (e) $\mu = 0,2$ et (f) $\mu = 0,8$, Loma Prieta (1989).

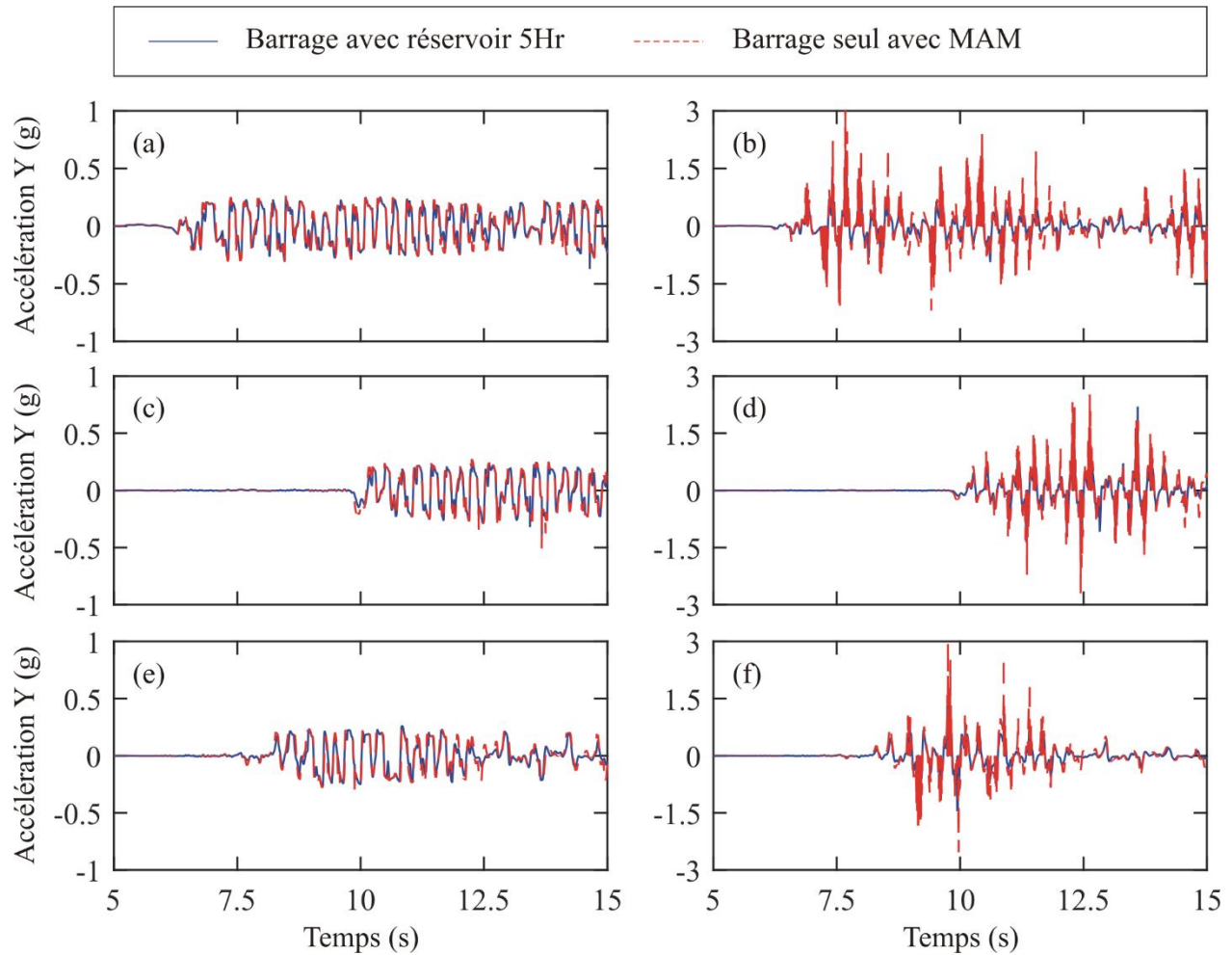


Figure 4.9 Effet de la méthode de modélisation du réservoir (MAM ou réservoir de longueur $5H_r$) sur l'accélération absolue horizontale au sommet de la structure S1 (entre 5 s et 15 s), avec un coefficient de friction à l'interface SSDL-barrage μ : (a) $\mu = 0,2$ et (b) $\mu = 0,8$, Imperial Valley (1940); (c) $\mu = 0,2$ et (d) $\mu = 0,8$, Parkfield (1966); et (e) $\mu = 0,2$ et (f) $\mu = 0,8$, Loma Prieta (1989).

Les figures 4.8 (b), (d) et (f), et 4.9 (b), (d) et (f) montrent les accélérations horizontales obtenues à la tête du système secondaire S1 (SSDL de fréquence propre de 1 Hz) situé à la crête du barrage pour les trois séismes d'entrée, avec un coefficient de friction à l'interface SSDL-barrage $\mu = 0,8$, respectivement entre 0 et 50 s, et entre 5 s et 15 s. Encore une fois, les deux types de méthodes utilisées pour modéliser l'interaction fluide-structure sont comparées. Une bonne correspondance globale est obtenue. Cependant, des différences apparaissent au niveau des pics d'accélération. Il est alors important de rappeler que, dans ce cas-ci, le coefficient de friction est beaucoup plus élevé, i.e. $\mu = 0,8$. La structure secondaire peut alors avoir moins tendance à glisser, et plus tendance à bercer sous l'effet de la sollicitation sismique. Ce bercement peut alors générer des impacts correspondant à des pics d'accélération beaucoup plus élevés. Ces pics sont observables tant avec l'emploi des éléments fluides qu'avec l'utilisation du MAM. Cependant, on note une moindre correspondance entre les deux méthodes lors de ces événements extrêmes. L'emploi du MAM peut donc apparaître moins adapté pour analyser le comportement d'une structure secondaire subissant des impacts importants à sa base suite à un effet de bercement. On remarque que ces pics donnent des accélérations maximales beaucoup plus importantes (pouvant aller jusqu'à 3 g) que celles observées aux Figures 4.8 (a), (c) et (e) où le coefficient de friction considéré est beaucoup plus faible.

Ces résultats soulignent donc l'importance de la valeur du coefficient de friction μ à l'interface SSDL-barrage pour évaluer la réponse dynamique d'une structure annexe non-linéaire : (i) si μ est faible, la structure peut essentiellement glisser, limitant l'accélération maximale; et (ii) si μ est élevé, la structure peut avoir un glissement limité, entraînant du bercement et des chocs d'impact affectant l'accélération maximale.

Les figures 4.10 et 4.11 montrent l'effet de l'interaction fluide structure sur les accélérations horizontales obtenues à la tête du système secondaire S1 (SSDL de fréquence propre de 1 Hz) situé à la crête du barrage pour les trois séismes d'entrée, avec un coefficient de friction à l'interface SSDL-barrage $\mu = 0,2$ et $\mu = 0,8$, respectivement entre 0 et 50 s, et entre 5 s et 15 s. Deux types de résultats sont donc comparés : un modèle de barrage sans interaction-fluide structure (i.e. sans réservoir); et un modèle où l'interaction barrage-réservoir est modélisée au moyen de la méthode de l'accélérogramme modifié (MAM).

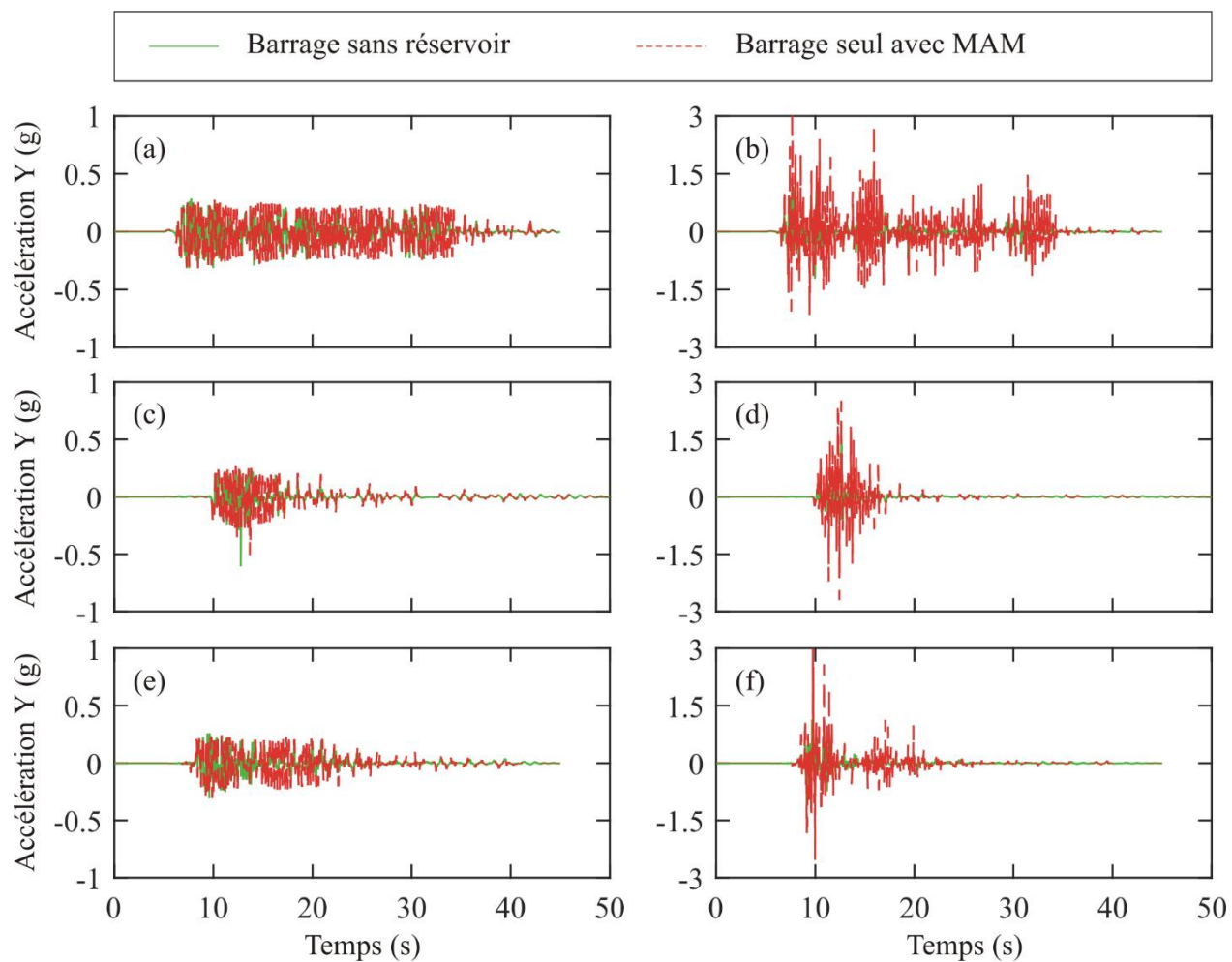


Figure 4.10 Effet de l'interaction fluide-structure sur l'accélération absolue horizontale au sommet de la structure S1 (entre 0 et 50 s), avec un coefficient de friction à l'interface SSDL-barrage μ : (a) $\mu = 0,2$ et (b) $\mu = 0,8$, Imperial Valley (1940); (c) $\mu = 0,2$ et (d) $\mu = 0,8$, Parkfield (1966); et (e) $\mu = 0,2$ et (f) $\mu = 0,8$, Loma Prieta (1989).

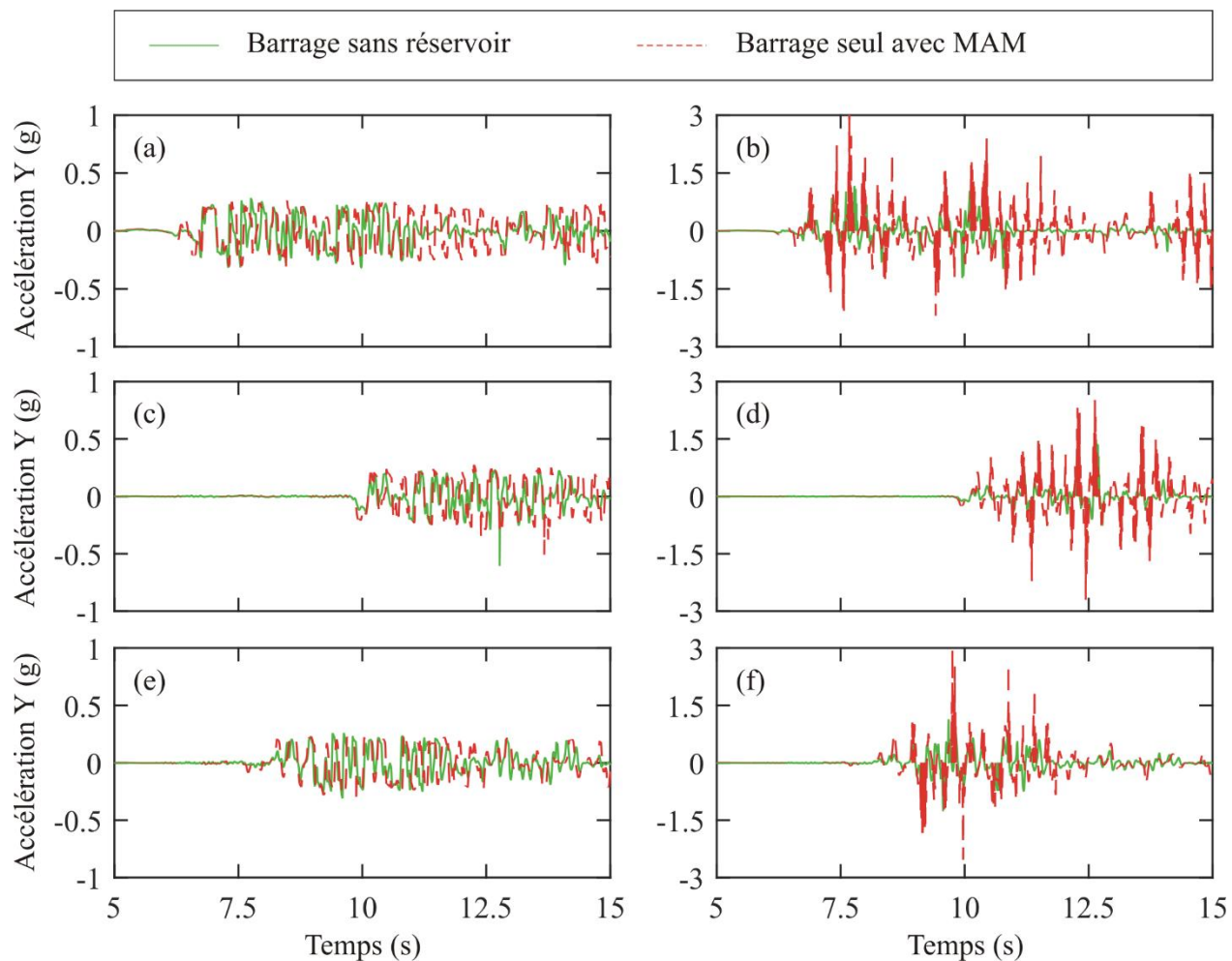


Figure 4.11 Effet de l'interaction fluide-structure sur l'accélération absolue horizontale au sommet de la structure S1 (entre 5 s et 15 s), avec un coefficient de friction à l'interface SSDL-barrage μ : (a) $\mu = 0,2$ et (b) $\mu = 0,8$, Imperial Valley (1940); (c) $\mu = 0,2$ et (d) $\mu = 0,8$, Parkfield (1966); et (e) $\mu = 0,2$ et (f) $\mu = 0,8$, Loma Prieta (1989).

On remarque, aux figures 4.10 et 4.11, que de nettes différences sont observables entre les accélérations obtenues avec les modèles de barrage sans interaction-fluide structure (i.e. sans réservoir) et où l'interaction barrage-réservoir est modélisée au moyen du MAM. Ce résultat confirme donc l'importance de prendre en compte l'interaction barrage-réservoir pour évaluer la réponse d'un système secondaire non-linéaire. En effet, les courbes d'accélération obtenues avec le MAM sont beaucoup plus proches de celles obtenues avec un réservoir d'éléments finis de fluide (figures 4.8 et 4.9) qu'avec un modèle sans interaction fluide-structure (figures 4.10 et 4.11). Il est intéressant de noter que l'ampleur de ces différences varie en fonction de la valeur du coefficient de friction à l'interface SSDL-barrage μ . Ainsi, aux figures 4.11 (a), (c) et (e), lorsque $\mu = 0,2$, on note un déphasage entre les courbes d'accélération, mais celles-ci plafonnent, dans tous les cas, vers une accélération maximale d'environ 0,3 g. À l'inverse, aux figures 4.11 (b), (d) et (f), lorsque $\mu = 0,8$, les différences d'accélération s'exacerbent : elles s'observent non-seulement en phase, mais aussi en amplitude. Outre le fait de souligner l'importance de la prise en compte de l'interaction fluide-structure, ces résultats confirment l'effet significatif de μ sur la réponse dynamique du système secondaire.

Les figures 4.12 (a), (c) et (e), et 4.13 (a), (c) et (e) montrent les accélérations horizontales obtenues au sommet du système secondaire S2 (SSDL de fréquence propre de 2 Hz) situé à la crête du barrage pour les trois séismes d'entrée, avec un coefficient de friction à l'interface SSDL-barrage $\mu = 0,2$, respectivement entre 0 et 50 s, et entre 5 s et 15 s. Les deux types de méthodes utilisées pour modéliser l'interaction fluide-structure (éléments fluides et MAM) sont comparées. Les mêmes observations qu'aux figures 4.8 (a), (c) et (e), et 4.9 (a), (c) et (e) peuvent être faites : (i) une bonne correspondance est obtenue entre les deux méthodes; et (ii) les courbes d'accélérations absolues présentent une allure caractéristique qui semble indiquer que le glissement prédomine dans le comportement non-linéaire du SSDL, et que ce dernier plafonne l'accélération maximale à 0,3 g. Il est alors intéressant de noter que la période et l'amplitude des accélérations absolues observables aux 4.13 (a), (c) et (e) sont très semblables à celles visibles aux figures 4.9 (a), (c) et (e). Pourtant, les fréquences propres des systèmes S1 et S2 diffèrent, i.e. 1 Hz contre 2 Hz. Cette propriété dynamique des systèmes secondaires semble donc peu impacter la réponse du SSDL lorsque son comportement non-linéaire peut être essentiellement caractérisé par du glissement.

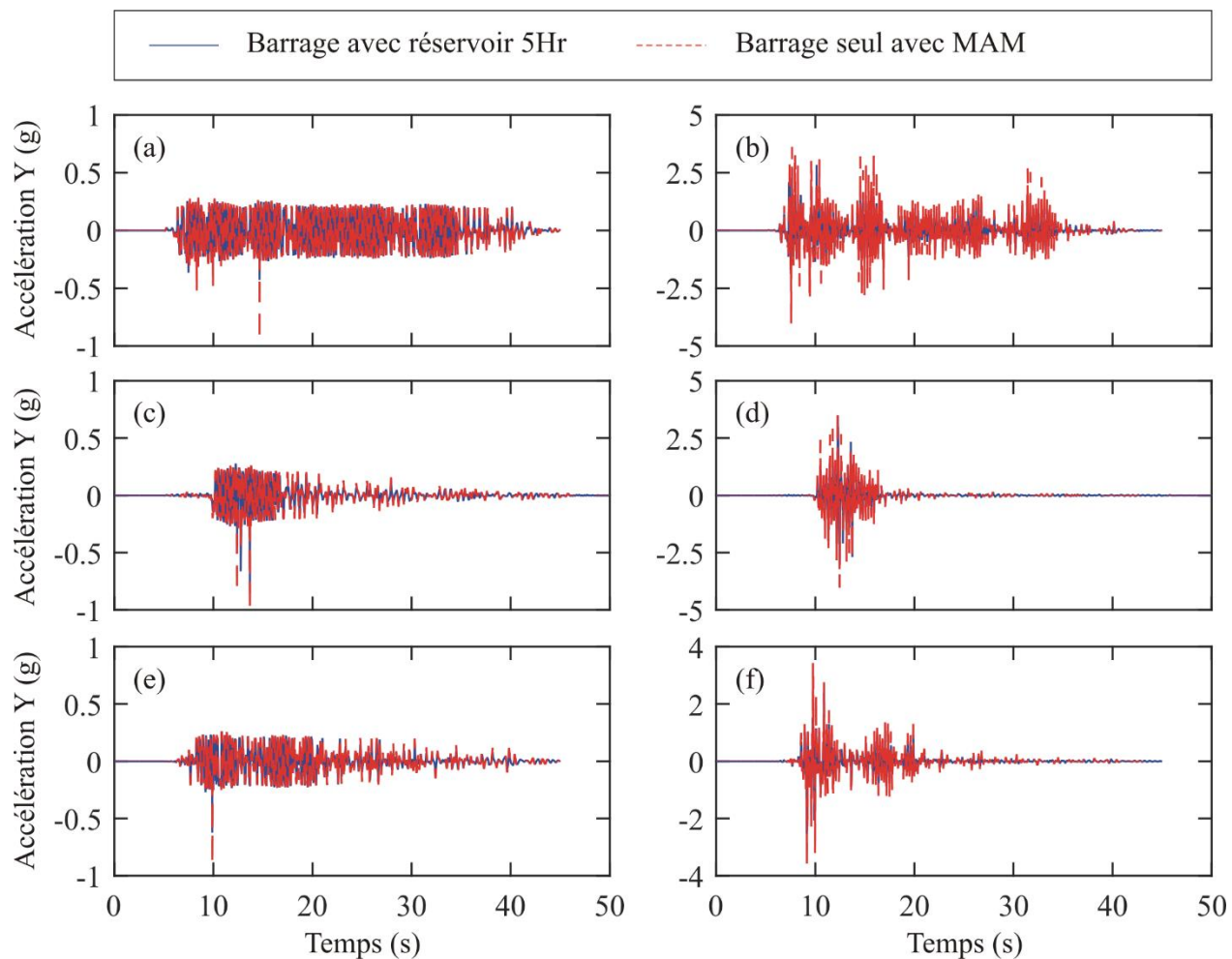


Figure 4.12 Effet de la méthode de modélisation du réservoir (MAM ou réservoir de longueur $5H_r$) sur l'accélération absolue horizontale au sommet de la structure S2 (entre 0 et 50 s), avec un coefficient de friction à l'interface SSDL-barrage μ : (a) $\mu = 0,2$ et (b) $\mu = 0,8$, Imperial Valley (1940); (c) $\mu = 0,2$ et (d) $\mu = 0,8$, Parkfield (1966); et (e) $\mu = 0,2$ et (f) $\mu = 0,8$, Loma Prieta (1989).

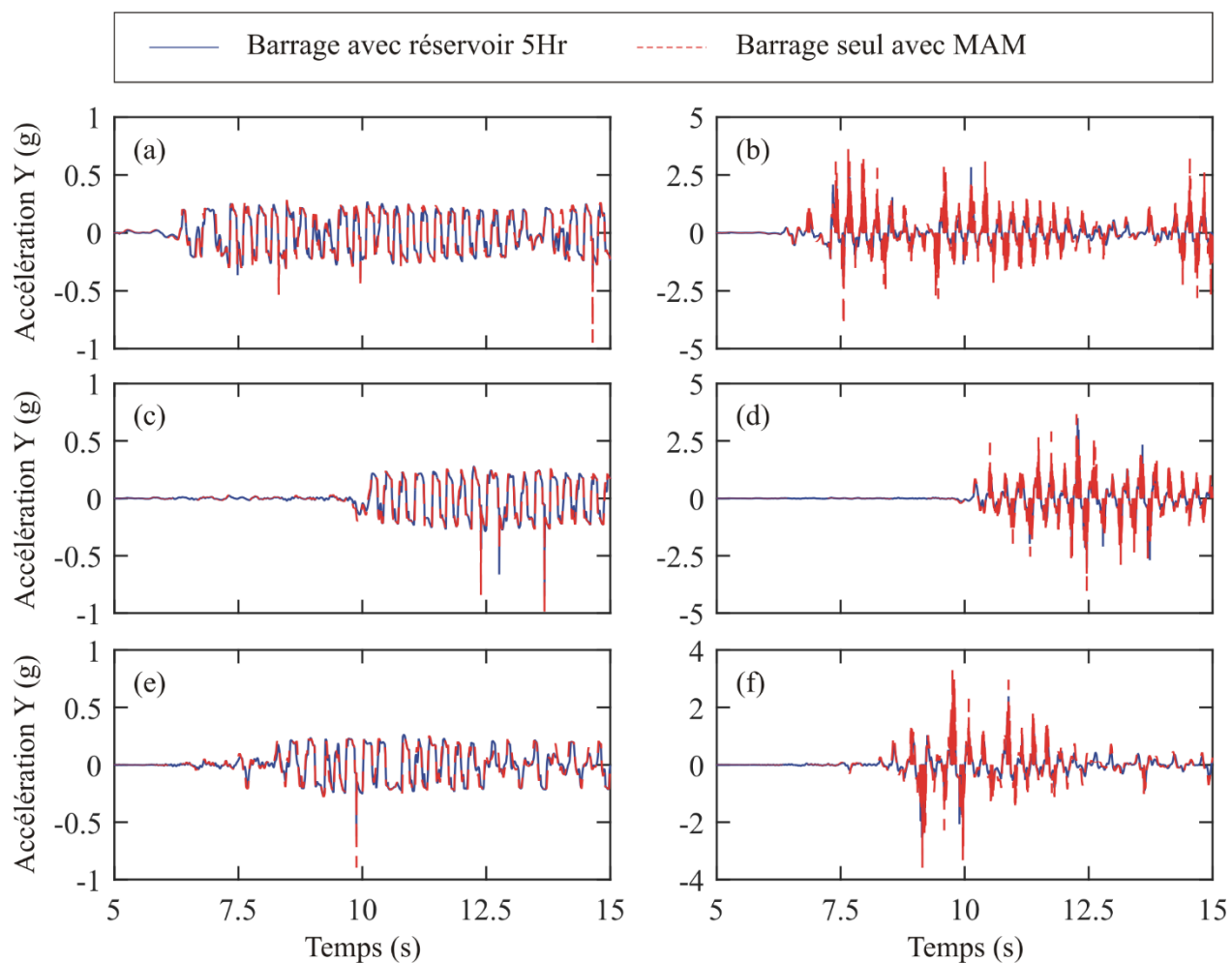


Figure 4.13 Effet de la méthode de modélisation du réservoir (MAM ou réservoir de longueur $5H_7$) sur l'accélération absolue horizontale au sommet de la structure S2 (entre 5 s et 15 s), avec un coefficient de friction à l'interface SSDL-barrage μ : (a) $\mu = 0,2$ et (b) $\mu = 0,8$, Imperial Valley (1940); (c) $\mu = 0,2$ et (d) $\mu = 0,8$, Parkfield (1966); et (e) $\mu = 0,2$ et (f) $\mu = 0,8$, Loma Prieta (1989).

Les figures 4.12 (b), (d) et (f), et 4.13 (b), (d) et (f) montrent les accélérations horizontales obtenues à la tête du système secondaire S2 (SSDL de fréquence propre de 2 Hz) situé à la crête du barrage pour les trois séismes d'entrée, avec un coefficient de friction à l'interface SSDL-barrage $\mu = 0,8$, respectivement entre 0 et 50 s, et entre 5 s et 15 s. Les deux types de méthodes utilisées pour modéliser l'interaction fluide-structure (éléments fluides et MAM) sont comparées. Les mêmes observations qu'aux figures 4.8 (b), (d) et (f), et 4.9 (b), (d) et (f) peuvent être faites : (i) une correspondance globale est observée entre les deux méthodes, mais des différences apparaissent au niveau des pics d'accélération; et (ii) des accélérations maximales beaucoup plus élevées qu'avec $\mu = 0,2$ sont observées (plus de 4 g), ce qui suggère que la structure secondaire présente un glissement limité, entraînant du bercement et des chocs d'impact. Par ailleurs, il est intéressant de noter que l'amplitude des accélérations absolues observables aux 4.13 (b), (d) et (f) semblent plus élevées que celle visible aux figures 4.9 (b), (d) et (f). Il existe donc des cas où la fréquence propre des systèmes secondaires peu impacter significativement leur réponse, même lorsque leur comportement non-linéaire est pris en compte. Cet effet apparait plus important lorsque le bercement semble prédominer sur le glissement.

Les figures 4.14 et 4.15 montrent l'effet de l'interaction fluide structure sur les accélérations horizontales obtenues à la tête du système secondaire S2 (SSDL de fréquence propre de 2 Hz) situé à la crête du barrage pour les trois séismes d'entrée, avec un coefficient de friction à l'interface SSDL-barrage $\mu = 0,2$ et $\mu = 0,8$, respectivement entre 0 et 50 s, et entre 5 s et 15 s. Les mêmes observations peuvent être faites qu'aux figures 4.10 et 4.11 : il apparait important de prendre en compte l'interaction barrage-réservoir pour évaluer la réponse d'un système secondaire non-linéaire.

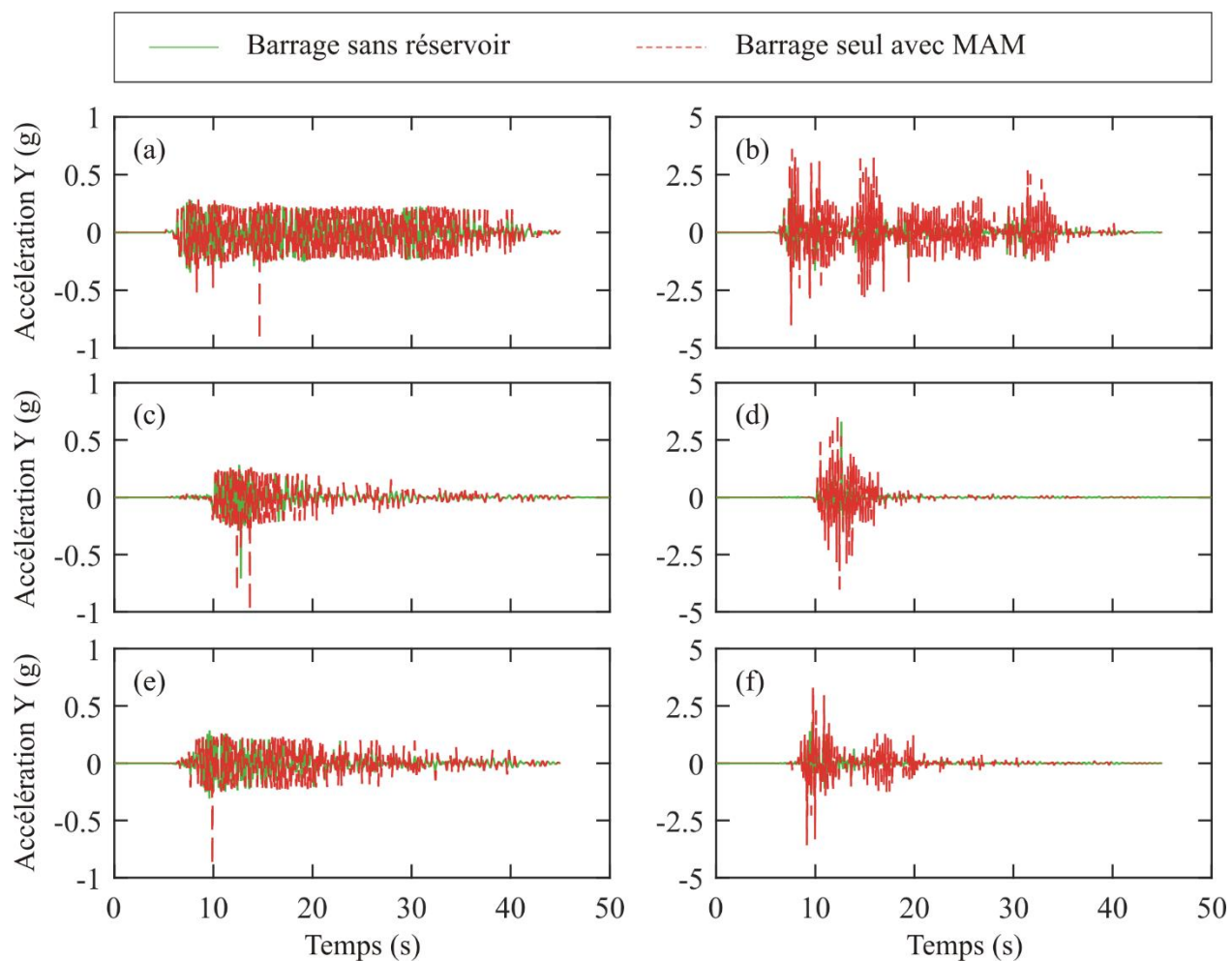


Figure 4.14 Effet de l'interaction fluide-structure sur l'accélération absolue horizontale au sommet de la structure S2 (entre 0 et 50 s), avec un coefficient de friction à l'interface SSDL-barrage μ : (a) $\mu = 0,2$ et (b) $\mu = 0,8$, Imperial Valley (1940); (c) $\mu = 0,2$ et (b) $\mu = 0,8$, Parkfield (1966); et (d) $\mu = 0,2$ et (e) $\mu = 0,8$, Loma Prieta (1989).

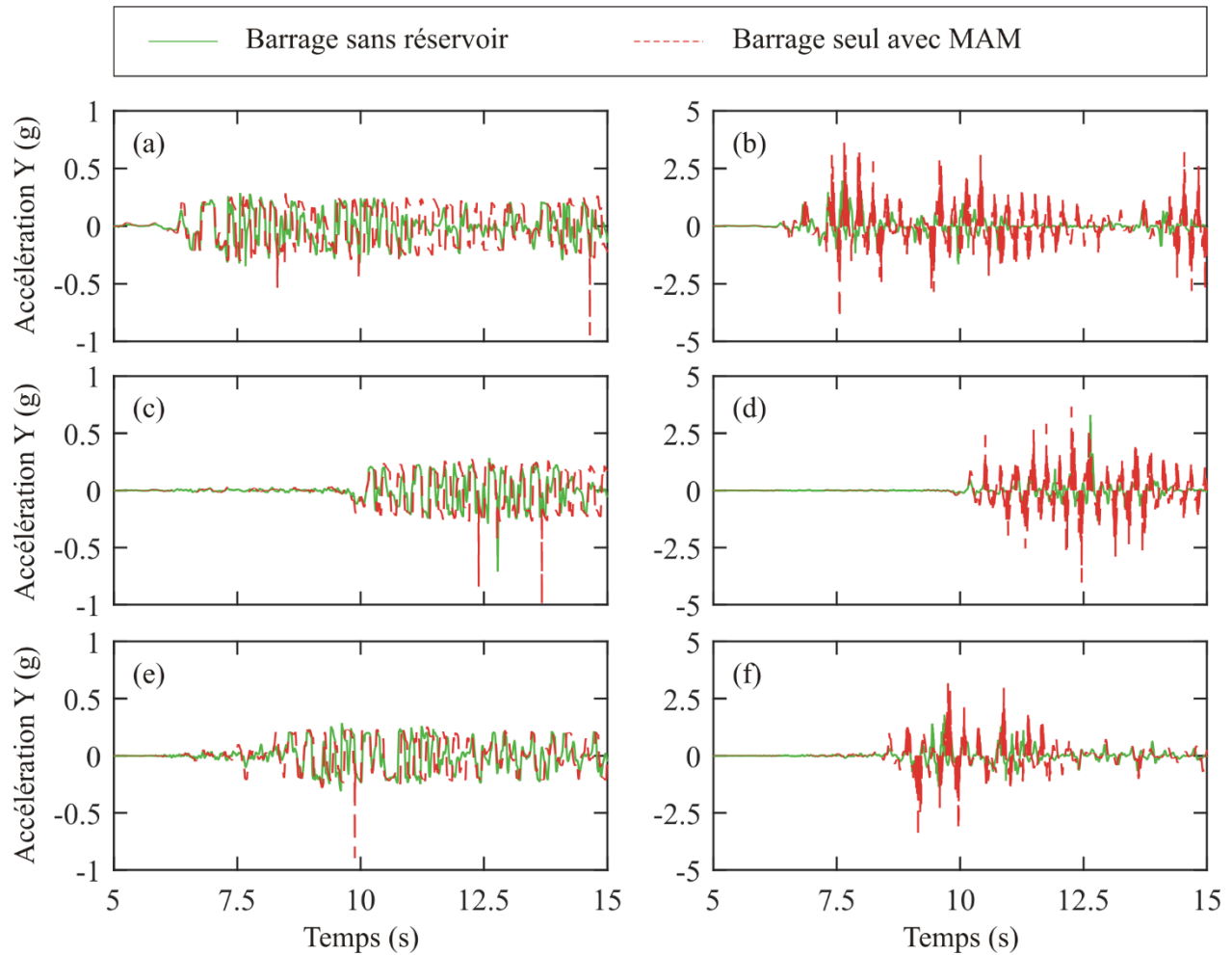


Figure 4.15 Effet de l'interaction fluide-structure sur l'accélération absolue horizontale au sommet de la structure S2 (entre 5 s et 15 s), avec un coefficient de friction à l'interface SSDL-barrage μ : (a) $\mu = 0,2$ et (b) $\mu = 0,8$, Imperial Valley (1940); (c) $\mu = 0,2$ et (d) $\mu = 0,8$, Parkfield (1966); et (e) $\mu = 0,2$ et (f) $\mu = 0,8$, Loma Prieta (1989).

Les figures 4.16 et 4.17 montrent les accélérations horizontales obtenues à la tête du système secondaire S3 (SSDL de fréquence propre de 5 Hz) situé à la crête du barrage pour les trois séismes d'entrée, avec un coefficient de friction à l'interface SSDL-barrage $\mu = 0,2$ et $\mu = 0,8$, respectivement entre 0 et 50 s, et entre 5 s et 15 s. Les deux types de méthodes utilisées pour modéliser l'interaction fluide-structure (éléments fluides et MAM) sont comparées. Globalement, les mêmes observations peuvent être faites qu'aux figures 8, 9, 12 et 13 :

- lorsque $\mu = 0,2$, une bonne correspondance est obtenue entre les deux méthodes;
- lorsque $\mu = 0,8$, une correspondance globale est observée entre les deux méthodes, mais l'emploi du MAM abouti à une perte de précision lors des pics d'accélération;
- lorsque $\mu = 0,2$, les courbes d'accélérations absolues présentent une allure caractéristique qui semble indiquer que le glissement prédomine dans le comportement non-linéaire du SSDL, et que ce dernier plafonne l'accélération maximale à 0,3 g;
- lorsque $\mu = 0,8$, des accélérations maximales beaucoup plus élevées qu'avec $\mu = 0,2$ sont observées (plus de 5 g), ce qui suggère que la structure secondaire subit un bercement et des chocs d'impact importants;
- lorsque $\mu = 0,2$, l'allure et l'amplitude des accélérations subies par le SSDL S3 semblent similaires à celles subies par les SSDL S1 et S2; dans ce cas, la fréquence propre des systèmes secondaires paraît peu impacter leur réponse;
- lorsque $\mu = 0,8$, les accélérations maximales subies par le SSDL S3 semblent plus importants que pour les SSDL S1 et S2; dans ce cas, la fréquence propre des systèmes secondaires impacte significativement leur réponse;

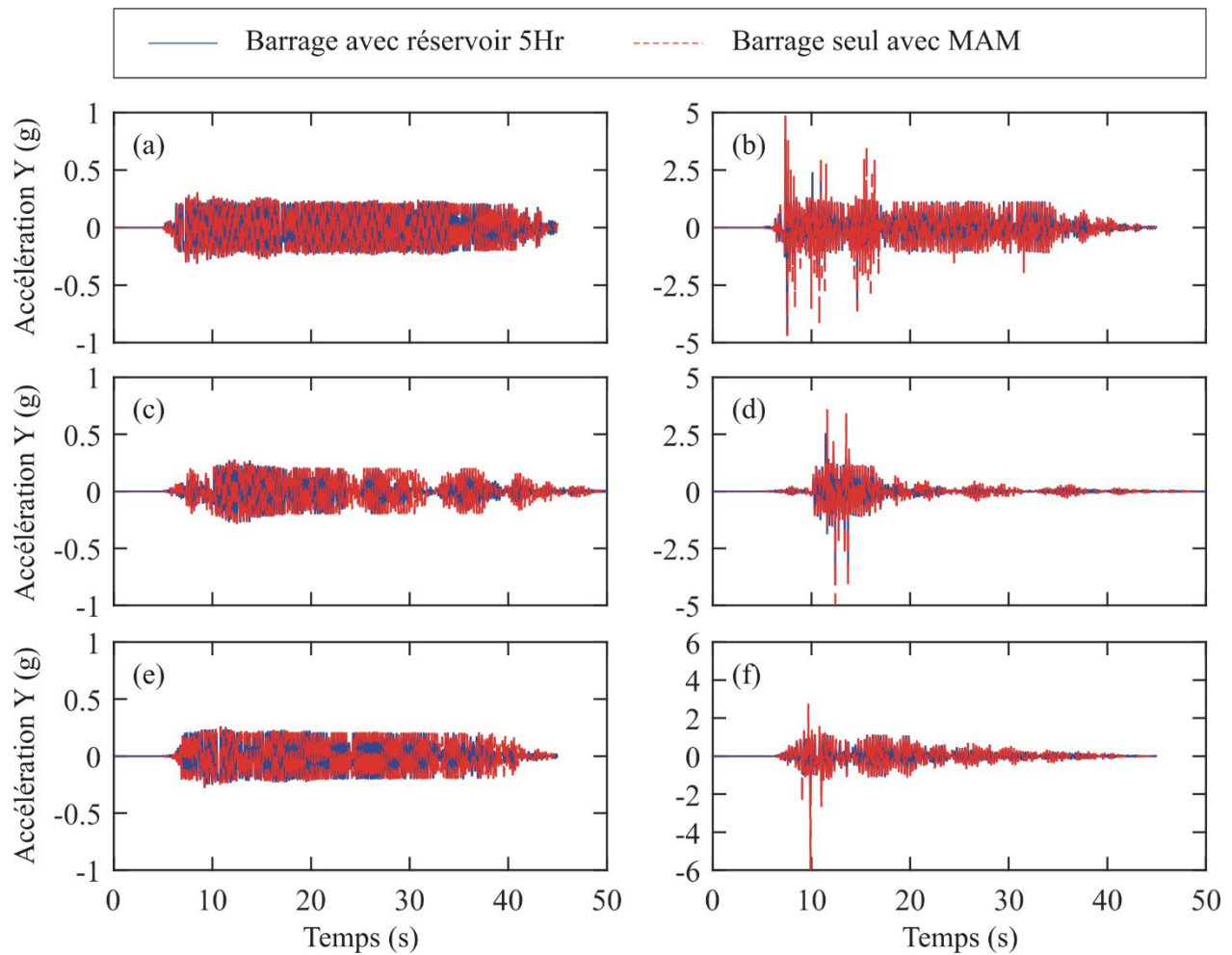


Figure 4.16 Effet de la méthode de modélisation du réservoir (MAM ou réservoir de longueur $5H_r$) sur l'accélération absolue horizontale au sommet de la structure S3 (entre 0 et 50 s), avec un coefficient de friction à l'interface SSDL-barrage μ : (a) $\mu = 0,2$ et (b) $\mu = 0,8$, Imperial Valley (1940); (c) $\mu = 0,2$ et (d) $\mu = 0,8$, Parkfield (1966); et (e) $\mu = 0,2$ et (f) $\mu = 0,8$, Loma Prieta (1989).

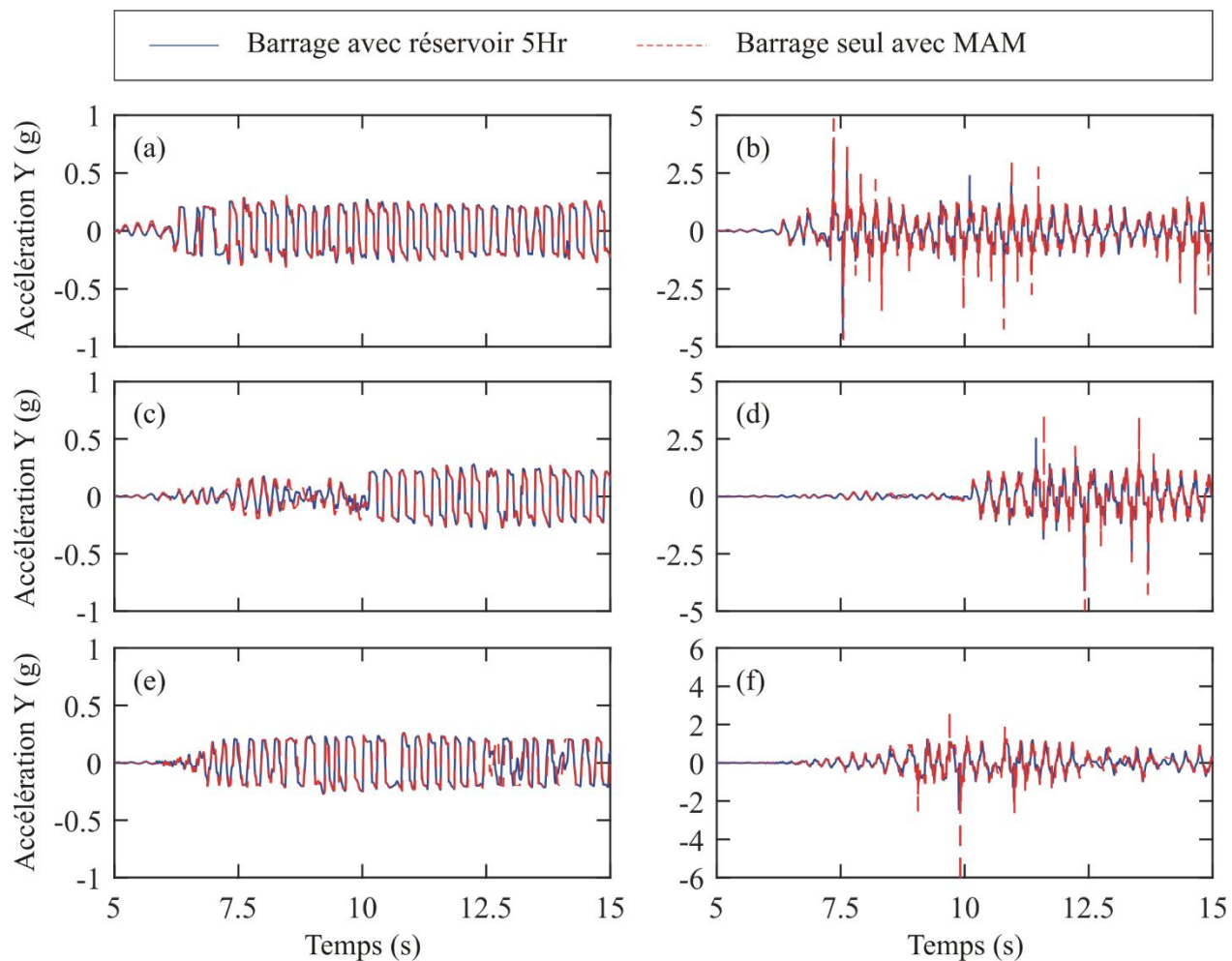


Figure 4.17 Effet de la méthode de modélisation du réservoir (MAM ou réservoir de longueur $5H_7$) sur l'accélération absolue horizontale au sommet de la structure S3 (entre 5 s et 15 s), avec un coefficient de friction à l'interface SSDL-barrage μ : (a) $\mu = 0,2$ et (b) $\mu = 0,8$, Imperial Valley (1940); (c) $\mu = 0,2$ et (d) $\mu = 0,8$, Parkfield (1966); et (e) $\mu = 0,2$ et (f) $\mu = 0,8$, Loma Prieta (1989).

Enfin, les figures 4.18 et 4.19 comparent les accélérations horizontales, respectivement entre 0 et 50 s, et entre 5 s et 15 s, obtenues à la tête du système secondaire S3 (SSDL de fréquence propre de 5 Hz) situé à la crête du barrage pour les trois séismes d'entrée, avec un modèle de barrage sans interaction-fluide structure (i.e. sans réservoir), et un modèle où l'interaction barrage-réservoir est modélisée au moyen du MAM. Deux valeurs de coefficient de friction à l'interface SSDL-barrage $\mu = 0,2$ et $\mu = 0,8$ sont considérées. Des différences substantielles sont observées entre les deux types d'accélérations, qui confirment, encore une fois, l'importance de prendre en compte l'effet de l'interaction-barrage réservoir sur la réponse dynamique non-linéaire des structures annexes, quel que soit leur fréquence propre.

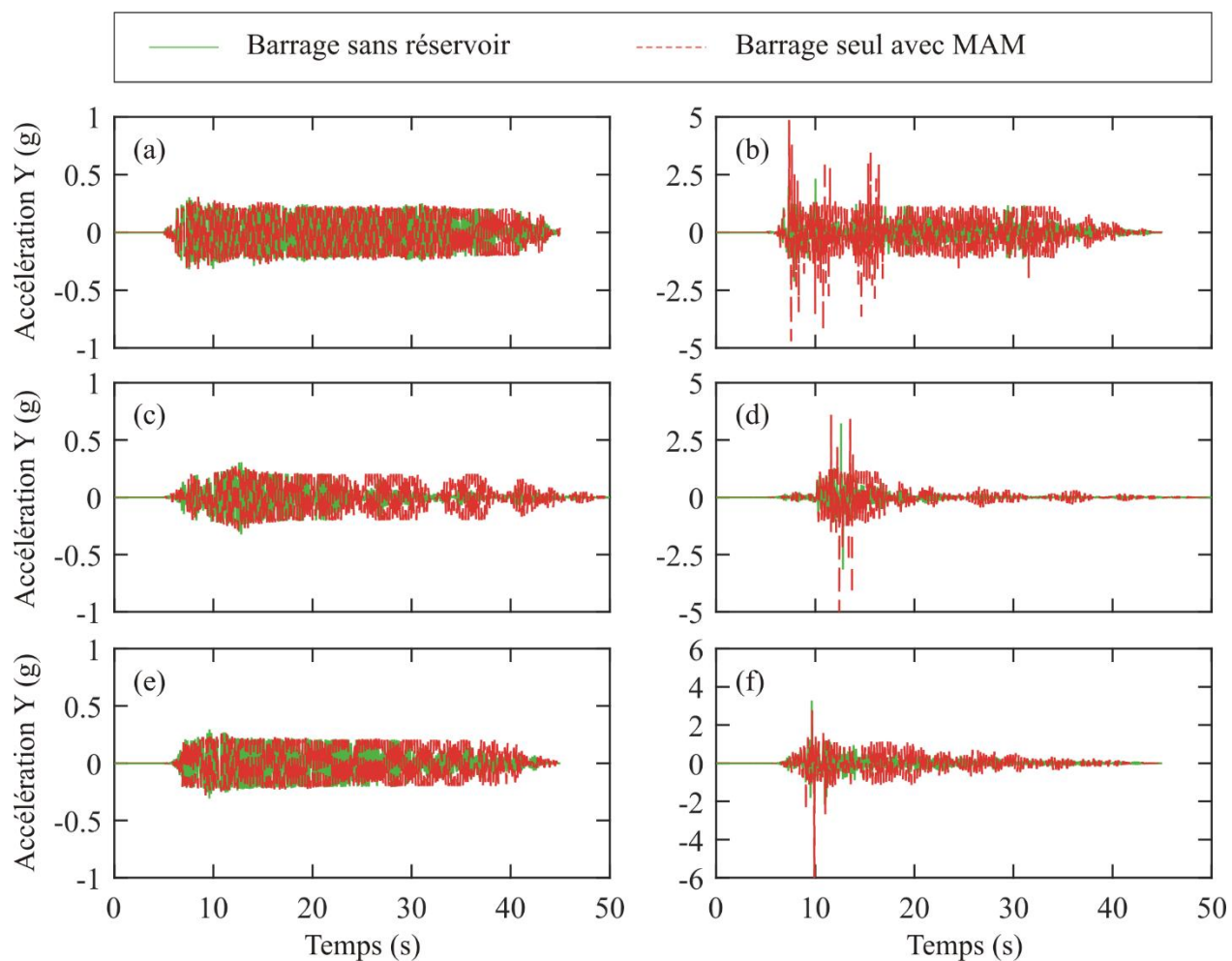


Figure 4.18 Effet de l'interaction fluide-structure sur l'accélération absolue horizontale au sommet de la structure S3 (entre 0 et 50 s), avec un coefficient de friction à l'interface SSDL-barrage μ : (a) $\mu = 0,2$ et (b) $\mu = 0,8$, Imperial Valley (1940); (c) $\mu = 0,2$ et (b) $\mu = 0,8$, Parkfield (1966); et (d) $\mu = 0,2$ et (e) $\mu = 0,8$, Loma Prieta (1989).

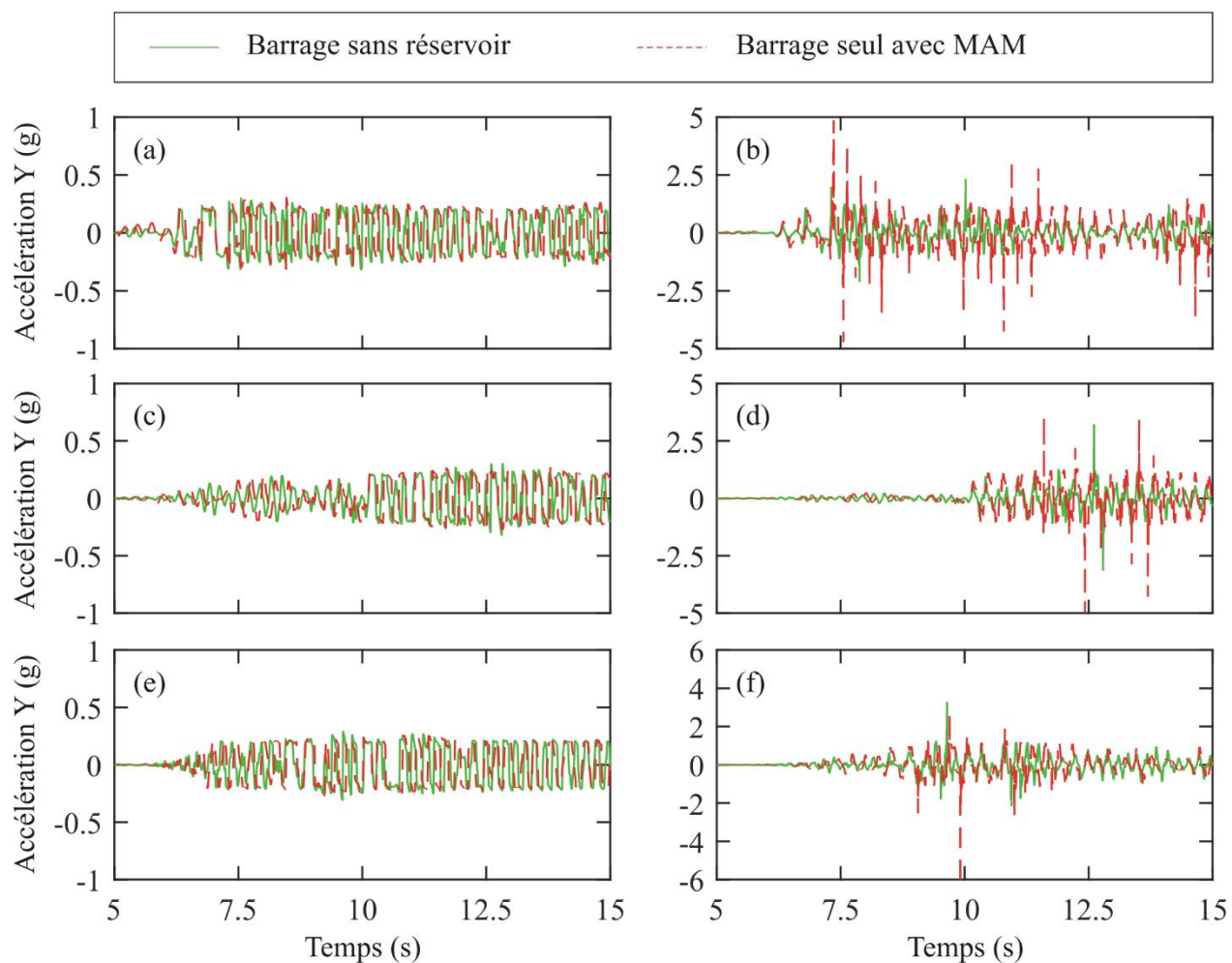


Figure 4.19 Effet de l'interaction fluide-structure sur l'accélération absolue horizontale au sommet de la structure S3 (entre 5 s et 15 s), avec un coefficient de friction à l'interface SSDL-barrage μ : (a) $\mu = 0,2$ et (b) $\mu = 0,8$, Imperial Valley (1940); (c) $\mu = 0,2$ et (d) $\mu = 0,8$, Parkfield (1966); et (e) $\mu = 0,2$ et (f) $\mu = 0,8$, Loma Prieta (1989).

CHAPITRE 5 CONCLUSION

5.1 Synthèse et recommandations

L'évaluation du comportement des structures attenantes aux barrage-poids est d'une grande importance. La méthode courante utilisée pour vérifier le comportement de ces structures consiste par la modélisation par éléments finis à l'aide des logiciels de calcul. Dans le cas où la structure (i.e. en l'occurrence le barrage) est en contact avec l'eau, l'interaction fluide-structure complexifie substantiellement les calculs qui peuvent s'avérer longs et peuvent nécessiter une grande expertise. La méthode de l'accélérogramme modifié (MAM) peut être une solution intéressante pour éviter la complexité de la modélisation des éléments fluides. Ce mémoire avait pour objectif de valider l'applicabilité de cette méthode (MAM) pour étudier le comportement dynamique des structures secondaires, pouvant être berçantes (i.e. non-linéaires), au sein de systèmes barrage-réservoir.

Dans un premier temps, des analyses dynamiques linéaires sont menées afin d'obtenir les spectres de réponse de plancher sur la crête d'un barrage typique modélisé en 2D. Les composantes horizontales de trois séismes présentant des signatures temporelles et des contenus fréquentiels différents ont été sélectionnées. Afin d'évaluer les effets de l'interaction fluide-structure, les résultats du modèle barrage seul sans réservoir, soumis à un accélérogramme d'entrée modifié, ont été comparés avec un barrage vide soumis à un accélérogramme d'entrée d'origine. Ces résultats ont aussi été comparés à ceux issus d'un modèle barrage-réservoir soumis à un accélérogramme d'entrée d'origine.

Dans un second temps, une structure secondaire berçante (i.e. non-linéaire) est implémentée à la crête du modèle du barrage. Une revue de littérature a été menée afin que cette structure secondaire, simplifiée, soit représentative des équipements ou ouvrages pouvant se situer à la crête d'un barrage-poids. Une interface de contact est alors définie entre ce système secondaire et la crête de l'ouvrage. Cette interface permet alors le soulèvement et le glissement du système secondaire. Une étude préliminaire menée au moyen d'un modèle simplifié a été réalisée pour correctement définir les paramètres régissant cette interface de contact. Des analyses dynamiques non-linéaires sont menées avec le système barrage-structure secondaire. De même que précédemment, l'interaction barrage-réservoir est modélisée soit au moyen d'éléments finis fluide, soit au moyen de la méthode

de l'accélérogramme modifié (MAM). Ce travail a permis d'analyser la validité de l'emploi du MAM pour évaluer les accélérations subies par le système secondaire berçant en tenant compte de l'interaction barrage-réservoir.

5.2 Conclusions

Les observations principales suivantes peuvent être formulées à partir des analyses linéaires du barrage-poids étudié:

- L'analyse de la convergence des spectres de plancher suivant la longueur de troncation du barrage-poids a montré que la convergence des résultats ne nécessite pas une très grande longueur de troncature ($L = 5H$ pour les cas étudiés).
- La différence des résultats constatés, pour un barrage sans réservoir, pour les accélérations absolues obtenues et les spectres de réponse de plancher sur la crête du barrage, illustre l'importance de l'effet de l'interaction fluide-structure sur la réponse dynamique des barrages-poids.
- La méthode de l'accélérogramme modifié (MAM) semble fournir des prédictions satisfaisantes de spectres de plancher. Ce résultat suggère que cette méthode simplifiée peut être utilisée pour évaluer la sécurité des structures annexes des barrages lorsque leur comportement demeure linéaire élastique.

Les observations principales suivantes peuvent être formulées à partir des analyses non-linéaires de systèmes barrage-structure secondaire:

- Les résultats confirment l'importance de prendre en compte le possible composant non-linéaire du comportement des structures annexes à la crête du barrage pour évaluer leur réponse dynamique.
- Les résultats soulignent l'importance de la valeur du coefficient de friction μ à l'interface barrage-structure annexe pour évaluer la réponse dynamique non-linéaire de cette dernière. Il a été possible d'observer que si μ est petit, la structure semble essentiellement glisser. Ce glissement provoque alors une dissipation de l'énergie sismique, et l'accélération maximale subie par la structure annexe est plafonnée. En revanche, il a aussi été observé que si μ est élevé, la structure peut avoir un glissement limité, entraînant du bercement et des chocs

d'impact. La structure secondaire subie alors des accélérations maximales beaucoup plus importantes.

- Les résultats suggèrent que l'emploi de la méthode de l'accélérogramme modifié (MAM) pour tenir compte de l'interaction barrage-réservoir permet, dans certains cas, de correctement évaluer les accélérations absolues horizontales subies par une structure annexe de barrage tout en tenant compte de l'interaction barrage-réservoir. Cela est particulièrement observable lorsque le glissement semble prédominer dans le comportement non-linéaire de la structure annexe, i.e. lorsque μ est petit. En revanche, lorsque μ est élevé, la structure secondaire subie de grands pics d'accélération, possiblement dû au bercement. L'emploi du MAM permet d'obtenir des accélérations globalement semblables à celles obtenus avec un modèle comportant des éléments finis de fluide. Des analyses supplémentaires sont cependant requises pour améliorer la précision des prédictions du MAM.
- Les résultats observés confirment l'importance de prendre en compte l'interaction barrage-réservoir pour évaluer la réponse d'un système secondaire non-linéaire. Même si des différences peuvent être observées avec les résultats d'un modèle d'élément fini barrage-réservoir complet, suggérant que des améliorations doivent encore être faites, l'emploi du MAM semble être une piste prometteuse pour évaluer la réponse dynamique d'un système secondaire en prenant en compte cette interaction.

La généralisation de ces observations doit être effectuée avec prudence, car celles-ci ont été effectuées avec seulement une géométrie de barrage-poids, trois séismes de l'Ouest Nord-Américain et trois systèmes secondaires différents.

5.3 Perspectives et travaux futurs

Les travaux futurs suite à ce mémoire peuvent être distingués sous deux volets :

- Élargir la base des cas analyses, en étudiant d'autres géométries de systèmes barrage-réservoir, de séismes, et de systèmes secondaires positionnés à la crête du barrage ou ailleurs.
- Améliorer la formulation du MAM et du traitement des résultats pour tenir compte de l'effet des non-linéarités associées au comportement des structures secondaires.

ANNEXE A AMORTISSEMENT MODAL ET AMORTISSEMENT DE RAYLEIGH

Le coefficient d'amortissement ξ est une représentation numérique de la dissipation d'énergie. Il augmente avec le niveau de dégradation du béton, donc avec son niveau de déformation. La valeur admise pour le pourcentage d'amortissement critique du béton non fissuré est de 5%. En cas de fissuration, ces valeurs sont généralement comprises entre 7% et 10% (MEDDE-DGPR, 2014).

On distingue deux types d'amortissement selon la méthode d'analyse choisie. Ainsi, lors d'une analyse dynamique par superposition modale, un amortissement modal constant ξ_n de 5%, comme mentionné ci-haut, est utilisé pour tous les modes considérés. Cependant, si une analyse dynamique par intégration directe est menée, l'amortissement de Rayleigh est utilisé. Lord Rayleigh a montré que la matrice d'amortissement C peut être proportionnelle à la matrice de masse M et / ou à la matrice de rigidité K et satisfait la relation suivante:

$$C = a_0 M + a_1 K \quad (\text{A.1})$$

Où a_0 et a_1 sont les coefficients de l'amortissement de Rayleigh.

Pour un mode de vibration i donné, l'amortissement modal est exprimé en fonction des coefficients a_0 et a_1 et de la pulsation propre du mode considéré :

$$\xi_i = \frac{a_0}{2w_i} + \frac{w_i a_1}{2} \quad (\text{A.2})$$

En considérant deux modes i et j ayant respectivement des pulsations w_i et w_j , l'équation (A.2) peut être résolue pour déterminer les coefficients de Rayleigh a_0 et a_1 . Pour un amortissement constant ξ pour les deux modes, ils sont ainsi définis :

$$a_0 = \xi \frac{2w_i w_j}{w_i + w_j} \quad (\text{A.3})$$

$$a_1 = \xi \frac{2}{w_i + w_j} \quad (\text{A.4})$$

Une fois les coefficients de Rayleigh déterminés, l'équation (A.1) peut être résolue. De plus, la variation des ratios d'amortissement en fonction de la pulsation propre peut être tirée à partir de des équations (A.2) et (A.3). Le tracé est montré sur la figure (A.1). On peut remarquer que

l'amortissement est très élevé pour les modes ayant une fréquence inférieure à w_i et supérieure à w_j , et plus faible pour les fréquences intermédiaires. Ceci nous emmène à conclure que l'effet des modes ayant un amortissement très élevé, est minime sur la réponse dynamique de la structure, et par suite il faut bien choisir les deux fréquences de contrôle w_i et w_j de manière à inclure tous les modes qui contribuent le plus à la réponse dynamique. Chopra (2007) indique que les modes choisis doivent permettre de définir un ratio d'amortissement raisonnable pour les autres modes qui ont une contribution significative à la réponse du système étudié. Dans la pratique, la fréquence fondamentale est choisie comme première fréquence de contrôle $w_i = w_1$ et la deuxième fréquence de contrôle w_j choisie est l'une des plus hautes fréquences parmi les modes qui contribuent le plus à la réponse dynamique.

Dans la pratique, on utilise souvent un amortissement visqueux C soit proportionnel juste à la masse $C = a_0 M$ ou à la rigidité $C = a_1 K$ USSD (2017). Dans ces cas, le taux d'amortissement devient respectivement $\xi_i = \frac{a_0}{2w_i}$, et $\xi_i = \frac{w_i a_1}{2}$. Le mode fondamental de la structure est choisi pour déterminer les coefficients de Rayleigh. Ces variations de l'amortissement modal sont présentées à la figure (A.1). Il est possible de constater que pour un amortissement du système proportionnel à la rigidité, les modes supérieurs de la structure seront très amortis, ceci peut être expliqué comme dû à la dissipation d'énergie à la suite de la déformation de la structure soumise à une sollicitation sismique. Cependant, pour un amortissement du système proportionnel à la masse, les modes supérieurs de la structure seront très peu amortis. Chopra (2007) souligne qu'il est beaucoup plus difficile d'interpréter physiquement ce cas. Hall (2006) indique qu'il ne peut pas exister dans une structure réelle, mais reste néanmoins utilisé pour contrôler le ratio d'amortissement modal ξ_n .

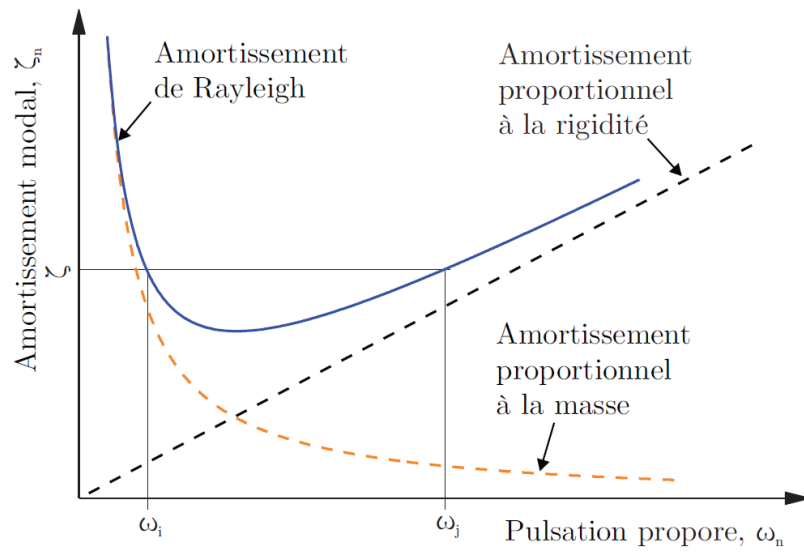


Figure A. 1 Variation du ratio d'amortissement modal en fonction de la pulsation propre, adaptée de chopra (2007).

RÉFÉRENCES

- ADINA. (2021). *Theory and Modeling Guide* (Rapport n° ARD 06-7). Watertown, MA, USA.: ADINA R & D, Inc. .
- Apostolou, M., Gazetas, G., & Garini, E. (2007). Seismic response of slender rigid structures with foundation uplifting. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 27, 642-654.
- Bouaanani, N., & Lu, F. Y. (2009). Assessment of potential-based fluid finite elements for seismic analysis of dam–reservoir systems. *Computers and Structures*, 87, 206-224.
- Bouaanani, N., & Renaud, S. (2014). Effects of fluid–structure interaction modeling assumptions on seismic floor acceleration demands within gravity dams. *Engineering Structures*, 67, 1-18.
- Chopra, A. K. (1970). *Earthquake response of concrete gravity dams*. University of California, Berkeley, California.
- chopra, A. K. (2007). *Dynamics of structures : theory and applications to earthquake engineering*.
- Chopra, A. K., & Yim, C.-S. (1985). Simplified earthquake analysis of structures with foundation uplift. *Journal of Structural Engineering*, 111, 906-930.
- Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings (2000).
- Everstine, G. C. (1981). A symmetric potential formulation for fluid-structure interaction. *Journal of Sound and Vibration*, 79(1), 157-160.
- Fenves, G., & Chopra, A. K. (1984). *Earthquake analysis and response of concrete gravity dams*. University of California, Berkeley, California.
- Fenves, G., & Chopra, A. K. (1985). Simplified earthquake analysis of concrete gravity dams: Separate hydrodynamic and foundation interaction effects. *Journal of Engineering Mechanics*, 111(6), 715-735.
- FERC. (2002). *Engineering guidelines for the evaluation of hydropower projects – Draft chapter III : Gravity Dams*, : Federal Energy Regulatory Commission, Office of energy projects.
- Ghrib, F., Legér, P., Tinawi, R., Lupien, R., & Veilleux, M. (1997). Seismic safety evaluation of gravity dams. *Journal of Hydropower and dams*, 4(126), 126-138.
- Gouvernement du Québec. (2002). *Québec dam safety regulation*. gazette officielle
- Hall, J. F. (2006). Problems encountered from the use (or misuse) of Rayleigh damping. *Earthquake engineering and structural dynamics*, 35, 525-545.
- Hall, J. F., & Chopra, A. K. (1982). Two-dimensional dynamic analysis of concrete gravity and embankment dams including hydrodynamic effects. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 10(2), 305-332.
- Housner, G. W. (1963). The behavior of inverted pendulum structures during earthquakes. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 53, 403-417.

- Huckelbridge, A. A., & Clough, R. W. (1978). Seismic response of uplifting building frame. *Journal of the Structural Division*, 104(8), 1211-1229.
- Humar, J. L., & Jablonski, A. M. (1988). Boundary element reservoir model for seismic analysis of gravity dams. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 16(8), 1129-1156.
- Hydro-Québec. (2003). *Guide pour l'évaluation de la sécurité sismique des barrages*.
- Leclercq, R. (2019). *Performance sismique des évacuateurs de crues : application d'une méthodologie pour la considération des incertitudes de modélisation*. (POLYTECHNIQUE MONTRÉAL).
- Makris, N., & Konstantinidis, D. (2003). The rocking spectrum and the limitations of practical design methodologies. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 32, 265-289.
- MEDDE-DGPR. (2014). *Risque sismique et sécurité des ouvrages hydrauliques*.
- Meek, J. W. (1975). Effects of foundation tipping on dynamic response. *Journal of the Structural Division*, 101(7), 1297-1311.
- Miquel, B., & Bouaanani, N. (2012). Accounting for Earthquake-Induced Dam-Reservoir Interaction Using Modified Accelerograms. *Journal of structural engineering*, 139(9), 1608-1617.
- Palmeri, A., & Makris, N. (2008). Response analysis of rigid structures rocking on viscoelastic foundation. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 37, 1039-1063.
- PEER. (2022). Pacific earthquake engineering research center. <https://peer.berkeley.edu/>
- Psycharis, I. N. (1991). Effect of base uplift on dynamic response of SDOF structures. *Journal of structural engineering*, 117(3).
- Psycharis, I. N., & Jennings, P. C. (1983). Rocking of slender rigid bodies allowed to uplift. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 11, 57-76.
- SINGH, M. P. (1975). Generation of seismic floor spectra. *Journal of Engineering Mechanics Division, ASCE*, 101, 593-607.
- Smith, M. (2006). *Dam risk analysis using bayesian networks*. Communication présentée à Engineering conferences international.
- Sommerfeld, A. (1949). *Partial differential equations in physics*. New York : Academic Press.
- Tinta, S. (2017). *Effets de la composante verticale des séismes sur le comportement sismique des structures et équipements annexes aux barrages en béton*. (POLYTECHNIQUE MONTRÉAL).
- Uchita, Y., Noguchi, Y., & Saouma, V. (2005). Seismic Dam Safety Research. *International Water Power & Dam Construction*, 1, 16-22.
- United States Committee on Large Dams (USCOLD). (2000). *Observed Performance of Dam During Earthquakes*. Denver.
- USACE. (1999). *Response spectra and seismic analysis for concrete hydraulic structures* (Rapport n° EM 1110-2-6050, Engineering and Design). United States Army Corps of Engineers, Washington.

- USACE. (2003). *Time history dynamic analysis of concrete hydraulic structures* (Rapport n° EM 1110-2-6050, Engineering and Design). United States Army Corps of Engineers, Washington.
- USSD. (2014). *Observed performance of dams during earthquakes volume III*.
- USSD. (2017). "It's a small world : Managing our water resources", dans *37th Annual USSD Conference Anaheim, California*.
- Villaverde, R. (1997). Seismic design of secondary structures: state of the art. *Structural Engineering*, 123(8), 1011-1019.
- Westergaard, H. M. (1933). Water pressures on dams during earthquakes. *Journal of ASCE Transactions*, 98(2), 418-472.
- Yim, C.-S., & Chopra, A. K. (1984). Dynamics of structures on two-spring foundation allowed to uplift. *Journal of Engineering Mechanics*, 110, 1124-1146.
- Yim, C.-S., Chopra, A. K., & Penzien, J. (1980). *Rocking response of rigid blocks to earthquakes*. Berkeley, California:
- Zienkiewicz, O. C., & Newton, R. E. (1969). *Coupled vibrations in a structure submerged in a compressible fluid*. Communication présentée à International symposium on finite element techniques, Stuttgart.