

Titre: Nouvel algorithme pour l'analyse non-linéaire simplifiée de la
Title: stabilité sismique des barrages poids

Auteur: Elisa Messio
Author:

Date: 2016

Type: Mémoire ou thèse / Dissertation or Thesis

Référence: Messio, E. (2016). Nouvel algorithme pour l'analyse non-linéaire simplifiée de la
stabilité sismique des barrages poids [Mémoire de maîtrise, École Polytechnique
de Montréal]. PolyPublie. <https://publications.polymtl.ca/2207/>
Citation:

Document en libre accès dans PolyPublie Open Access document in PolyPublie

URL de PolyPublie: <https://publications.polymtl.ca/2207/>
PolyPublie URL:

Directeurs de recherche: Najib Bouaanani, & Benjamin Miquel
Advisors:

Programme: Génie civil
Program:

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

NOUVEL ALGORITHME POUR L'ANALYSE NON-LINÉAIRE SIMPLIFIÉE DE LA
STABILITÉ SISMIQUE DES BARRAGES POIDS

ELISA MESSIO

DÉPARTEMENT DES GÉNIES CIVIL, GÉOLOGIQUE ET DES MINES
ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

MÉMOIRE PRÉSENTÉ EN VUE DE L'OBTENTION
DU DIPLÔME DE MAÎTRISE ÈS SCIENCES APPLIQUÉES
(GÉNIE CIVIL)
JUIN 2016

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

Ce mémoire intitulé :

NOUVEL ALGORITHME POUR L'ANALYSE NON-LINÉAIRE SIMPLIFIÉE DE LA
STABILITÉ SISMIQUE DES BARRAGES POIDS

présenté par : MESSIO Elisa

en vue de l'obtention du diplôme de : Maîtrise ès sciences appliquées
a été dûment accepté par le jury d'examen constitué de :

M. LÉGER Pierre, Ph. D., président

M. BOUAANANI Najib, Ph. D., membre et directeur de recherche

M. MIQUEL Benjamin, Ph. D., membre et codirecteur de recherche

M. BEN FTIMA Mahdi, Ph. D., membre

REMERCIEMENTS

Je tiens à remercier mon directeur de recherche, le Professeur Najib Bouaanani, ing., Ph.D, pour son implication dans mon projet de recherche et ses conseils avisés. Je tiens aussi à remercier mon co-directeur de recherche M. Benjamin Miquel, ing., Ph.D, pour son suivi du projet de recherche.

Je remercie également les Professeurs Pierre Léger, ing., Ph.D, et Mehdi Ben Ftima, ing., Ph.D, pour avoir respectivement accepté d'être président et membre de mon jury.

Je voudrais remercier la société Hydro-Québec et le Conseil de la Recherche en Sciences Naturelles et en Génie du Canada (CRSNG) pour leur soutien financier.

Je tiens également à remercier l'École Polytechnique de Montréal et l'École Polytechnique ParisTech pour leur accord de coopération qui m'a permis de suivre ce programme en double diplôme. Je pense tout particulièrement à Mme Coline Briquet, chargée de coopération internationale, qui m'a conseillée et rassurée au cours des démarches d'admission.

Je remercie aussi particulièrement Sylvain Renaud pour ses nombreux conseils avisés dans le domaine de la stabilité sismique des barrages, qui m'ont aidé à aller plus loin dans mon projet de recherche.

Pour finir, je remercie Cyril Addi pour son soutien au quotidien, ainsi que mes colocataires (passés et présents), mes amis et ma famille avec qui j'ai passé de très bons moments au cours de ces deux ans à Montréal.

RÉSUMÉ

Ce mémoire propose un algorithme pratique pour l'évaluation de la stabilité sismique de barrages poids en béton. L'objectif est de déterminer rapidement et facilement la réponse sismique non-linéaire d'un barrage poids en prenant en compte l'apparition d'interface(s) de glissement à l'interface barrage-roc et/ou aux joints béton-béton. Les méthodes simplifiées actuelles ne permettent en général pas de prendre en considération ce type de non-linéarités, hors elles peuvent avoir un impact important sur l'évaluation de la sécurité du barrage.

On considérera la modélisation bi-dimensionnelle d'un plot de barrage, successivement rigide et flexible. L'interaction barrage-réservoir sera modélisée de manière simplifiée grâce à la formulation de Westergaard, mais on négligera l'interaction barrage-fondation. Deux géométries de barrage, de taille moyenne et grande, sont étudiées et les chargements sismiques sont issus de deux séismes sélectionnés pour la différence de leur contenu fréquentiel.

Le comportement des interfaces non-linéaires de contact, basé sur le critère de rupture de Mohr-Coulomb, est étudié dans le cadre de la méthode des éléments finis via le logiciel commercial ADINA (2015) et le logiciel libre Code Aster (2016). Les éléments de contact de ces divers logiciels sont évalués et serviront de base à l'élaboration et la vérification du nouvel algorithme. L'optimisation de celui-ci consiste également en une simplification du modèle linéaire de barrage grâce à l'utilisation d'un modèle multi-poutres équivalent. La construction de ce type de modèle est validée par un logiciel d'analyse de stabilité statique de barrages existant, Cadam 3D (2012).

L'algorithme issu de ce projet combine des simplifications dans le domaine linéaire et non-linéaire. Il est implémenté sous Matlab (2015), ce qui offre d'un côté la facilité d'utilisation et de l'autre la possibilité d'ajouter des fonctionnalités avancées pour les utilisateurs confirmés. Sa performance est évaluée en terme de rapidité et de fiabilité et comparée avec celle d'un modèle par éléments finis complet ou partiellement simplifié (modèle multi-poutres doté d'une interface non-linéaire). On considère successivement un modèle rigide et flexible présentant une unique fissure à l'interface barrage-fondation et un modèle rigide présentant de multiples fissurations. Les cas d'illustration étudiés ici permettent également de souligner les simplifications parfois abusives qui peuvent être faites dans le cadre d'analyses simplifiées de la stabilité sismique des barrages, comme la rigidité du barrage, l'amortissement nul, la cohésion nulle, ou son glissement sans basculement par exemple.

ABSTRACT

This work proposes a new practical algorithm to evaluate the seismic stability of concrete gravity dams. The objective is to quickly determine the non-linear seismic response of a gravity dam with one or more sliding interfaces located at the dam-rock interface and/or at uplift joints. Current simplified methods generally do not include sliding at various non-linear interfaces, which may have a major impact on the outcome of dam seismic stability analyses.

In this work, 2D models of gravity dam monoliths are studied, considered either rigid or flexible. Reservoir effects are implemented using the simplified added-mass Westergaard formulation, while dam-foundation interaction is neglected. Two dam geometries are considered and are subjected to earthquake loads from two historical events for illustration purposes.

The non-linear behaviour of the concrete-concrete or concrete-rock interfaces is based upon the Mohr-Coulomb failure criterion. This behaviour is first investigated through finite element software ADINA (2015) and Code Aster (2016), the performances of which are examined and compared. A new algorithm is then developed based on a multi-beam (stick) model equivalent to the 2D finite element model of the dam. The construction of the multi-beam model is illustrated and the different steps of the proposed algorithm are detailed and presented through flowcharts.

The new algorithm is implemented in Matlab (2015) and its performance is evaluated in terms of computation time and accuracy of the results when compared to a 2D finite element simulation. Rigid and flexible dam monoliths with a single crack at the dam-rock interface are studied, then rigid dams with multiple non-linear interfaces at the uplift joints. Conclusions and suggestions to improve the proposed algorithm are presented.

TABLE DES MATIÈRES

REMERCIEMENTS	iii
RÉSUMÉ	iv
ABSTRACT	v
TABLE DES MATIÈRES	vi
LISTE DES FIGURES	ix
LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS	xiii
LISTE DES ANNEXES	xvii
 CHAPITRE 1 INTRODUCTION	 1
1.1 Contexte de l'étude	1
1.2 Problématique	2
1.3 Objectifs	2
1.4 Méthodologie	3
1.5 Organisation du mémoire	4
 CHAPITRE 2 REVUE DE LITTÉRATURE	 5
2.1 Introduction	5
2.2 Nécessité de l'analyse sismique des barrages-poids	5
2.3 Méthodes d'évaluation du comportement sismique des barrages-poids	7
2.3.1 Techniques expérimentales	7
2.3.2 Méthodes numériques	8
2.3.3 Méthode des éléments finis	9
2.3.4 Méthode pratique	15
2.4 Analyse non-linéaire simplifiée pour l'évaluation du glissement de structures	16
2.5 Analyse dynamique linéaire simplifiée : les modèles bâtons	17
2.5.1 Domaines d'application actuels	20
2.5.2 Méthodes de modélisation	21
2.5.3 Modèles non-linéaires	23
 CHAPITRE 3 ÉLÉMENTS FINIS DE CONTACT	 25

3.1	Introduction	25
3.2	Présentation des logiciels utilisés	25
3.3	Eléments finis de contact	25
3.3.1	Logiciel d'éléments finis ADINA	25
3.3.2	Code Aster	26
3.4	Vérification de la modélisation du glissement à l'interface	29
3.4.1	Exemple d'illustration	29
3.4.2	Comportement statique	29
3.4.3	Comportement dynamique	31
3.5	Conclusion	35
 CHAPITRE 4 NOUVEL ALGORITHME DEVELOPPÉ ET VÉRIFICATIONS . . .		37
4.1	Introduction	37
4.2	Formulation théorique de l'algorithme	37
4.2.1	Hypothèses de base	37
4.2.2	Modèle multi-poutres et analyse non-linéaire simplifiée d'un barrage présentant une interface barrage-roc	37
4.2.3	Multiplicité des interfaces non-linéaires au sein du barrage	46
4.3	Exemples illustratifs	50
4.4	Résultats et discussions	54
4.4.1	Effet du nombre d'éléments du modèle multi-poutres	54
4.4.2	Effets des propriétés mécaniques de l'interface barrage-roc	55
4.4.3	Effet du nombre d'interfaces de glissement	58
4.4.4	Effets de l'amortissement	58
4.4.5	Effets de la flexibilité des barrages	58
4.5	Conclusion	62
 CHAPITRE 5 CONCLUSIONS		65
5.1	Synthèse des travaux	65
5.2	Limitations de la solution proposée et améliorations futures	66
 RÉFÉRENCES		68
 ANNEXES		74

LISTE DES FIGURES

Figure 2.1	Exemple de barrage poids en béton exploité par Hydro Québec : le barrage de la Trenche.	6
Figure 2.2	Modèle de monolithe et instrumentation de l'essai sur table vibrante (Tinawi et al., 2000)	7
Figure 2.3	Méthode de calcul des forces de sous-pression à l'interface barrage-roc [adaptée de USACE (1995)]	12
Figure 2.4	(a) Dam-water foundation rock system; (b) Substructure representation of dam-water foundation rock system [Tiré de Chopra et Chakrabarti (1981)]	14
Figure 2.5	Accélération, vitesse et déplacement absolu des blocs au cours des différentes phases de glissement (Aslam et al., 1975)	18
Figure 2.6	Post-processeur non-linéaire (Miquel et al., 2013)	19
Figure 2.7	Géométrie d'une structure de prise d'eau et son modèle bâton associé (Lefrançois et al., 2014)	21
Figure 3.1	Éléments de contact (TEC) implémentés sous ADINA [Tiré de Renaud et al. (2016)].	27
Figure 3.2	(a) Elements joints dans le code_Aster; (b) Interface de contact dans ADINA.	27
Figure 3.3	Loi de comportement JOINT_MECA_FROT.	29
Figure 3.4	Chargement statique des blocs.	30
Figure 3.5	Contrainte de cisaillement à l'interface à la limite de glissement en fonction de la contrainte normale pour une cohésion de 100kPa avec un angle de frottement de (a) $\phi = 35^\circ$ et (b) $\phi = 55^\circ$	30
Figure 3.6	Modèle utilisé pour la comparaison des interfaces non-linéaires des logiciels ADINA et Code Aster au cours d'une analyse sismique.	32
Figure 3.7	Glissement horizontal du bloc supérieur, sous un chargement sinusoïdal d'amplitude de 0,5g et de fréquence $f = 5$ Hz, issu des analyses dynamiques en utilisant ADINA et Code Aster (avec le schéma d'intégration temporel de Newmark ou HHT).	33
Figure 3.8	Accélération horizontale du bloc supérieur, sous un chargement sinusoïdal d'amplitude de 0.5g et de fréquence $f = 5$ Hz, issu des analyses dynamiques en utilisant ADINA et Code Aster (avec le schéma d'intégration temporel de Newmark ou HHT).	33

Figure 3.9	Modèle utilisé pour la comparaison des interfaces non-linéaires implémentées sous les logiciels ADINA et Code Aster au cours d'une analyse sismique.	34
Figure 3.10	Glissement horizontal du bloc supérieur soumis à un accélérogramme sinusoïdal d'amplitude de 10 g et de fréquence $f = 5$ Hz, avec $\phi = 25^\circ$ et (a) $c=0$ kPa ou (b) $c=50$ kPa.	35
Figure 3.11	Glissement horizontal du bloc supérieur soumis à un extrait de l'accélérogramme de El Centro amplifié 5 fois, avec $\phi = 25^\circ$ et (a) $c=0$ kPa ou (b) $c=50$ kPa.	36
Figure 4.1	(a) Le système étudié comprend le barrage et son réservoir mais pas sa fondation (b) Le modèle de ce système est soumis à un séisme et présente une ou plusieurs interfaces non-linéaires.	38
Figure 4.2	Schéma simplifié du fonctionnement de l'algorithme d'analyse de stabilité non-linéaire.	38
Figure 4.3	Le modèle multi-poutres est construit d'après les propriétés géométriques du barrage.	39
Figure 4.4	Algorithme d'analyse non-linéaire simplifiée de la stabilité du barrage (a) entre chaque phase de glissement (b) pour $t_1 < t < t_2$ et (c) pour $t_2 < t < t_3$	45
Figure 4.5	Bilan des forces transmises au bloc B_i dans le cas où (a) l'interface I_{i+1} est non-glissante et (b) l'interface I_{i+1} est glissante	47
Figure 4.6	Constitution des groupes de blocs du barrage en fonction de l'état des interfaces	47
Figure 4.7	L'algorithme développé pour obtenir la réponse sismique non-linéaire d'un barrage présentant de multiples interfaces de glissement est basé sur l'algorithme pour une simple interface, appliqué à chaque interface de façon adéquate.	49
Figure 4.8	Géométries des barrages étudiés : (a) Barrage B35, (b) Barrage B90.	51
Figure 4.9	Accélérations sismiques utilisées : (a) Composante horizontale du séisme de Imperial Valley (1940) enregistré à la station El Centro et (b) son spectre, (c) Composante horizontale du séisme de Parkfield (1966) enregistré à la station Cholame numéro 5 et (d) son spectre.	52
Figure 4.10	Modèles utilisé : (a) Modèle par éléments finis 2D à 4 noeuds du barrage B35, (b) Modèle par éléments finis 2D à 4 noeuds du barrage B90, (c) Modèle multi-poutres du barrage B35, (d) Modèle multi-poutres du barrage B90.	53

Figure 4.11	Modèle complet par éléments finis du B35 présentant 3 interfaces de glissement, en position initiale et avec différents glissements résiduels pour chaque bloc.	54
Figure 4.12	Courbe de réponse en fréquence en terme d'amplitude de l'accélération horizontale au sommet pour les MEF2D (Modèle Complet par Éléments Finis 2D), MMP (Modèle Multi-Poutres) et pour la modélisation sous Matlab avec (a) et (b) $n=10$; (c) et (d) $n=50$; (e) et (f) $n=100$	56
Figure 4.13	Glissements obtenus pour les modèles des barrages rigides B35 et B90, soumis au séisme de Imperial Valley avec : (a) et (c) $\phi=45^\circ$, ou (b) et (d) $\phi=35^\circ$	57
Figure 4.14	Comparaison des courbes de glissement des modèles rigides soumis au séisme de Imperial Valley ((a), (b), (c) et (d)) ou de Parkfield ((e), (f), (g) et (h)), avec un angle de friction $\phi = 35^\circ$ et différents valeurs de cohésion.	59
Figure 4.15	Comparaison du déplacement de chaque bloc du barrage B35 rigide soumis au séisme de Imperial Valley avec (a) $\mu_b=0.8$; $\mu_1=0.7$; $\mu_2=0.3$ (b) $\mu_b = 1.42$; $\mu_1 = 0.7$; $\mu_2 = 0.3$ (c) $\mu_b = 0.7$; $\mu_1 = 1.42$; $\mu_2 = 0.3$ (d) $\mu_b = 1.42$; $\mu_1 = 1.42$; $\mu_2 = 0.3$	60
Figure 4.16	Glissements obtenus en utilisant l'algorithme proposé et le modèle par éléments finis 2D pour (a) le barrage B35 avec $\xi=0\%$; (b) le barrage B35 avec $\xi=5\%$ (sauf pour RS-Dam); (c) le barrage B90 avec $\xi=0\%$; (d) le barrage B90 avec $\xi=5\%$ (sauf pour RS-Dam)	61
Figure 4.17	Comparaison des courbes de glissement des modèles flexibles soumis au séisme de Imperial Valley ((a), (b), (c) et (d)) ou de Parkfield ((e), (f), (g) et (h)), avec un angle de friction $\phi=35^\circ$ et différents valeurs de cohésion.	63
Figure 4.18	Comparaison du déplacement de la base du barrage B35 amplifié 100 fois horizontalement et 5000 fois verticalement pour le barrage (a) rigide et (b) flexible soumis au séisme de Imperial Valley.	64
Figure A.1	Maillage du modèle par éléments finis 2D du barrage B35.	74
Figure A.2	Exemple d'utilisation du logiciel CADAM3D pour exporter un modèle multi-poutres SAP2000 à 50 éléments à partir de la géométrie de la section du barrage.	75

Figure A.3	Comparaison des fréquences propres des 5 premiers modes des modèles multi-poutres issus de CADAM3D avec ceux du modèle éléments finis 2D.	76
Figure A.4	Comparaison des fréquences propres des 5 premiers modes du modèle par éléments finis 2D avec ceux des modèles multi-poutres composés d'éléments poutre à formulation isoparamétrique avec matrice de masse à formulation : (a) consistante, ou (b) concentrée.	77
Figure A.5	Comparaison des fréquences propres des 5 premiers modes du modèle par éléments finis 2D avec ceux des modèles multi-poutres composés d'éléments poutre à formulation d'Hermite avec matrice de masse à formulation : (a) consistante, ou (b) concentrée.	77

LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS

A	Aire non-fissurée de l'interface
$A^{(i)}$	Aire du $i^{\text{ème}}$ élément poutre
$A_i^{(\text{TEC})}$	Aire de la section du TEC i
$A_s^{(\text{e})}$	Aire de cisaillement de l'élément
$A_s^{(i)}$	Aire de cisaillement du $i^{\text{ème}}$ élément poutre
B35	Barrage illustratif de 35 m de haut
B90	Barrage illustratif de 90 m de haut
$B_i^{(j)}$	$j^{\text{ième}}$ bloc du groupe i
C	Matrice d'amortissement de Rayleigh
c	Cohésion
E	Efficacité du drain
$E_i^{(\text{TEC})}$	Module d'élasticité du TEC i
F	Vecteur de la force appliquée au modèle
F*	Vecteur de la force appliquée au modèle modifié par l'accélération de glissement
$F_i^{(\text{TEC})}$	Force de cisaillement résultant du TEC i
$F_{i,\max}^{(\text{TEC})}$	Force de cisaillement maximale résultant du TEC i
f	Fréquence
FSG	Facteur de Sécurité au Glissement
G	Module de cisaillement
G_i	Groupe de blocs solidaires
g	Accélération de pesanteur
H_1	Hauteur de l'eau en amont
H_2	Hauteur de l'eau en aval
H_4	Hauteur du drain
H_e	Niveau d'eau dans le réservoir
H_s	Résultante horizontale des pressions hydrostatiques
$I^{(i)}$	Moment d'inertie du $i^{\text{ème}}$ élément poutre
$I^{(\text{e})}$	Moment d'inertie de l'élément
I_i	Interface à la base du $i^{\text{ème}}$ bloc
K	Matrice de rigidité
K	Ecrouissage
k	Nombre de groupes

k_s	Coefficient d'aire de cisaillement
$\mathbf{k}^{(e)}$	Matrice de rigidité élémentaire
L	Largeur du barrage à la base
$L_i^{(\text{TEC})}$	Longueur du TEC i
$L_s^{(e)}$	Longueur de l'élément
\mathbf{M}	Matrice de masse
\mathbf{M}^*	Matrice de masse de la structure seule
M_{tot}	Masse totale du modèle multi-poutres
M_{tot}^*	Masse totale de la structure seule du modèle multi-poutres
\mathcal{M}_b	Moment fléchissant à l'interface
M_{sup}	Masse du bloc supérieur
m_i	Masses concentrées de Westergaard
MEF2D	Modèle par Éléments Finis 2D
MMP	Modèle Multi-Poutres
\mathcal{N}_b	Effort normal à l'interface
\mathcal{N}_i	Effort normal à l'interface inférieure du bloc i
n_i	Nombre de blocs dans le groupe i
$n_i^{(\text{inf})}$	Noeud inférieur du $i^{\text{ème}}$ élément poutre
$n_i^{(\text{sup})}$	Noeud supérieur du $i^{\text{ème}}$ élément poutre
p_i	Profondeur du noeud i par rapport à la surface libre
\mathbf{R}	Vecteur de la réaction du modèle
S_i	Surface tributaire
s	Déplacement relatif
TEC	Truss Element for Cohesion
U	Résultante verticale des sous-pressions
\mathbf{U}	Vecteur des déplacements aux noeuds
\mathbf{U}_a	Vecteur des déplacements aux noeuds supérieurs
\mathbf{U}_b	Vecteur des déplacements au noeud à l'interface
$u_i^{(\text{inf})}$	Translation horizontale du noeud $n_i^{(\text{inf})}$
$u_i^{(\text{sup})}$	Translation horizontale du noeud $n_i^{(\text{sup})}$
u_b	Déplacement à l'interface de glissement
\dot{u}_b	Vitesse à l'interface de glissement
\ddot{u}_b	Accélération à l'interface de glissement
\ddot{u}_g	Accélération du sol
u_{inf}	Déplacement du bloc inférieur
\dot{u}_{inf}	Vitesse du bloc inférieur

\ddot{u}_{inf}	Accélération du bloc inférieur
u_{sup}	Déplacement du bloc supérieur
\dot{u}_{sup}	Vitesse du bloc supérieur
\ddot{u}_{sup}	Accélération du bloc supérieur
V_i	Volume tributaire du noeud i
\mathcal{V}_b	Effort de cisaillement à l'interface
$\mathcal{V}_{\text{stat}}$	Effort de cisaillement obtenu par analyse statique
\mathcal{V}_{dyn}	Effort de cisaillement supplémentaire du à l'analyse dynamique
$\mathcal{V}_b^{(\text{d})}$	Force de cisaillement liée à l'amortissement
$\mathcal{V}_b^{(\text{s})}$	Force de cisaillement liée aux effets dynamique du glissement
\mathcal{V}_b^*	Force de cisaillement à l'interface modifiée par l'accélération de glissement
$\mathcal{V}_b^{(\text{dyn})}$	Force de cisaillement à l'interface due à l'accélération de glissement
$\mathcal{V}_b^{(\text{tot})}$	Force de cisaillement totale à l'interface
\mathcal{V}_i	Effort de cisaillement à l'interface inférieure du bloc i
$\mathcal{V}_{\text{nli}_i}^{(j)}$	Effort de cisaillement à l'interface inférieure du $j^{\text{ième}}$ bloc du groupe i au cours de l'analyse non-linéaire
$v_i^{(\text{inf})}$	Translation verticale du noeud $n_i^{(\text{inf})}$
$v_i^{(\text{sup})}$	Translation verticale du noeud $n_i^{(\text{sup})}$
W	Poids propre du barrage
X	Distance du drain au réservoir
α	Paramètre d'amortissement de la méthode HHT
α_M	Coefficient d'amortissement de Rayleigh lié à la masse
α_K	Coefficient d'amortissement de Rayleigh lié à la rigidité
β	Coefficient du schéma d'intégration de Newmark
$\Delta_i^{(\text{TEC})}$	Déplacement horizontal du noeud $n_i^{(\text{D})}$
$\Delta_{i,\text{max}}^{(\text{TEC})}$	Déplacement horizontal maximal du noeud $n_i^{(\text{D})}$ avant la disparition du TEC correspondant
Δt	Pas de temps de calcul
γ	Coefficient du schéma d'intégration de Newmark
$\gamma(t)$	Coefficient correspondant à la fraction d'aire non-fissurée de l'interface
μ	Coefficient de friction
μ_i	Coefficient de friction à l'interface i
ν	Coefficient de Poisson
ω_i	Fréquence naturelle du mode i en radian par seconde
ϕ	Angle de friction

ρ	Masse volumique
ρ_{eau}	Masse volumique de l'eau
σ_{n}	Contrainte normale
τ	Contrainte de cisaillement
$\theta_i^{(\text{inf})}$	Rotation du noeud $n_i^{(\text{inf})}$
$\theta_i^{(\text{sup})}$	Rotation du noeud $n_i^{(\text{sup})}$
ξ_i	Amortissement modal lié au mode i

LISTE DES ANNEXES

Annexe A	Vérification de différents modèles multi-poutres	74
----------	--	----

CHAPITRE 1 INTRODUCTION

1.1 Contexte de l'étude

Au Québec, de nombreux barrages sont construits dans des zones où le risque sismique est une réalité. Or, la rupture de ce type d'ouvrage peut avoir des conséquences désastreuses, autant en terme de pertes humaines qu'économiques. Les analyses sismiques sont ainsi nécessaires, non seulement au cours de la phase de conception, mais aussi d'entretien et de réhabilitation des barrages afin d'assurer leur conformité aux nouvelles normes de sécurité, proposées par plusieurs organismes, e.g. Federal Energy Regulatory Commission (FERC), International Commission on Large Dams (ICOLD), US Army Corps of Engineers (USACE).

Les relevés historiques, les essais sismiques en laboratoire et les essais en vibrations forcées ou ambiantes ont permis de mieux évaluer le comportement dynamique des barrages au fil des ans. Parallèlement, les modèles numériques se sont beaucoup améliorés avec le décuplement des capacités de calculs, le raffinement des théories sous-jacentes, et l'efficacité grandissante des techniques de programmation. Malgré ces améliorations, l'analyse sismique avancée des barrages en béton reste généralement une démarche longue et complexe, qui nécessite une très bonne connaissance des phénomènes à modéliser, ainsi qu'une expertise de haut niveau dans le domaine des barrages et de la modélisation numérique. En effet, les phénomènes pouvant être observés au cours l'excitation d'un barrage par une secousse sismique peuvent être de différentes natures :

- la fissuration du barrage au niveau des joints béton-béton horizontaux ou verticaux,
- la fissuration du barrage au niveau de l'interface barrage-roche,
- le soulèvement et/ou le glissement au niveau d'une ou plusieurs fissure(s),
- les interactions fluide-structure et sol-structure,
- la rupture des structures critiques connexes, etc.

Il est complexe de prendre en considération tous ces phénomènes simultanément dans une analyse sismique. Des simplifications doivent donc souvent être adoptées tout en assurant une fiabilité suffisante des résultats des analyses.

1.2 Problématique

Les interfaces barrage-roc et les joints de levée béton-béton peuvent constituer des zones de faiblesse lors de la sollicitation sismique d'un barrage-poids. D'une part, le glissement du barrage au long de ces interfaces peut se révéler problématique notamment en remettant en question l'étanchéité et/ou en augmentant les sous-pressions. D'autre part, la fissuration aux interfaces permet globalement de réduire les contraintes au sein du barrage, ce qui pourrait modifier la réponse dynamique de l'ouvrage. Il est donc important de disposer d'outils de calculs permettant de prédire la stabilité sismique des barrages en tenant compte du comportement non-linéaire de ces interfaces. La modélisation numérique de ce comportement est faisable par éléments finis, mais demeure lourde et coûteuse en terme de temps requis pour la création des modèles et leur exécution. D'autre part, ces interfaces doivent être pré-déterminées par l'utilisateur et le maillage adopté à ces endroits doit être réalisé de manière approprié, ce qui nécessite une très bonne maîtrise de la méthode des éléments finis et du logiciel utilisé. Une telle expertise et la lourdeur des modèles et analyses ne sont généralement pas compatibles avec l'environnement de travail courant de l'ingénieur praticien.

1.3 Objectifs

L'objectif principal de ce projet est de développer une méthode simplifiée pour évaluer la réponse sismique non-linéaire d'un barrage-poids en tenant compte de la présence d'un ou de plusieurs plans de fissuration et de glissement à l'interface barrage-roc ou aux joints de levée. Pour cela, les objectifs secondaires suivants ont été établis :

- étudier et vérifier l'efficacité des éléments finis de contact pour modéliser les interfaces au sein des barrages,
- adapter un modèle multi-poutres pour l'analyse sismique linéaire d'un barrage-poids en béton,
- développer un algorithme pour évaluer la réponse sismique non-linéaire d'un barrage-poids modélisé sous forme de multi-poutres,
- appliquer la méthodologie développée à différents cas de barrage pour évaluer sa validité et sa performance en la comparant à d'autres méthodes.

Le développement de cette méthode simplifiée n'a pas pour but de remplacer une analyse avancée par éléments finis, mais plutôt de proposer une alternative plus efficace et moins coûteuse pouvant être utilisée au stade des études préliminaires, tout en étant suffisamment rigoureuse pour estimer de manière réaliste la réponse sismique du barrage étudié.

La méthode développée pourra également servir à effectuer rapidement des études paramétriques à plusieurs variables (géométries de barrages, paramètres mécaniques des interfaces, séismes, etc.). Elle est ainsi très adaptée aux analyses probabilistes, de risque et de fragilité sismiques associées aux barrages.

1.4 Méthodologie

Tout au long de ce projet, on s'intéresse à un plot de barrage modélisé en deux dimensions. D'autre part, les effets hydrodynamiques du réservoir sont représentés par des masses ajoutées déterminées par la formulation de Westergaard (1933).

On s'intéresse d'abord au modèle multi-poutres, explicité dans la suite de ce mémoire, qui réduit considérablement la taille du modèle à analyser puisqu'il remplace un ensemble d'éléments bidimensionnels par des éléments poutre à deux noeuds. Suite à l'étude des différents modèles multi-poutres présentés dans la littérature, un algorithme de création de modèle multi-poutres de barrage est proposé. Les différents modèles multi-poutres ainsi créés peuvent ainsi être analysés par un logiciel d'éléments finis et adaptés pour intégrer les effets non-linéaires aux interfaces.

L'un des objectifs intermédiaires du projet est de vérifier l'efficacité des éléments finis de contact pour modéliser les interfaces au sein des barrages. Le critère classique de rupture de Mohr-Coulomb est utilisé. Ces éléments finis de contact serviront de référence pour valider l'algorithme développé dans le chapitre suivant.

Ce critère de rupture est ensuite implémenté au sein d'un outil de post-traitement développé pour déterminer le comportement sismique non-linéaire d'un barrage à partir des résultats d'une analyse pseudo-linéaire d'un modèle multi-poutres de l'ouvrage. Cette approche permet de réduire considérablement le temps de calcul.

Un nouvel algorithme combinant le modèle multi-poutres aux interfaces non-linéaires pouvant se produire aux joints barrage-roche et/ou aux joints de levées est développé. Cet outil gère la totalité de l'analyse sismique non-linéaire d'un barrage-poids. Ses performances sont

évaluées en étudiant différents cas de barrages (géométries différentes, séismes, propriétés mécaniques des interfaces) et en comparant les résultats à ceux des analyses par éléments finis bidimensionnels.

1.5 Organisation du mémoire

Ce premier chapitre a permis d'introduire le contexte, les objectifs et la méthodologie du projet de recherche présenté dans ce mémoire.

La revue de littérature présentée dans le second chapitre précise l'état de l'art dans le domaine de l'analyse sismique des barrages-poids.

Le troisième chapitre est dédié à la comparaison d'éléments finis de contacts proposés par différents logiciels de calculs par éléments finis. Les éléments finis de contact ainsi présentés serviront de référence pour le développement de l'algorithme d'analyse de stabilité sismique.

Le quatrième chapitre présente l'algorithme développé au cours de ce projet. Tout d'abord, la partie théorique de l'algorithme est détaillée ainsi que les simplifications utilisés dans le cadre de cette étude. Les cas d'études sont ensuite présentés, suivis des résultats permettant la vérification de l'algorithme sous certaines hypothèses.

Le cinquième chapitre permet de conclure ce travail en faisant la synthèse des résultats obtenus, proposant des recommandations d'utilisation de l'algorithme développé, et en faisant le point sur ses limitations et ses améliorations possibles pour le futur.

CHAPITRE 2 REVUE DE LITTÉRATURE

2.1 Introduction

Ce chapitre a pour but de présenter l'essentiel de l'état de l'art dans l'analyse sismique des barrages. L'accent est mis sur les aspects pertinents au projet de recherche.

2.2 Nécessité de l'analyse sismique des barrages-poids

Le Québec comporte de nombreux barrages, dont certains sont situés dans des zones à risque sismique modéré à élevé. De plus, bon nombre de ces barrages ont été construits il y a plusieurs décennies et commencent à être viellissant. Les charges sismiques importantes peuvent provoquer l'endommagement ou parfois même la rupture des barrages-poids. Historiquement, ils ont plutôt bien résisté à ce type de sollicitation. En effet, jusqu'à 1999, aucun barrage ne s'était encore effondré du fait d'un séisme (Alliard, 2007). Le premier cas répertorié est le barrage de Shih Kang à Taïwan en 1999 en raison d'une faille sismique importante qui passait directement sous le barrage, mais aucun autre cas de rupture ne s'est présenté depuis. Il est toutefois important de mener des études afin de mieux comprendre le comportement des barrages en cas de séisme et d'évaluer les risques d'endommagement ou de rupture de ces structures. Ces études servent notamment à déterminer si les barrages existants sont toujours sécuritaires selon les normes actuelles ou s'ils doivent être consolidés.

Cette problématique est d'ampleur mondiale, puisque différents pays sont concernés par l'exploitation des barrages-poids en zone sismique. Par exemple, le barrage de Hsingfengkiang en Chine, qui est un barrage à contreforts de 150 m a été soumis en 1962 à un séisme dont la plus forte sollicitation était de magnitude 6.1. Les principaux dommages constatés ont été des fissures horizontales dans la partie supérieure des contreforts (Gupta, 1992). Le barrage de Sefid Rud en Iran peut également être cité comme exemple. Il a été soumis à une secousse sismique de magnitude 7.5 dont l'épicentre était situé à une distance d'environ 5 km. Ce barrage à contreforts de 105 m de haut a présenté de nombreux dommages, mais a toutefois résisté au séisme alors qu'il n'avait pas été conçu pour subir des accélérations aussi importantes. L'inspection du barrage suite au séisme a révélé des fissures horizontales ainsi que des glissements des plots sur la base et aux interfaces béton-béton (USCOLD 2000, ICOLD 2001, FERC 2005).



Figure 2.1 Exemple de barrage poids en béton exploité par Hydro Québec : le barrage de la Trenche.

Ces cas historiques donnent une bonne idée des dommages majoritairement subis par les barrages au cours d'un séisme (Nuss et al., 2012), et des différents modes de ruptures observables (Hydro Review 1999) :

- fissuration horizontale au niveau des interfaces béton-béton et/ou de l'interface barrage-fondation ;
- renversement du barrage au niveau des plans de fissuration ;
- dépassement des contraintes admissibles au sein du matériau menant à sa rupture.

Ces différents dommages peuvent induire des glissements et/ou des variations de sous pressions qui peuvent représenter un risque pour la stabilité du barrage. Dans le cadre de l'analyse de la stabilité sismique, l'apparition des fissures, et donc de l'interfaces de glissement, est un phénomène important qui doit être modélisé (Nuss et al., 2012). En effet, la fissuration peut permettre de réduire les contraintes au sein du barrage, mais le glissement ne peut être toléré que dans la mesure où il n'engendre aucun risque pour la stabilité du barrage.

Le parc des structures hydrauliques mondial étant viellissant (Donnelly, 2005), les défaillances de barrages sont de plus en plus probables. Par exemple, plus de 85% des 75000 barrages des États-Unis dépassera l'âge de 50 ans d'ici 2020. Il est donc crucial d'évaluer le

comportement sécuritaire des barrages sous différents cas de chargement.

2.3 Méthodes d'évaluation du comportement sismique des barrages-poids

2.3.1 Techniques expérimentales

Comme abordé précédemment, l'inspection des barrages ayant subi des séismes plus ou moins importants permet d'évaluer les risques sismiques, mais seulement à postériori. La table vibrante est une méthode expérimentale permettant de prédire à priori la réponse sismique et l'endommagement d'un barrage donné. De nombreuses études ont donc été menées sur des maquettes de barrages soumises à une secousse sismique à l'aide d'une table vibrante (Donlon et Hall, 1991 ; Tinawi et al., 2000 ; Zhong et al., 2011). Ces essais sont toutefois lourds à mettre sur pied et ne sont pas adaptés pour tester plusieurs combinaisons de chargements sismiques et de configurations de barrage. De plus, les résultats de ces essais sont affectés par les effets d'échelle (béton de masse et grandeur réel des plots de barrage).

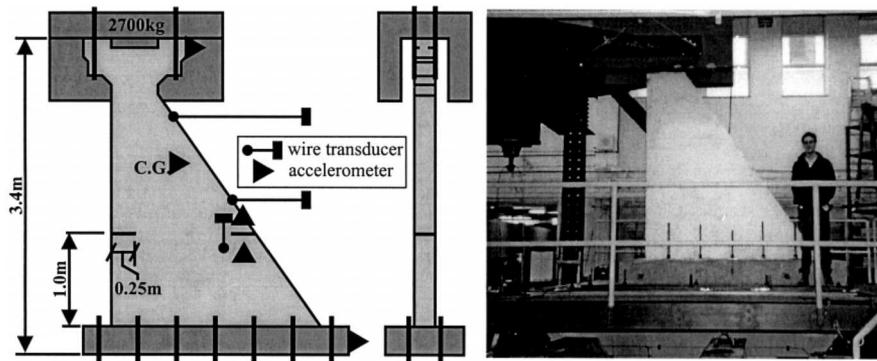


Figure 2.2 Modèle de monolithe et instrumentation de l'essai sur table vibrante (Tinawi et al., 2000)

Les informations recueillies grâce aux relevés historiques et aux essais sur table vibrante forment une banque d'observations fiables, mais celle-ci mérite d'être enrichie par des analyses numériques dont les paramètres d'entrée peuvent être plus facilement modifiés (forme de barrage complexe, réponse sismique à différents séismes, matériaux différents, etc.). Ceci suppose que les modèles utilisés doivent être continuellement, autant que faire se peut, validés par des observations in situ ou par des essais en laboratoire.

2.3.2 Méthodes numériques

Dans le cadre de l'analyse du glissement du barrage sur sa fondation, de nombreux guides (par exemple USACE 1995, FERC 2002) recommandent l'application du critère de rupture de Mohr-Coulomb en utilisant la méthode de gravité. Celle-ci consiste à supposer une répartition linéaire des contraintes normales, en simplifiant donc l'interface barrage-fondation en un seul plan de rupture. Le critère de Mohr-Coulomb prend en considération à la fois la cohésion et un coefficient de friction pour caractériser la stabilité au glissement de l'ouvrage. Cette méthode est particulièrement appréciée des ingénieurs praticiens pour sa facilité d'application, même si elle n'est pas la plus représentative de la réalité.

La pupart des guides (USACE 1995, USACE 1999, FERC 2002) recommandent également de calculer le Facteur de Sécurité au Glissement (FSG) pour l'ensemble des plans de rupture potentiels. Ce facteur correspond au rapport des forces stabilisatrices sur les forces déstabilisatrices et permet de déterminer si l'interface considérée risque de subir du glissement. Dans le cas d'un chargement statique, le FSG est défini par

$$FSG = \frac{(W - U) \tan(\phi) + c A}{H_s} \quad (2.1)$$

où W dénote le poids propre du barrage, U la résultante verticale des sous-pressions, ϕ l'angle de friction, c la cohésion, A l'aire non-fissurée de l'interface et H_s la résultante horizontale des pressions hydrostatiques correspondant au remplissage du réservoir. Tant que le FSG est supérieur à 1, le glissement ne peut pas se produire car les forces stabilisatrices sont supérieures aux forces déstabilisatrices en théorie. Cependant, on peut définir une marge de sécurité comme recommandé par certains guides (ICOLD 2004) pour s'assurer de la sécurité du barrage. Le facteur de sécurité au glissement calculé dans le cas statique est un bon indicateur, mais n'est pas suffisant à assurer la stabilité sismique du barrage dans un cadre dynamique.

D'autres méthodes d'évaluation de la stabilité des barrages existent. On peut notamment citer la méthode des différences finies (Krounis et al., 2015) ou la méthode des éléments distincts (Pekau et Yuzhu, 2004). Cependant, cette dernière, déjà largement employée en mécanique des roches, est trop complexe et lourde en terme de temps de calculs pour être appliquée au quotidien par des ingénieurs praticiens.

2.3.3 Méthode des éléments finis

Pour évaluer numériquement le comportement dynamique d'un barrage, la méthode la plus courante est d'utiliser la méthode des éléments finis. De nombreux logiciels, commerciaux ou libres, facilitent ce genre de modélisations, les rendant accessibles au plus grand nombre d'ingénieurs. Pourtant, de nombreux phénomènes entrent en compte dans la réponse sismique d'un barrage, et il est nécessaire de savoir évaluer lesquels représenter dans les modèles et de quelle façon.

Interaction fluide-structure

Le réservoir peut avoir un impact très important sur la réponse sismique d'un barrage. D'une part, il est à l'origine des pressions hydrostatiques sur la face amont du barrage, d'autre part, sa réponse hydrodynamique influence la structure du barrage puisqu'il est aussi soumis aux vibrations occasionnées par le séisme et le barrage, i.e. interaction fluide-structure.

Une première approche consiste à considérer l'eau comme incompressible. On applique alors le chargement hydrostatique via une pression constante sur la face amont du barrage et on détermine les effets hydrodynamiques grâce à la formulation de Westergaard (1933). Il s'agit d'ajouter des masses concentrées m_i aux noeuds de la face amont du barrage pour reproduire, de manière simplifiée, les effets hydrodynamiques de l'accélération horizontale. Ces masses sont calculées d'après la formule

$$m_i = \frac{7}{8} \rho_{\text{eau}} V_i \sqrt{H_{\text{e}} p_i} \quad (2.2)$$

où ρ_{eau} est la masse volumique de l'eau, V_i le volume tributaire du noeud i , H_{e} le niveau d'eau dans le réservoir et p_i la profondeur du noeud i par rapport à la surface libre du réservoir.

Chopra et Zhang (1991) ont proposé une procédure pour l'analyse dynamique non linéaire des barrages. Celle-ci permet de prendre en compte les forces hydrodynamiques dans l'évaluation du glissement final du barrage via des masses ajoutées, sur le même principe que la formulation de Westergaard (1933) présentée ci-dessus. Ils discutent également de l'importance de la prise en compte de la flexibilité du barrage, puisqu'un barrage flexible subit généralement un glissement résiduel plus important qu'un barrage rigide.

Avec l'amélioration de la puissance de calcul des ordinateurs, des recherches prenant en compte la compressibilité de l'eau et des effets de la surface libre ont également été menées.

Hung et Wang (1987) ont calculé les pressions hydrodynamiques du réservoir sur un barrage rigide grâce à la méthode des différences finies, et ont ainsi prouvé que la viscosité de l'eau avait un effet négligeable sur ces pressions. Hung et Chen (1990) ont étudié l'importance des effets du réservoir sur l'analyse sismique par éléments finis d'un barrage et évalué les risques liés aux vagues de surface dans le réservoir. Des analyses tridimensionnelles ont également été menées pour évaluer plus précisément l'impact du réservoir sur la réponse sismique d'un barrage (Chen et al., 1999). Plus récemment, Aydin et Demirel (2011) ont publié une analyse des effets hydrodynamiques du système barrage-réservoir au cours d'un séisme en résolvant l'équation de Navier-Stokes bidimensionnelle et en prenant en compte à la fois la compressibilité de l'eau et les vagues de surface. Cette étude leur a notamment permis de prédire le débordement du réservoir. Des méthodes simplifiées ont également été proposées pour tenir compte à la fois de la flexibilité du barrage et de la compressibilité de l'eau (Fenves et Chopra, 1985 ; Bouaanan et Perrault, 2010 ; Miquel et Bouaanan 2010).

Interaction barrage-roc

Hall (1998) explique comment modéliser de façon représentative l'interaction réservoir-barrage-fondation pour un barrage voûte. Cette démarche prend en compte la non-linéarité barrage-fondation, l'élasticité de la fondation, ainsi que les effets de l'eau, supposée incompressible pour alléger les calculs. Malgré les simplifications adoptées, ce type d'analyse reste fastidieux. Il permet cependant d'obtenir des résultats reflétant globalement le comportement réel d'un barrage au cours d'un séisme.

L'interface barrage-roc présente rarement un comportement linéaire. En effet, le barrage peut se soulever de la fondation et/ou glisser le long de celle-ci. Arabshahi et Lotfi (2008) ont étudié l'impact de la non-linéarité barrage-fondation sur la répartition des contraintes au sein du barrage de Pine Flat. Cette étude démontre que l'ouverture d'une fissure entre le barrage et la fondation permet de réduire les contraintes au sein du barrage, même si cela ne suffit pas à prévenir d'autres fissures aux joints du barrage. Asteris et Tzamtzis (2003) ont également démontré l'importance de la non-linéarité de cette interface dans l'évaluation de la réponse sismique d'un barrage. Des éléments d'interface ont ainsi été développés, basés sur le critère de Mohr-Coulomb, pour modéliser les phénomènes de friction et de cohésion.

Fissuration

Des études probabilistes de la fragilité des barrages poids en béton ont déjà été menées, comme par exemple celle de Tekie et Ellingwood (2003) sur le barrage de Bluestone en

Virginie. Cette étude prend en considération plusieurs type de fragilités dont la fissuration du béton au sommet du barrage et la fissuration à l'interface barrage-roc. En effet, comme évoqué précédemment, la fissuration de l'interface barrage-roc ne suffit pas à prévenir l'apparition de fissures supplémentaires au sein du barrage.

Ben Ftima et Léger (2006) ont étudié la fissuration dans les parties supérieures d'un barrage-poids, qui est favorisée par l'amplification dynamique. Dans cette étude, le glissement et basculement du bloc supérieur sont évalués en considérant des blocs rigides. L'accélération ressentie au niveau de l'interface de fissuration est modifiée pour prendre en compte l'amplification dynamique du bloc inférieur.

Des études récentes ont aussi été menées sur les risques d'apparitions de ces fissures, notamment par Hairi-Ardebili et Saouma (2016) qui ont étudié l'impact de l'excitation sismique verticale sur l'apparition de fissures en fonction de l'intensité de la secousse.

Sous-pressions dans les fissures

La présence du réservoir en amont peut provoquer l'infiltration d'eau dans les fissures, ce qui crée des forces de sous-pressions à prendre en compte dans l'étude de la stabilité sismique des barrages-poids. Pour limiter l'impact de ces sous-pressions, des drains sont installés dans les plus grands barrages. Certains guides (comme USACE 1995) fournissent des directives permettant de calculer les sous-pressions constantes à appliquer à l'interface barrage-roc. La formulation proposée est présentée figure 2.3 avec E l'efficacité du drain, H_1 et H_2 la hauteur de l'eau en amont et en aval respectivement, H_4 la hauteur du drain, L la largeur à la base du barrage, X la distance du drain au réservoir, et $Y = \rho_{\text{eau}}g$ où ρ_{eau} dénote la masse volumique de l'eau et g l'accélération de pesanteur.

Le séisme ainsi que l'ouverture de la fissure ont une influence sur les sous-pressions, qui ne sont donc pas strictement constantes. Cependant, les calculs dynamiques des sous pressions sont complexes et long, puisqu'ils font intervenir conjointement des équations d'équilibre de la mécanique des fluides avec des équations dynamiques de la mécanique des solides (couplage hydro-mécanique). Il est donc d'usage courant de considérer les sous pressions constantes, telles que proposée par USACE (1995) ou Hall (1998). Des études numériques et expérimentales de l'analyse temporelle des valeurs de sous pressions permettent de corroborer cette approximation (Javanmardi *et al.*, 2005 ; Rochon-Cyr et Léger, 2009) dans le cadre de l'analyse sismique de la stabilité des barrages-poids.

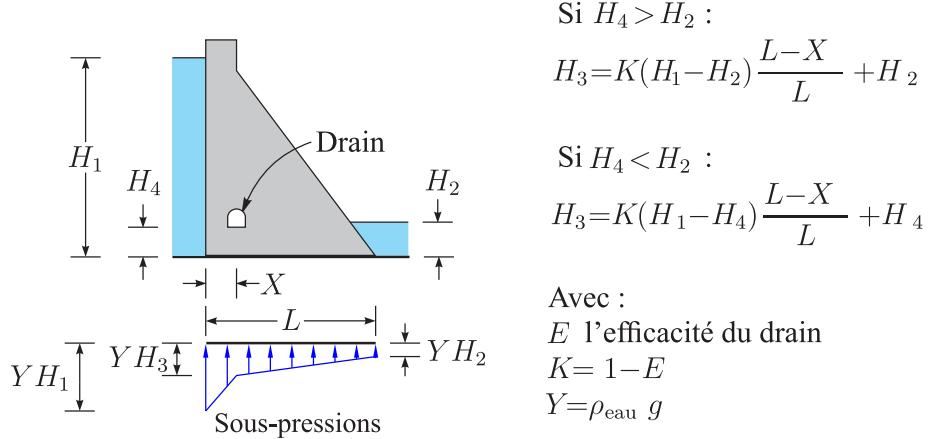


Figure 2.3 Méthode de calcul des forces de sous-pression à l'interface barrage-roc [adaptée de USACE (1995)]

Amortissement de Rayleigh

L'amortissement modal peut être considéré en utilisant la matrice d'amortissement de Rayleigh \mathbf{C} définie par

$$\mathbf{C} = \alpha_M \mathbf{M} + \alpha_K \mathbf{K} \quad (2.3)$$

où \mathbf{M} et \mathbf{K} représentent respectivement la matrice de masse et de rigidité de la structure et α_M et α_K sont les coefficients d'amortissement de Rayleigh (Hall, 2006). Ces coefficients peuvent être déterminés d'après l'amortissement modal puisque pour chaque mode i

$$\xi_i = \frac{1}{2\omega_i} \alpha_M + \frac{\omega_i}{2} \alpha_K \quad (2.4)$$

où ξ_i est l'amortissement lié au mode i et ω_i est sa fréquence naturelle en radian par seconde. On peut alors déterminer α_M et α_K suivant deux modes choisis.

Hall (2006) discute de cette répartition de l'amortissement sur la matrice de masse et de rigidité dans certains cas concrets d'analyse dynamique, en particulier dans le cas de l'analyse dynamique d'un barrage. Dans certains cas, notamment pour les analyses dynamique linéaire, il est conseillé d'utiliser uniquement la part d'amortissement de Rayleigh liée à la masse.

Modèle de friction de Mohr-Coulomb

Le critère de rupture utilisé tout au long de ce mémoire pour caractériser le glissement béton-roc ou béton-béton au sein d'un barrage est celui de Mohr-Coulomb. En effet, il est relativement simple à mettre en place et traduit suffisamment bien le comportement non-

linéaire des interfaces aux joints des barrage. Ce critère a été couramment utilisée dans le cadre de l'analyse sismique des barrages (Ben Ftima et Léger, 2006 ; Renaud *et al.*, 2016).

Le critère de rupture de Mohr-Coulomb prend en considération à la fois la cohésion et le coefficient de friction. La cohésion est dûe à la cohésion chimique (joints liés) ou apparente (joints non liés). Ce paramètre est difficile à déterminer expérimentalement, notamment en raison de la difficulté de conserver des échantillons non-fissurés d'une interface barrage-roc. Cependant, il ne devrait pas pour autant être négligé dans les analyses sismiques compte tenu de son effet non négligeable. Face à l'impossibilité de déterminer une valeur précise de la cohésion, de nombreuses références (FERC 2000, ICOLD 2004) recommandent de choisir une cohésion nulle, ce qui est un choix souvent conservateur.

La valeur de l'angle de friction est un autre paramètre qui varie selon l'état de l'interface barage-roc. Il est courant d'utiliser un angle de friction ϕ correspondant à une interface intacte $\phi = 55^\circ$, pourtant, certains cas de fondation rocheuses dégradées montrent un angle de glissement bien plus faible $\phi = 35^\circ$ (ICOLD 2004).

Impact des simplifications

Chopra et Chakrabarti (1981) discutent de l'importance de prendre en compte simultanément l'interaction fluide-structure et barrage roc. Ils proposent une méthode analytique permettant de prendre en compte ces différentes interactions de manière indépendante ou couplée. Pour cela, le système barrage-réservoir-fondation présenté figure 2.4 (a) est décomposé en sous-structures qui sont traitées individuellement comme décrit figure 2.4 (b). Cette méthode a été implémentée dans un programme informatique en FORTRAN IV pour permettre des analyses sismiques. Ce programme prend en considération les composantes sismiques verticales et horizontales et les différentes interactions entre les sous-structures pour retourner la réponse sismique d'un barrage poids en béton. Cependant, le comportement du barrage reste linéaire et aucun glissement du barrage sur sa fondation n'est envisagé.

Plus récemment, Chopra (2014) souligne l'importance de la prise en compte de la masse de la fondation et de la compressibilité de l'eau du réservoir. En effet la simplification consistant à négliger la masse de la fondation, qui est largement répandue, a une influence non négligeable sur les déformations et les contraintes au sein d'un barrage poids. L'application de la formulation de Westergaard pour prendre en compte le réservoir est elle aussi remise en question puisqu'elle est basée sur l'hypothèse de l'incompressibilité de l'eau, hors des modé-

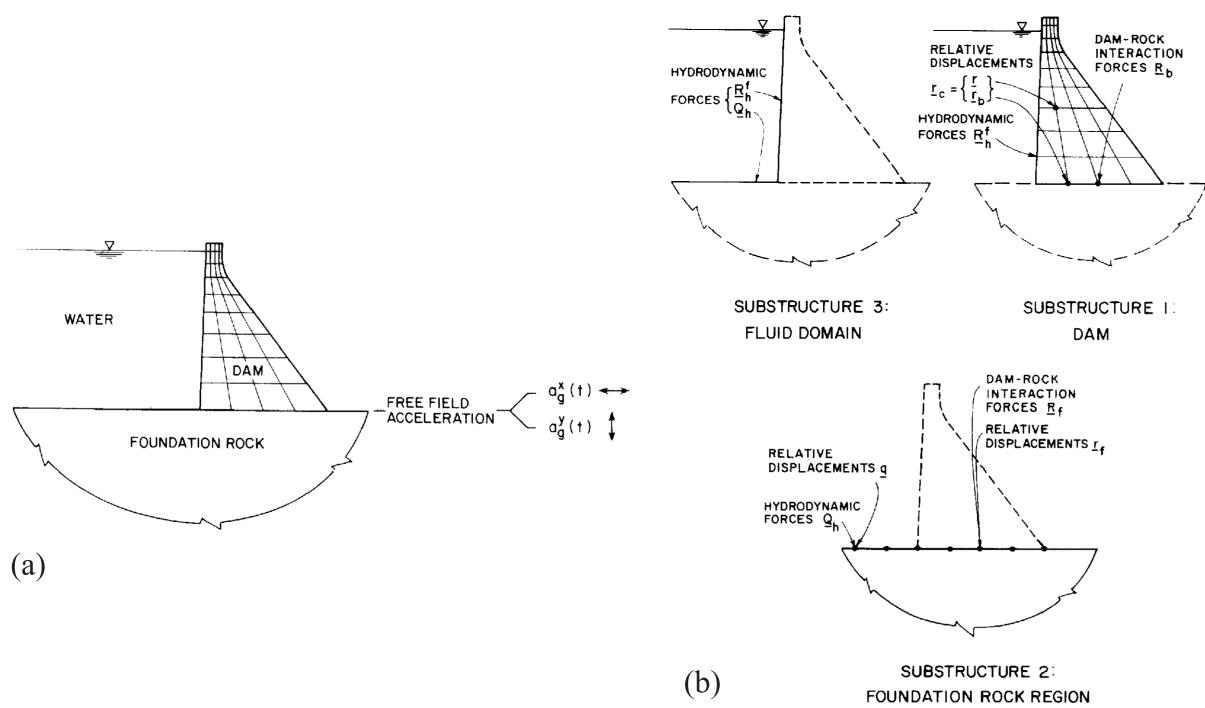


Figure 2.4 (a) Dam-water foundation rock system; (b) Substructure representation of dam-water foundation rock system [Tiré de Chopra et Chakrabarti (1981)]

lisations complètes prenant en compte la compressibilité de l'eau prouve que cette hypothèse est trop conservatrice.

2.3.4 Méthode pratique

Il existe différents niveaux d'analyse numériques préconisés par Hydro Québec aux ingénieurs dans son guide pour l'évaluation de la sécurité sismique des barrages de 2003. Ces 5 niveaux d'analyses, du niveau 0 le plus simplifié au niveau 5 le plus complexe (Ghrib et al., 1997), sont explicités ci-dessous. Ils constituent ce que l'on appelle la méthode progressive.

Niveau 0 : Analyse préliminaire C'est au cours de cette étape que l'on évalue le risque sismique encouru par le barrage en fonction de ses caractéristiques (taille, matériaux) et de la zone dans laquelle il est implanté. Si le risque est trop élevé, on passe au niveau d'analyse suivant.

Niveau 1 : Analyse quasi statique Pour commencer, la structure est considérée comme un bloc rigide. Les effets hydrodynamiques sont appliquées via les masses ajoutées de Westergaard sous forme de charges statiques. Cette première analyse est extrêmement simplifiée et permet tout juste d'obtenir des résultats préliminaires, elle ne sera en général pas suffisante en elle-même à affirmer la stabilité du barrage.

Niveau 2 : Analyse pseudo dynamique Pour ce cas d'analyse, on ne prends toujours pas en compte l'aspect temporel, mais on considère la flexibilité du barrage. On dispose de deux méthodes pour mener l'analyse pseudo dynamique :

- La méthode spectrale

Il s'agit de 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.

- La méthode spectrale simplifiée de Chopra (Fenves et Chopra, 1984)

Cette méthode consiste à évaluer seulement deux réponses modales pour les combiner ensuite. Seules les réponses au premier mode seul et à tous les autres modes réunis sont évaluées, plutôt que les réponses de n premiers modes comme avec la méthode spectrale.

Niveau 3 : Analyse dynamique linéaire Il s'agit du premier niveau d'analyse qui prend en compte la composante temporelle. On utilise généralement la méthode des éléments finis pour modéliser en 2D ou même en 3D la structure du barrage, sa fondation ainsi que le réservoir. On estime que les matériaux ont un comportement linéaire, ce qui est une simplification relativement acceptable.

Niveau 4 : Analyse dynamique non-linéaire Ce niveau d'analyse regroupe plusieurs types d'analyses plus ou moins complexes car il peuvent prendre en compte différents phénomènes non linéaires. La non-linéarité peut affecter différents aspects de l'analyse : la loi de comportement du matériaux, la fissuration, les interfaces de contact, l'interaction fluide-structure, etc... Ces non-linéarités ne seront pas forcément prises en compte simultanément car elles augmentent de façon significative la complexité et le temps de calcul des analyses.

La méthode progressive d'analyse de la stabilité sismique des barrages peut être comparée à des analyses dynamique non-linéaire par éléments finis (Renaud et al., 2015). La comparaison des déplacements résiduels issus de ces différentes analyses démontre que la méthode progressive se montre parfois insuffisante, compte tenu de l'importance des effets dynamiques non-linéaires. Les analyses dynamiques non-linéaire par éléments finis étant très lourdes, il est donc intéressant de développer des méthodes simplifiées permettant de déterminer fidèlement la stabilité sismique de barrages poids en béton.

2.4 Analyse non-linéaire simplifiée pour l'évaluation du glissement de structures

Des méthodes d'analyse non-linéaire simplifiée de corps rigides ont déjà été menées par le passé, considérant notamment le critère de rupture de Mohr-Couloumb. En particulier, Aslam et al. (1975) ont décrit une méthode analytique permettant d'évaluer le glissement relatif de deux blocs soumis à une accélération sismique. Pour cela, on distingue quatre phases illustrées figure 2.5 :

- Tout d'abord, il n'y a pas de glissement relatif : l'accélération du bloc supérieur \ddot{u}_{sup} est la même que celle du bloc inférieur $\ddot{u}_{\text{inf}} = \ddot{u}_g$ où \ddot{u}_g représente l'accélération du sol.
- À partir de l'instant t_1 où $M_{\text{sup}} |\ddot{u}_g| > \mu M_{\text{sup}} g$ avec μ le coefficient de friction, M_{sup} la masse du bloc supérieur et g l'accélération de pesanteur, le glissement s'initie, on

peut alors déterminer l'accélération du bloc supérieur par rapport au sol

$$M_{\text{sup}} \ddot{u}_{\text{sup}} = \mu M_{\text{sup}} g \text{ sign}(\ddot{u}_g) \quad (2.5)$$

soit $\ddot{u}_{\text{sup}} = \mu g \text{ sign}(\ddot{u}_g)$ et donc le déplacement relatif $s = u_{\text{inf}} - u_{\text{sup}}$.

- Tout au long de la phase de glissement, l'accélération du bloc supérieur reste constante, même lorsque l'accélération du sol \ddot{u}_g change de signe à t_2 : une phase de décélération du bloc supérieur par rapport au bloc inférieur commence alors.
- Cette phase de décélération se termine lorsque les vitesses des deux blocs sont identiques à t_3 $\dot{u}_{\text{sup}} = \dot{u}_{\text{inf}}$, i.e. $\dot{s} = 0$. Deux cas se présentent alors : soit $|\ddot{u}_g| < \mu g$ et les blocs redeviennent solidaires, soit $|\ddot{u}_g| > \mu g$ et le bloc supérieur débute une nouvelle phase de glissement dans le sens opposé, comme dans le cas présenté figure 2.5.

Le modèle de friction de Mohr-Coulomb abordé précédemment peut aussi être utilisé directement dans la programmation d'un post-processeur pour compléter une analyse dynamique linéaire, rigide ou élastique. En effet, les résultats de l'analyse linéaire fournissent les efforts à l'interface, qui seront traités par un post-processeur non-linéaire afin d'évaluer les glissements du barrage (Miquel et al., 2013). Le fonctionnement du post-processeur est présenté figure 2.6.

2.5 Analyse dynamique linéaire simplifiée : les modèles bâtons

L'analyse dynamique non-linéaire est celle qui prédit le mieux le comportement sismique d'un barrage, mais c'est aussi un type d'analyse long et fastidieux. Il est donc intéressant de développer des modèles simplifiés permettant d'obtenir des résultats plus fiables que les analyses dynamiques linéaires tout en réduisant les coûts en comparaison des analyses dynamiques non-linéaires.

Le modèle bâton est l'un de ces modèles simplifiés. Il est déjà utilisé dans certains domaines du génie civil mais aussi de l'aéronautique ou l'industrie nucléaire et pourrait être adapté à l'étude sismique non-linéaire de barrages. Le principal atout de ce modèle est la réduction de la taille des matrices de calcul grâce à son nombre limité de noeuds, ce qui allège considérablement l'analyse du modèle ainsi que l'exploitation des résultats.

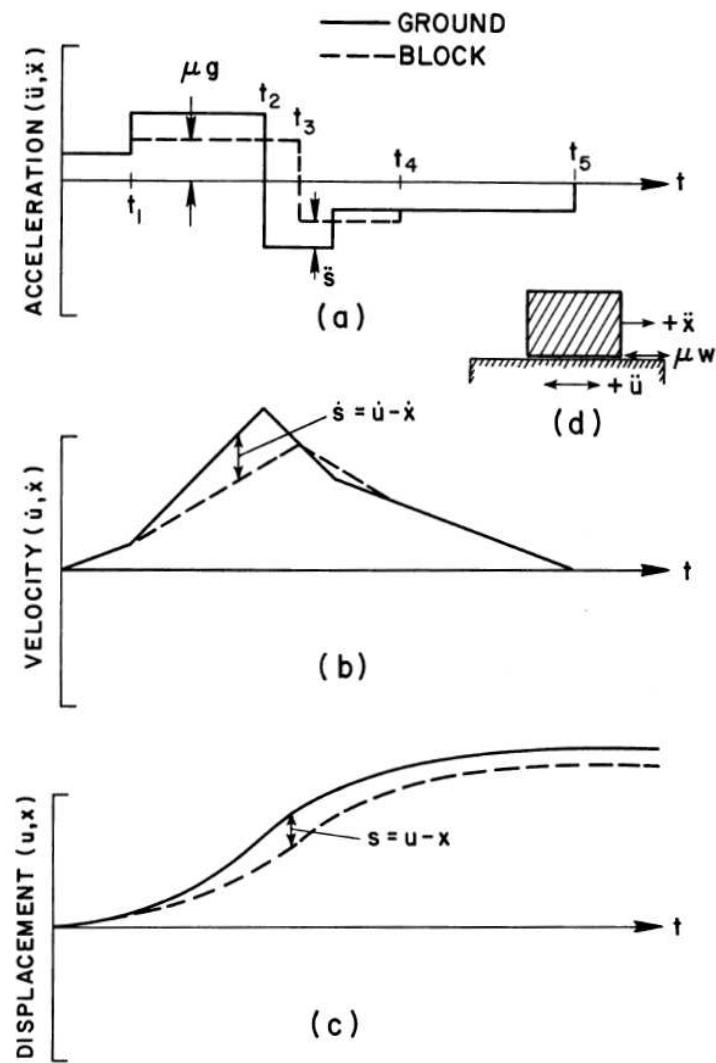


Figure 2.5 Accélération, vitesse et déplacement absolu des blocs au cours des différentes phases de glissement (Aslam et al., 1975)

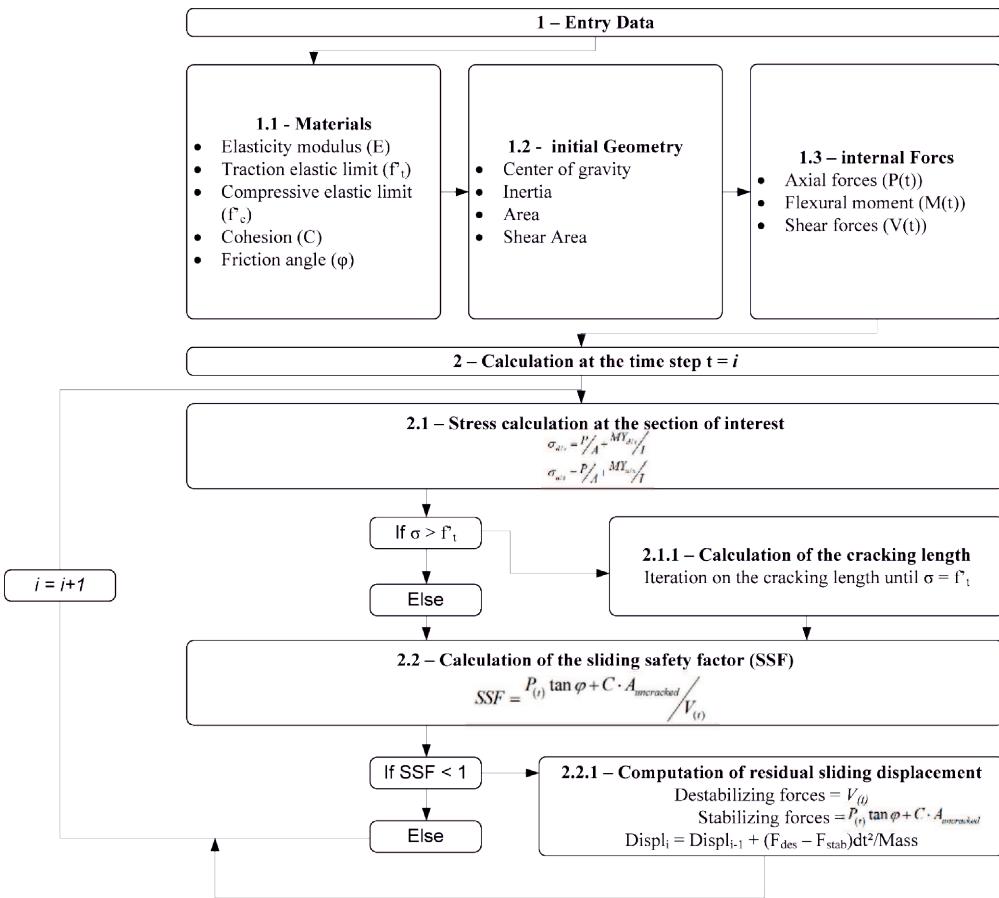


Figure 2.6 Post-processeur non-linéaire (Miquel et al., 2013)

2.5.1 Domaines d'application actuels

Le modèle bâton a déjà été utilisé en aéronautique, par exemple pour prédimensionner une aile d'avion (Elsayed et al., 2009). En effet la conception d'une aile d'avion est une démarche complexe qui nécessite de nombreux calculs. Ceux-ci sont considérablement allégés par l'utilisation d'un modèle à un élément poutre plutôt qu'un modèle tridimensionnel. Ce modèle simplifié est paramétré de façon à reproduire le plus fidèlement possible la réponse réelle de l'aile complète à certains chargements unitaires. Une fois que celui-ci est validé, il peut servir à des analyses plus spécifiques.

Ce type de modèle a aussi été développé dans le domaine du génie civil. Par exemple des modèles simplifiés de pont ont été utilisés par Meng et Lu (2002) qui ont comparé le modèle classique à poutres simples au modèle à poutres double. Cette nouvelle représentation du tablier permet notamment de prendre en compte les effets de torsion et donc de mener des analyses dynamiques plus fidèles au modèle complet du pont.

Le modèle bâton est également particulièrement pratique pour représenter des bâtiments classiques multi-étages. En effet, il suffit de relier chaque étage, représenté par sa masse concentré au niveau du plancher, par des éléments poutres simulant la structure complète. Ce type de modèle a notamment été utilisé pour produire efficacement des spectres de glissement ("drift spectra") (Miranda et Akkar, 2006 ; Rofooei et Shodja, 2013).

L'utilisation la plus courante des modèles bâtons est actuellement dans le domaine de l'industrie nucléaire. En effet, les bâtiments ainsi que leur équipement peuvent être facilement modélisés par un modèle constitué uniquement d'éléments poutre et de masses concentrées. On peut ainsi modéliser de façon simplifiée des structures bidimensionnelles, mais également tridimensionnelles (Tabatabaie et al., 2010). La modélisation bâton tridimensionnelle permet de modéliser plus précisément les détails de la structure, mais est sensiblement plus complexe à réaliser car il faut distribuer convenablement les masses concentrées et la rigidité des poutres afin d'être au plus proche de la structure réelle. Toutefois, même si les modèles ainsi simplifiés permettent d'obtenir de bons résultats préliminaires, il reste nécessaire d'analyser le modèle complet par éléments finis pour obtenir des résultats finaux plus précis sur lesquels on pourra s'appuyer.

En ce qui concerne les barrages, ce type de modèle simplifié est également utilisable, comme démontré par Lefrançois *et al.* (2014) en modélisant la structure de prise d'eau d'un barrage à l'aide d'éléments poutre (Lefrançois et al., 2014). Ce modèle est un modèle dynamique

linéaire qui prend en compte la masse du fluide dans les conduites en introduisant des masses concentrées excentrées reliées aux éléments poutres représentant la structure par des liens rigides. Les charges hydrodynamiques sont prises en compte via la formulation des masses ajoutées de Westergaard (Westergaard, 1933), de façon comparable au modèle linéaire complet par éléments finis. De cette façon, les analyses sismiques linéaires sont fiables et rapides grâce au modèle simplifié de la prise d'eau du barrage.

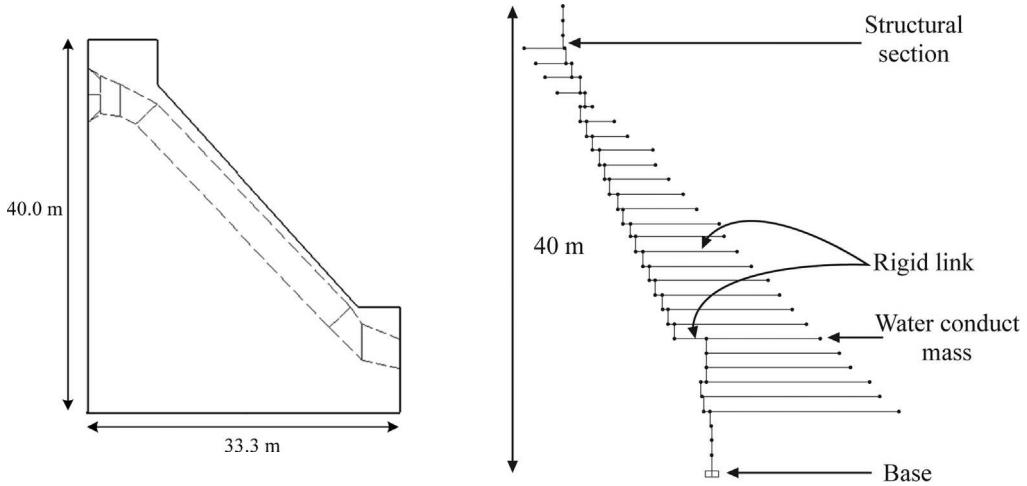


Figure 2.7 Géométrie d'une structure de prise d'eau et son modèle bâton associé (Lefrançois et al., 2014)

2.5.2 Méthodes de modélisation

Différentes méthodes de modélisation sont utilisées dans le domaine des structures nucléaires et sont présentées dans cette partie. Ces méthodes sont facilement applicables aux structures de barrages puisqu'elles sont relativement simples, et le modèle simplifié obtenu peut être adapté à l'analyse sismique non linéaire de barrage, comme le présente ce mémoire.

Tout d'abord, Bose (1996) explicite différentes méthodes de modélisation des modèles bâtons, dont une est basée sur l'énergie de déformation (Bose et al., 1996). Dans son article, il explique ces différentes façons de paramétriser le modèle bâton d'une structure : la méthode de l'énergie de déformation, la méthode statique, ainsi que la méthode géométrique. La méthode de l'énergie de déformation nécessite une analyse modale du modèle complet, la méthode statique consiste à appliquer un chargement statique unitaire et à en déduire la matrice de rigidité à utiliser, tandis que la méthode géométrique prend en compte les différentes sections de la structure. Différents cas d'études sont ensuite présentés pour illustrer et comparer les méthodes proposées. Ces travaux permettent de conclure que la méthode géométrique est très

simplifiée, la méthode statique est satisfaisante pour des structures à géométrie simple, et la méthode de l'énergie de déformation donne de bons résultats que ce soit pour une structure simple ou plus complexe.

Reddy et al. (1997) comparent également deux méthodes de réalisation d'un modèle bâton pour deux structures de confinement nucléaire (Reddy et al., 1997). La formulation classique de la rigidité des poutres est comparée à un modèle où celles-ci sont calculées d'après l'équivalence de l'énergie de déformation de Bose. Ce dernier modèle est considéré comme peu coûteux et suffisamment fiable pour obtenir des résultats dynamiques d'une structure 3D. Cette technique ne nécessite qu'une analyse statique du modèle complet par éléments finis, dont on se sert pour réaliser le modèle simplifié qui sera l'objet des analyses dynamiques.

Plus récemment, Roh et al. (2013) explicitent la méthode d'adaptation des fréquences pour paramétrier un modèle bâton (Roh et al., 2013) plutôt que les méthodes présentées par Bose. Avec cette méthode, le nombre et la localisation des masses concentrées, ainsi que la rigidité de chaque poutre, sont déterminés par les n premiers modes propres que l'on a choisi de considérer. Pour commencer, on évalue la position des masses concentrées en fonction du nombre de modes propres considérés. Ensuite, on évalue les valeurs des rigidités à appliquer à chaque élément. On peut évaluer celles-ci de façon géométrique ou mener des analyses statiques sur chaque portion de structure afin d'en extraire la rigidité latérale ce qui permet de déduire la rigidité en flexion connaissant la rigidité en cisaillement ou inversement. On détermine finalement la matrice des masses nodales. Celle-ci peut être calculée d'après les propriétés géométriques de la structure, mais une autre méthode est présentée ici, basée sur les fréquences propres de la structure au complet. Il s'agit de procéder de façon itérative en suivant le processus décrit par Roh jusqu'à obtenir une matrice de masse diagonale. Cet article met également en avant la possibilité offerte par le modèle bâton de fournir des spectres d'accélérations en n'importe quel point en y ajoutant un noeud de masse nulle. Cette méthode de modélisation est testée sur une enceinte de confinement nucléaire pour une analyse temporelle sismique et comparée au modèle complet par éléments finis. Les résultats, que ce soit en terme d'accélération, de déplacement ou de spectres de planchers, sont très satisfaisants, cependant d'autres validations seraient nécessaires pour évaluer la fiabilité de cette méthode de modélisation.

Lee et al. (2015) ont utilisé un modèle bâton en se servant de la méthode d'adaptation des fréquences mentionnée ci-dessus pour modéliser l'enceinte de confinement du réacteur et en y ajoutant les éléments non structuraux en les modélisant eux aussi par des éléments poutres

(Lee et al., 2015). Cet article est intéressant car il présente une application plus poussée de cette méthode, et permet de la valider en comparant la réponse sismique issue du modèle ainsi créé à celle issue du modèle complet par éléments finis. On peut également mettre en parallèle la prise en compte des éléments non structuraux de l'enceinte nucléaire avec la prise en compte de l'eau dans la modélisation de la prise d'eau d'un barrage (Lefrançois et al., 2014). Cependant la structure modélisée par Lee est la même que celle présentée par Roh : d'autres modèles seraient nécessaires pour valider plus objectivement cette méthode.

2.5.3 Modèles non-linéaires

Certains comportements non-linéaires ont été étudiés dans un contexte plus ou moins proche des modèles bâtons. On présente ici succinctement les articles qui ont été publiés à ce sujet, ou qui ouvrent des pistes dans la prise en compte du glissement dans un modèle bâton.

Cho *et al.* (2011) a modélisé un comportement non linéaire en utilisant des éléments poutres dont la loi de comportement est une loi adoucissante (Cho et al., 2011). Les modèles développés servent à analyser la réponse sismique d'armoires d'équipement installées dans les centrales nucléaires. La non linéarité du matériau est prise en compte en incorporant une force de Duffing et une analyse sismique est menée sur ces éléments. La méthode de Runge-Kutta est utilisée pour la résolution du système d'équations non linéaire. Le comportement non linéaire du matériaux dans le cadre des modèles bâton a également été étudié par Zhou et al. (2015) pour modéliser des cheminées industrielles en béton (Zhou et al., 2015). Un modèle dont les poutres sont constituées de matériaux non linéaire a ainsi permis d'évaluer les risques de rupture de ce type de cheminées en Chine.

Malhotra (1997) a étudié l'isolation sismique des réservoirs verticaux et cylindriques en prenant en compte la composante non-linéaire de la fondation (Malhotra, 1997). Ici, ce n'est pas le modèle bâton du réservoir en lui même qui est non-linéaire, mais l'ensembles de ressorts et amortisseurs auquel il est fixé et qui modélise l'interaction sol-structure.

En ce qui concerne les interfaces de glissement non-linéaire dans le cadre des modèles bâton, la littérature est actuellement peu fournie. Tariku et Rogers (2001) ont écrit un article dans lequel ils décrivent une façon de modéliser la phase de friction qui précède le glissement (Tariku et Rogers, 2001). Cette étude est générale mais pourrait être appliquée dans le cas du modèle bâton d'un barrage et elle permet surtout de cerner différentes façon de considérer la friction. Les modèles de frictions présentés sont :

- le modèle de friction de Coulomb
- le modèle original de friction de Karnopp
- le modèle de Karnopp modifié
- le modèle de friction de Antunes et al.
- le modèle de friction de Tariku et Rogers

Cependant, les modèles de friction complexes explicités ne sont pas nécessaire à la modélisation du comportement non-linéaire du barrage puisque les éléments finis de contact couramment utilisés sont basés sur le modèle de friction de Coulomb.

CHAPITRE 3 ÉLÉMENTS FINIS DE CONTACT

3.1 Introduction

Ce chapitre discute de l'utilisation et de la vérification des éléments de contact pour modéliser les interfaces au sein des barrages-poids, en se basant sur le critère de Mohr-Coulomb. Il présente également la formulation des éléments de contact qui serviront de référence lors du développement de la méthode simplifiée d'évaluation de la stabilité sismique non-linéaire des barrages qui sera présentée dans les chapitres suivants.

3.2 Présentation des logiciels utilisés

Pour les besoins de l'illustration, deux logiciels couramment employés dans le domaine de l'analyse sismique des barrages sont utilisés dans ce chapitre : ADINA (2015) et Code Aster (2016).

ADINA (2015) est un logiciel commercial de calcul par éléments finis. Il permet notamment de mener des analyses dynamiques linéaires et non-linéaires et propose de nombreux types d'éléments ainsi que de nombreuses lois de comportements non-linéaires. Ce logiciel a été choisi en raison de sa versatilité et de son historique d'utilisation dans le domaine des barrages (Mao et Taylor, 1997 ; Malla et Wieland, 1999 ; Bouaanani et Lu, 2009 ; Renaud *et al.*, 2016).

D'autre part, le Code Aster (2016) est un code de calcul par éléments finis libre, développé par EDF en France. Ce logiciel a été choisi car il propose différents types d'analyses, d'éléments finis et de modélisations multi-physiques adaptées à l'étude des barrages. Il est notamment utilisé pour l'analyse sismique de barrages avec retenue (Devesa, 2015) et leur modélisation non-linéaire (Kazymyrenko, 2013). En revanche, il n'y a aucune interface graphique dédiée, une période de prise en main est donc indispensable à son bon usage.

3.3 Eléments finis de contact

3.3.1 Logiciel d'éléments finis ADINA

Avec le logiciel ADINA (2015), les joints du barrage sont modélisés à l'aide de surfaces de contact qui prennent en charge le contact et le frottement (figure 3.2 (b)), et d'éléments

treillis temporaires qui reflètent la cohésion. L'interface de contact est simplement définie en spécifiant une surface cible et une surface source ainsi que le coefficient de frottement $\mu = \tan(\phi)$ d'après la loi de Coulomb où ϕ désigne l'angle de frottement.

Les éléments treillis, abrégés par TEC pour Truss Element of Cohesion, sont constitués d'un matériau à comportement bi-linéaire de façon à disparaître dès que la contrainte de cisaillement excède la force liée à la friction et à la cohésion. Ce type d'élément a été développé par Renaud *et al.* 2016. Ces éléments ajoutent une force stabilisatrice reliant le barrage à sa fondation et leur disparition simule la dégradation de la cohésion. Chaque élément treillis relie un noeud dont les déplacements sont imposés par les déplacements de $n_i^{(D)}$ et $n_i^{(F)}$, respectivement les noeuds supérieurs et inférieurs de l'interface, avec le noeud $n_i^{(F)}$, comme illustré figure 3.1.

Lors de la phase I présentée figure 3.1.(b), la force de cisaillement résultant du TEC i vaut

$$F_i^{(\text{TEC})} = \frac{E_i^{(\text{TEC})} A_i^{(\text{TEC})}}{L_i^{(\text{TEC})}} \Delta_i^{(\text{TEC})} \quad (3.1)$$

où $E_i^{(\text{TEC})}$ est le module d'élasticité de l'élément i , $A_i^{(\text{TEC})}$ l'aire de sa section, $L_i^{(\text{TEC})}$ sa longueur et $\Delta_i^{(\text{TEC})}$ le déplacement horizontal du noeud $n_i^{(D)}$. L'élément disparaît entre les phases I et II de la figure 3.1 lorsque la force de cisaillement excède la force de cohésion associée à l'aire tributaire S_i du TEC i

$$F_{i,\max}^{(\text{TEC})} = \frac{E_i^{(\text{TEC})} A_i^{(\text{TEC})}}{L_i^{(\text{TEC})}} \Delta_{i,\max}^{(\text{TEC})} = c \cdot S_i \quad (3.2)$$

Cette équation régit la paramétrisation des TEC. La méthode utilisée ici pour paramétrier les TEC est de fixer la valeur de $E_i^{(\text{TEC})}$, $L_i^{(\text{TEC})}$ et $\Delta_{i,\max}^{(\text{TEC})}$ pour tous les TEC et de calculer $A_i^{(\text{TEC})}$ à l'aide de l'équation 3.2 pour chaque TEC.

Les détails de la formulation de ces éléments ainsi que la vérification de leur fonctionnement sont décrits par Renaud et al. (2016).

3.3.2 Code Aster

Dans le Code Aster (2016), les éléments joints sont déjà programmés en tant que matériau et loi de comportement associés MECA_JOINT_FROTTEMENT, et la cohésion et l'angle de frottement voulus sont directement précisés dans la définition du matériau. Il est également possible de préciser une valeur d'écrouissage K , qui dans le cas étudié sera nulle. Cependant,

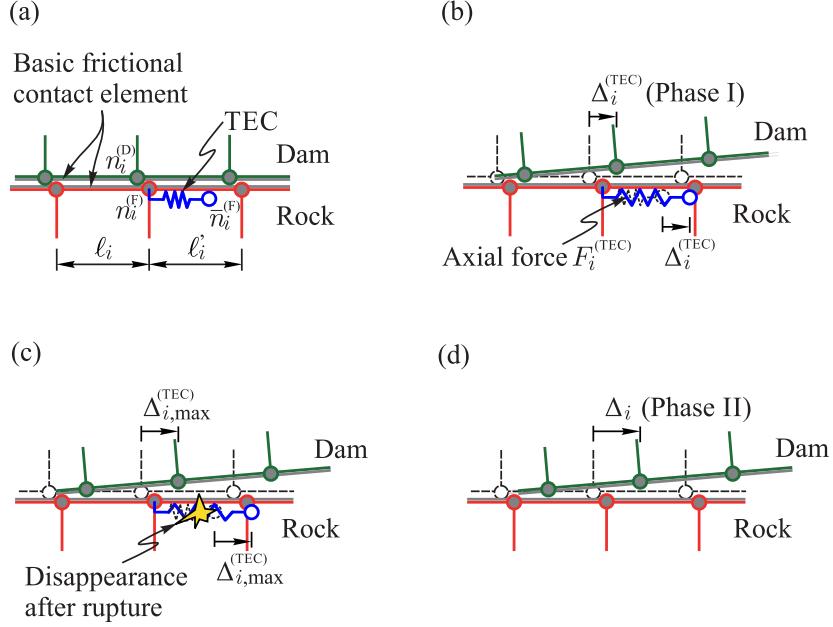


Figure 3.1 Éléments de contact (TEC) implémentés sous ADINA [Tiré de Renaud et al. (2016)].

étant donné que l'on peut observer des problèmes de convergence pour $K = 0$, il est conseillé plutôt de choisir une valeur de K très faible.

Contrairement à ADINA (2015), le joint est constitué d'une couche d'éléments distincte des blocs en contact : il faut créer des éléments d'épaisseur non nulle auxquels on attribuera le matériau du joint comme présenté sur figure 3.2 (a), et non pas simplement dédoubler les noeuds à l'interface comme dans le cas du logiciel ADINA (2015).

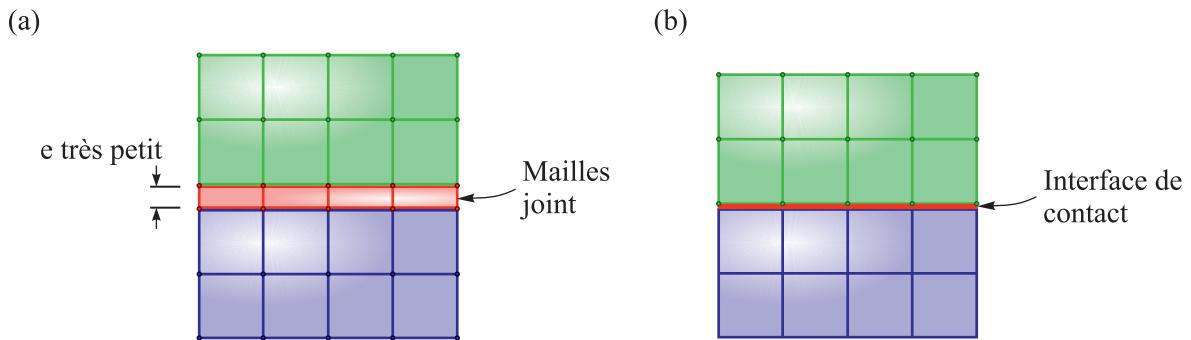


Figure 3.2 (a) Elements joints dans le code_Aster ; (b) Interface de contact dans ADINA.

Les joints utilisés sont des joints 2D, et l'élément employé est un quadrangle à 4 noeuds présentant deux petits côtés (de longueur e sur la figure 3.2) et deux grands côtés (de la longueur des éléments 2D discrétilisant les blocs adjacents) qui représentent l'ouverture du joint. Ces éléments doivent être orientés suivant la convention définie dans la documentation du Code Aster. On s'assure de cette orientation grâce à la commande MODI_MAILLAGE > ORIE_FISSURE appliquée au groupe d'éléments constituant le joint.

On peut également remarquer que dans le cas d'une modélisation hydromécanique, qui permet notamment de déterminer l'évolution des sous-pressions dans une fissure, les éléments du joint devront être quadratiques. On aurait donc des quadrangles à 8 noeuds dont 2 noeuds portant des degrés de liberté en pression (au milieu des petits côtés de l'élément).

Une fois que les éléments du joint sont définis et correctement orientés, il faut choisir la loi de comportement qui s'appliquera à ceux-ci. Dans le cas des joints de barrage, on recommande d'utiliser, de préférence, les lois JOINT_MECA_RUPT et JOINT_MECA_FROT qui peuvent être utilisées pour une modélisation mécanique pure ou hydromécanique :

- JOINT_MECA_RUPT : Cette loi est une loi élastique adoucissante. Elle permet de modéliser la rupture en traction du joint et prend en compte le couplage entre l'ouverture du joint et la rigidité tangentielle. Elle est correcte tant que le régime de glissement n'est pas atteint. Cependant ce n'est pas la rupture du joint en traction qui nous intéresse pour l'interface barrage-fondation.
- JOINT_MECA_FROT : La loi JOINT_MECA_FROT est une variante de la loi élastoplastique de Mohr-Coulomb et dépend de 4 paramètres : la rigidité normale K_n , la rigidité tangentielle K_t , le coefficient de frottement μ , et la cohésion c (qui est liée à la résistance à la traction maximale $R_t = c/\mu$). On peut également introduire un paramètre d'écrouissage isotrope K qui régularise la pente tangentielle dans la phase de glissement. La loi de comportement obtenue est présentée sur la figure 3.3. Pour les lois à écrouissage positif, le schéma implicite est inconditionnellement stable, on sera donc attentif à choisir une valeur de K non nulle.

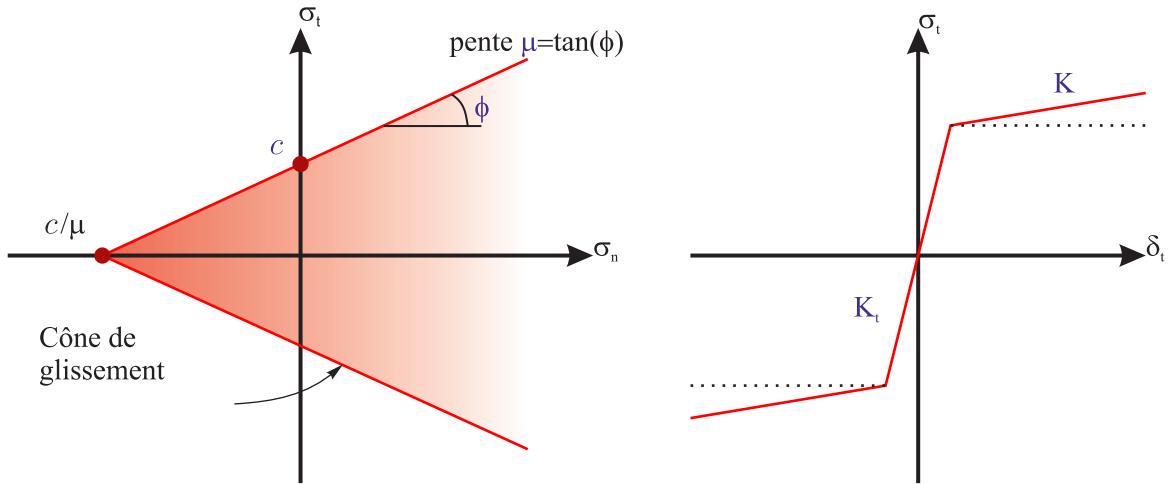


Figure 3.3 Loi de comportement JOINT_MECA_FROT.

3.4 Vérification de la modélisation du glissement à l'interface

3.4.1 Exemple d'illustration

Pour étudier et vérifier l'efficacité des éléments de contact programmés dans les deux logiciels cités précédemment, on utilise un cas illustratif constitué de deux blocs : un bloc de fondation encastré surmonté d'un bloc auquel on appliquera un chargement. Les dimensions des deux blocs sont présentées sur la figure 3.4. Les paramètres variables de l'interface sont l'angle de frottement ϕ et la cohésion c .

3.4.2 Comportement statique

Pour commencer, on mène une analyse statique pour déterminer la valeur limite de la contrainte en cisaillement avant le glissement du bloc supérieur sur le bloc inférieur. Pour cela, on considère les deux blocs rigides. Sachant que le bloc inférieur est encastré, on impose au bloc supérieur une pression p au sommet et un déplacement progressif en négligeant le poids propre des blocs. De cette façon, on peut facilement déterminer le cisaillement limite au glissement en fonction de la contrainte normale. Ce modèle est présenté sur la figure 3.4.

Pour vérifier la réponse des éléments joints, on fait varier l'angle de frottement du joint ϕ de 35° ou 55° et la pression appliquée au bloc supérieur. On compare les différentes valeurs des contraintes de cisaillement obtenues dans chaque cas avec les résultats de ADINA (2015) et du Code Aster (2016). Ces résultats sont également comparés à la courbe de rupture

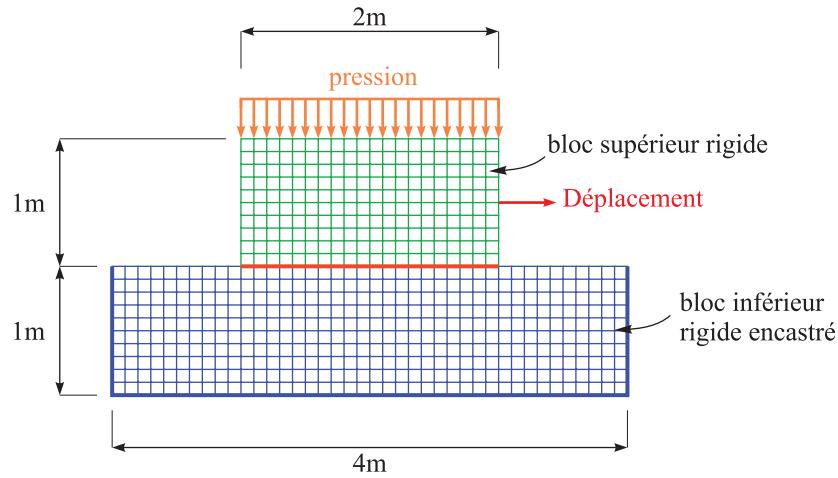


Figure 3.4 Chargement statique des blocs.

théorique de Mohr-Coulomb définie par

$$\tau = \sigma_n \tan(\phi) + c \quad (3.3)$$

La figure 3.5 présente l'ensemble des résultats obtenus. Il est clair que les différents modèles correspondent bien aux valeurs théoriques, ce qui permet de vérifier la modélisation des joints étudiés en ce qui concerne la prédiction de l'amorce du glissement à l'interface.

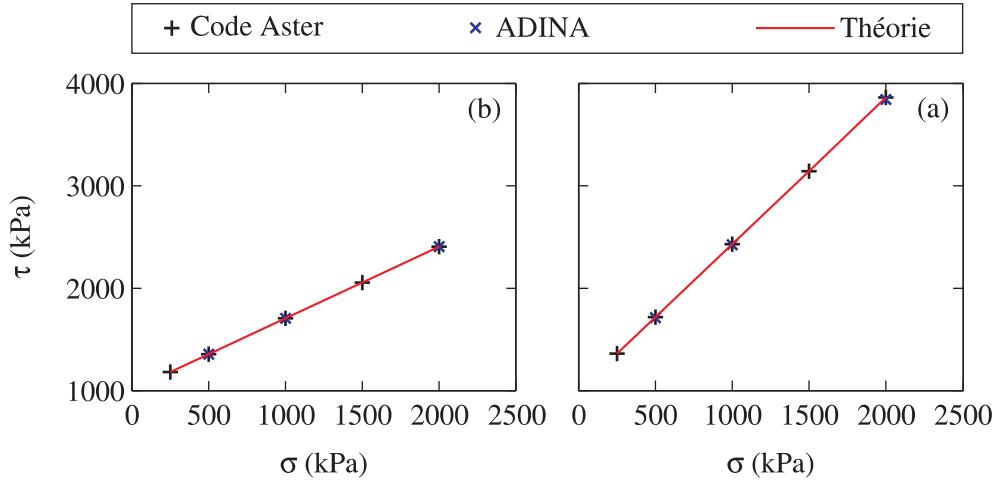


Figure 3.5 Contrainte de cisaillement à l'interface à la limite de glissement en fonction de la contrainte normale pour une cohésion de 100kPa avec un angle de frottement de (a) $\phi = 35^\circ$ et (b) $\phi = 55^\circ$.

3.4.3 Comportement dynamique

La vérification dynamique des éléments d'interface est indispensable puisque le sujet principal de ce mémoire est l'analyse de la stabilité sismique des barrages.

Exemple d'illustration

Le modèle présenté précédemment (figure 3.4) est légèrement modifié dans cette partie, seules les dimensions des blocs restent identiques. Tout d'abord, on modifie les matériaux des blocs afin de se rapprocher du cas d'un barrage : le bloc inférieur est en roc, très rigide et de masse négligeable tandis que le bloc supérieur est en béton. Le poids des blocs est ici pris en compte, il n'est plus nécessaire d'appliquer une pression au sommet du bloc supérieur pour obtenir une résistance au glissement.

En ce qui concerne la comparaison des interfaces non-linéaires sous ADINA (2015) et Code Aster (2016), on peut remarquer que la cohésion des éléments joints programmés dans Code Aster ne se dégrade pas, contrairement aux éléments TEC implantés dans ADINA, comme décrit précédemment. Pour les fins de comparaison, les éléments TEC sont alors adaptés en autorisant une déformation plastique infinie afin qu'ils ne disparaissent pas dès leur plastification mais demeurent permanents. De cette façon, le comportement cohésif de l'interface est le même dans les deux modèles étudiés sous ADINA et Code Aster.

Choix du schéma d'intégration en temps

Le choix du schéma d'intégration temporel peut avoir une forte influence sur la convergence d'une analyse dynamique et la fiabilité des résultats. Pour le modèle analysé à l'aide du logiciel ADINA (2015), la méthode de résolution numérique de Bathe (Bathe, 2007) est utilisée car elle permet de mieux stabiliser numériquement les solutions impliquant des interfaces de contact. En ce qui concerne le Code Aster, de nombreux schémas sont proposés et détaillés dans la documentation. Deux d'entre eux sont testés et comparés ici : le schéma d'intégration temporel classique de Newmark, avec $\gamma = 0,5$ et $\beta = 0,25$ et la méthode d'intégration temporelle de l'accélération moyenne modifiée, couramment connue sous le nom de la méthode HHT (Hilber *et al.*, 1977) qui modifie γ et β en fonction du paramètre $\alpha = -0.3$:

$$\gamma = \frac{1}{2} - \alpha \text{ et } \beta = \frac{(1 - \alpha)^2}{4} \quad (3.4)$$

On s'intéresse à deux résultats d'analyse pour comparer ces schémas : le déplacement horizontal du bloc supérieur au niveau du joint et l'accélération horizontale au sommet du bloc supérieur. Les résultats des schémas programmés dans Code Aster sont comparés aux résultats obtenus à l'aide du logiciel ADINA (2015).

Chargement harmonique

En premier lieu, les deux blocs sont soumis à un accélérogramme sinusoïdal d'amplitude $0,5\text{g}$ et de fréquence $f = 5\text{Hz}$, qui débute à $t = 0\text{s}$, en même temps qu'une rampe de chargement de 1s correspondant au chargement statique. La cohésion est nulle, puisqu'on cherche principalement à évaluer la méthode d'intégration temporelle, et l'angle de frottement est $\phi = 11,3^\circ$ pour favoriser le glissement. Le modèle ainsi analysé est présenté sur la figure 3.6.

La figure 3.7 présente les résultats des déplacements horizontaux obtenus pour les différents modèles. On conclut que les résultats concordent parfaitement. La figure 3.8 présente les résultats des accélérations horizontales. Contrairement aux déplacements, des problèmes de convergence sont remarquables pour la courbe issue de l'analyse du Code Aster avec la méthode de Newmark. En revanche, la méthode HHT donne des résultats très satisfaisants, similaires à la méthode de Bathe programmée dans ADINA (2015). Pour la suite de cette étude, on utilise donc uniquement la méthode HHT sous le Code Aster.

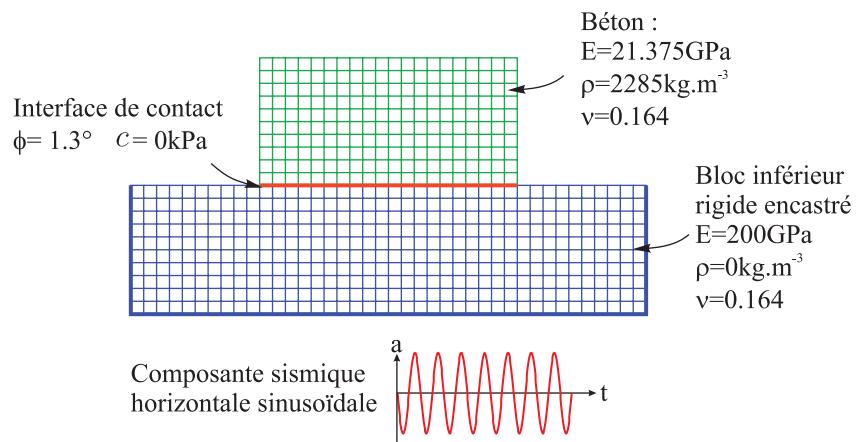


Figure 3.6 Modèle utilisé pour la comparaison des interfaces non-linéaires des logiciels ADINA et Code Aster au cours d'une analyse sismique.

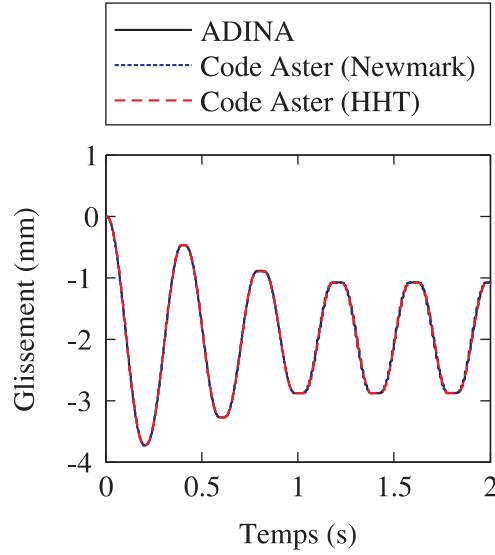


Figure 3.7 Glissement horizontal du bloc supérieur, sous un chargement sinusoïdal d'amplitude de 0,5g et de fréquence $f = 5$ Hz, issu des analyses dynamiques en utilisant ADINA et Code Aster (avec le schéma d'intégration temporel de Newmark ou HHT).

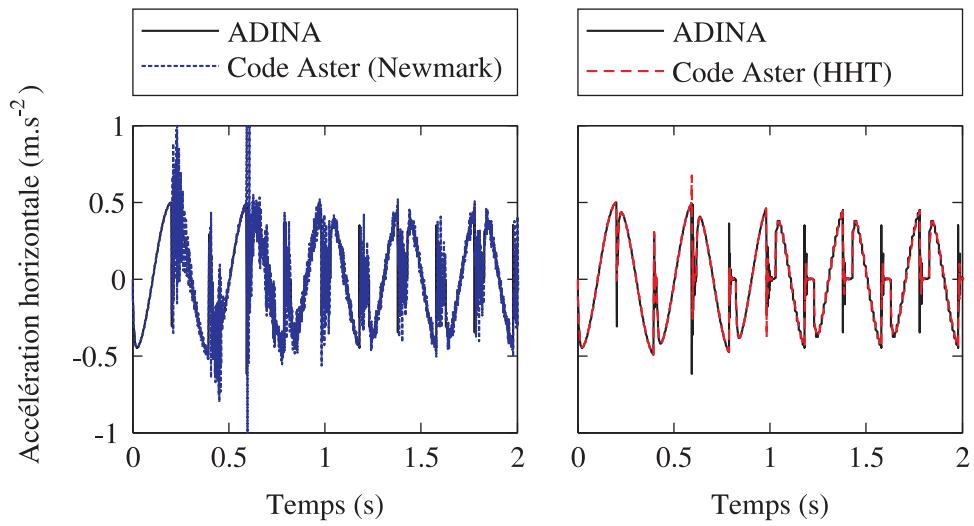


Figure 3.8 Accélération horizontale du bloc supérieur, sous un chargement sinusoïdal d'amplitude de 0,5g et de fréquence $f = 5$ Hz, issu des analyses dynamiques en utilisant ADINA et Code Aster (avec le schéma d'intégration temporel de Newmark ou HHT).

Chargement sismique

L'étude sismique est menée sur un intervalle de temps de 4 secondes décomposé comme suit :

- de 0 s à 1 s : les forces statiques sont appliquées progressivement à l'aide d'une fonction rampe.
- de 1 s à 4 s : une accélération sismique est appliquée via un accélérogramme prédéfini.

Les accélérogrammes utilisés sont soit une accélération du sol sinusoïdale d'amplitude 10 g et de fréquence $f=5$ Hz, soit un échantillon de l'accélérogramme issu de la station d'El Centro amplifié 5 fois pour favoriser du glissement à l'interface. Deux valeurs de cohésion ont été adoptées : $c = 0$ kPa et $c = 50$ kPa. L'angle de frottement est constant et vaut $\phi = 25^\circ$. Il a été choisi faible de sorte à favoriser du glissement pour les cas de chargement choisis. La figure 3.9 présente le modèle utilisé pour effectuer ces analyses.

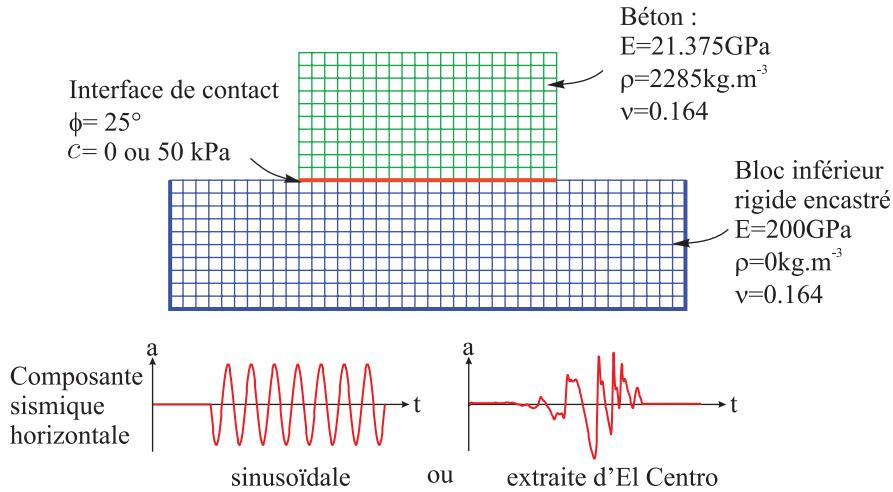


Figure 3.9 Modèle utilisé pour la comparaison des interfaces non-linéaires implémentées sous les logiciels ADINA et Code Aster au cours d'une analyse sismique.

La figure 3.10 présente les courbes de glissement horizontal obtenues sous l'effet de l'accélérogramme sinusoïdal pour une cohésion nulle ou de 50 kPa. On constate que pour une cohésion nulle, les deux courbes concordent parfaitement. Les deux logiciels semblent donc traiter de la même façon le frottement entre les blocs. Pour les modèles avec une cohésion de $c = 50$ kPa, les courbes de déplacement sont également très proches, on remarque cependant une légère divergence au sommet des pics de la courbe, lorsque le glissement change de

direction. Cette légère différence peut s'expliquer par la différence de modélisation de la cohésion : éléments TEC d'un côté contre implémentation directe dans la loi de comportement de l'autre.

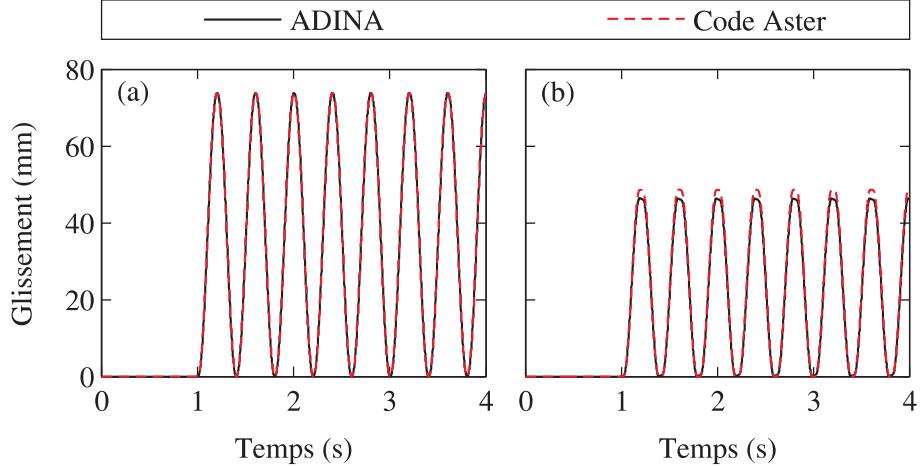


Figure 3.10 Glissement horizontal du bloc supérieur soumis à un accélérogramme sinusoïdal d'amplitude de 10g et de fréquence $f=5$ Hz, avec $\phi=25^\circ$ et (a) $c=0$ kPa ou (b) $c=50$ kPa.

Le modèle de blocs a ensuite été soumis à un accélérogramme extrait du séisme d'El Centro plus réaliste qu'un signal sinusoïdal. Celui-ci a toutefois dû être amplifié 5 fois par rapport à l'excitation originale pour rendre le glissement observable. Les courbes de glissement obtenues pour les différentes valeurs de cohésion sont présentées sur la figure 3.11. Comme précédemment, les courbes de glissement sans cohésion concordent parfaitement. En ce qui concerne les courbes de glissement pour une cohésion de 50 kPa, il n'y a pas de glissement observable, et les courbes coïncident. Autrement dit, la limite de glissement n'a été atteinte dans aucun des deux cas, ce qui corrobore la vérification statique présentée précédemment.

3.5 Conclusion

Ce chapitre a permis de vérifier le comportement non-linéaire statique et dynamique des éléments de contacts implémentés sous ADINA (2015) et Code Aster (2016). Il a été observé que les réponses obtenues en utilisant les deux logiciels sous les même hypothèses sont pratiquement identiques. La modélisation sous ADINA (2015) servira de référence pour le développement de la méthode simplifiée présentée dans le chapitre suivant.

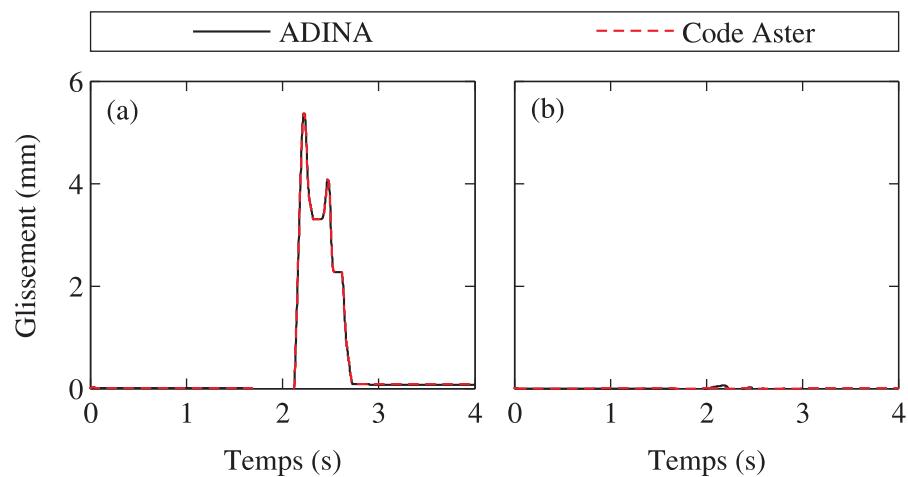


Figure 3.11 Glissement horizontal du bloc supérieur soumis à un extrait de l'accélérogramme de El Centro amplifié 5 fois, avec $\phi = 25^\circ$ et (a) $c=0 \text{ kPa}$ ou (b) $c=50 \text{ kPa}$.

CHAPITRE 4 NOUVEL ALGORITHME DEVELOPPÉ ET VÉRIFICATIONS

4.1 Introduction

Ce chapitre présente l'algorithme d'analyse non-linéaire de la stabilité sismique des barrages-poids. Tout d'abord, les aspects théoriques de cet algorithme seront détaillés, ainsi que les hypothèses simplificatrices qui ont été adoptées. Les modèles utilisés pour valider cet algorithme seront ensuite détaillés. Enfin, les résultats de vérification de l'algorithme seront présentés.

4.2 Formulation théorique de l'algorithme

4.2.1 Hypothèses de base

Le système étudié est présenté sur la figure 4.1.(a). Il est composé d'un barrage-poids en béton retenant un réservoir. Le barrage peut être le siège de non-linéarités localisées à l'interface barrage-roc et aux joints de levée béton-béton. Le reste du barrage se comporte de façon linéaire.

Le barrage sera soumis à son propre poids, aux forces hydrodynamiques du réservoir modélisées par des masses ajoutées de Westergaard (1933), aux sous-pressions constantes, ainsi qu'à des accélérations sismiques. Ces forces sont illustrées sur la figure 4.1.(b). On ne considère pas les effets de l'interaction barrage-fondation pour cette étude. La fondation rocheuse est représentée par une interface de contact rigide et de masse nulle.

4.2.2 Modèle multi-poutres et analyse non-linéaire simplifiée d'un barrage présentant une interface barrage-roc

Dans cette partie, un barrage à une seule interface non-linéaire à sa base est considéré pour illustrer l'application de la méthode simplifiée proposée. En premier lieu, cette méthode consiste à construire un modèle multi-poutres de la structure, afin de pouvoir mener des analyses dynamiques élastiques pseudo-linéaires rapides en interaction permanente avec l'évaluation du glissement du barrage, comme présenté figure 4.2. De cette façon, le comportement non-linéaire du barrage est évalué à chaque instant et influe directement sur l'analyse pseudo-linéaire du barrage à l'instant suivant.

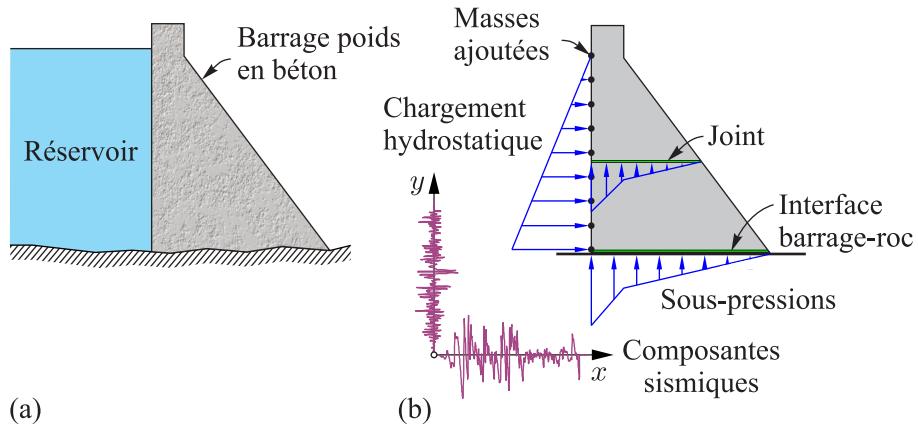


Figure 4.1 (a) Le système étudié comprend le barrage et son réservoir mais pas sa fondation
 (b) Le modèle de ce système est soumis à un séisme et présente une ou plusieurs interfaces non-linéaires.

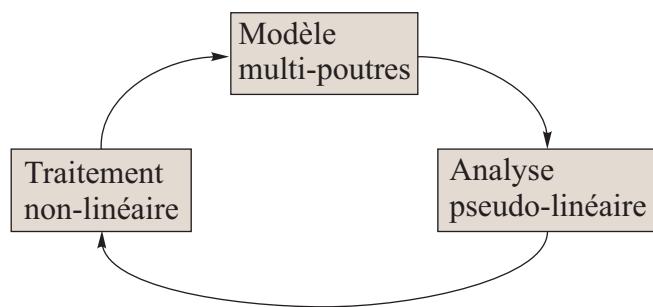


Figure 4.2 Schéma simplifié du fonctionnement de l'algorithme d'analyse de stabilité non-linéaire.

Modèle multi-poutres

Comme évoqué au chapitre 2, un modèle multi-poutres présenté sur la figure 4.3 est utilisé pour représenter le comportement linéaire d'un barrage-poids. Sa construction est basée sur les propriétés géométriques du plot du barrage qu'il représente, comme illustré sur la figure 4.3. Le plot de barrage est d'abord divisé en n tranches représentées chacune par un élément poutre vertical $i = 1 \dots n$, numérotés de bas en haut, reliant les noeuds $n_i^{(\text{inf})}$ à $n_i^{(\text{sup})}$. Les éléments poutres ainsi définis comprennent trois degrés de liberté par noeud : $u_i^{(\text{inf})}$, $v_i^{(\text{inf})}$, $\theta_i^{(\text{inf})}$, $u_i^{(\text{sup})}$, $v_i^{(\text{sup})}$, $\theta_i^{(\text{sup})}$ où u , v et θ désignent, respectivement, la translation horizontale, la translation verticale et la rotation. Le centre de gravité de chaque élément poutre correspond à celui de la tranche horizontale du barrage qu'il représente. L'aire $A^{(i)}$, l'aire de cisaillement $A_s^{(i)}$ et le moment d'inertie $I^{(i)}$ de la section rectangulaire de chaque tranche sont calculés au niveau du centre de gravité de celles-ci. Ces propriétés seront attribuées aux éléments poutre correspondants. La masse du barrage est concentrée aux noeuds des éléments. Les poutres verticales sont reliées entre elles par des liens rigides introduits entre les noeuds $n_i^{(\text{sup})}$ et $n_{i+1}^{(\text{inf})}$ pour $i = 1 \dots n$. Ces liens sont programmés pour disparaître en cas de fissuration comme expliqué par la suite.

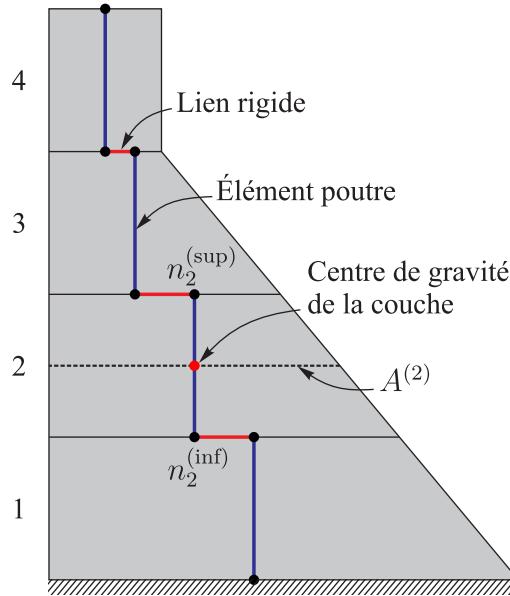


Figure 4.3 Le modèle multi-poutres est construit d'après les propriétés géométriques du barrage.

Analyse dynamique - comportement linéaire

La formulation des éléments finis de poutre utilisée est la formulation exacte de Timoshenko pour des éléments à deux noeuds (Reddy, 1997; Bouaanani, 2004). Les matrices élémentaires de rigidité $\mathbf{k}^{(e)}$ sont calculées comme suit

$$\mathbf{k}^{(e)} = \frac{EI^{(e)}}{(1+\varphi)L^{(e)3}} \begin{bmatrix} 12 & 6L^{(e)} & -12 & 6L^{(e)} \\ 6L^{(e)} & (4+\varphi)L^{(e)2} & -6L^{(e)} & (2-\varphi)L^{(e)2} \\ -12 & -6L^{(e)} & 12 & -6L^{(e)} \\ 6L^{(e)} & (2-\varphi)L^{(e)2} & -6L^{(e)} & (4+\varphi)L^{(e)2} \end{bmatrix} \quad (4.1)$$

avec E le module de Young du matériau, $I^{(e)}$ le moment d'inertie de la poutre, $L^{(e)}$ la longueur de l'élément e et

$$\varphi = \frac{12EI^{(e)}}{GA_s^{(e)}L^{(e)2}} \quad (4.2)$$

où G est le module de cisaillement et $A_s^{(e)}$ l'aire de cisaillement de l'élément e .

La matrice de rigidité \mathbf{K} et la matrice de masse \mathbf{M} sont ensuite assemblées comme préconisé par l'approche classique de la méthode des éléments finis. On considère une matrice d'amortissement de Rayleigh \mathbf{C} pour représenter l'amortissement modal ξ

$$\mathbf{C} = \pi f_1 \xi \mathbf{M}^* \quad (4.3)$$

où f_1 est la fréquence fondamentale du barrage et \mathbf{M}^* la matrice de masse de la structure uniquement, sans considérer les masses ajoutées de Westergaard. Cet amortissement est basé uniquement sur le premier mode propre, et sur la matrice de masse seule.

L'équation de la dynamique correspondant au modèle multi-poutres présenté est la suivante

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{U}}(t) + \mathbf{C}\dot{\mathbf{U}}(t) + \mathbf{K}\mathbf{U}(t) = \mathbf{F}(t) + \mathbf{R}(t) \quad (4.4)$$

ou sous forme partionnée

$$\begin{bmatrix} \mathbf{M}_{aa} & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{M}_{bb} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{\mathbf{U}}_a(t) \\ \ddot{\mathbf{U}}_b(t) \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \mathbf{C}_{aa} & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{C}_{bb} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{\mathbf{U}}_a(t) \\ \dot{\mathbf{U}}_b(t) \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \mathbf{K}_{aa} & \mathbf{K}_{ab} \\ \mathbf{K}_{ba} & \mathbf{K}_{bb} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \mathbf{U}_a(t) \\ \mathbf{U}_b(t) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \mathbf{F}_a(t) \\ \mathbf{F}_b(t) + \mathbf{R}_b(t) \end{bmatrix} \quad (4.5)$$

où le point (\cdot) et le double point ($\cdot\cdot$) indiquent la dérivation de premier et de second degré par rapport au temps, \mathbf{U} est le vecteur contenant les déplacements aux noeuds, partionné en

sous-vecteur \mathbf{U}_b correspondant au noeud à la base du modèle multi-poutres et en sous-vecteur \mathbf{U}_a correspondant aux autres noeuds, \mathbf{M}_{aa} , \mathbf{M}_{bb} , \mathbf{C}_{aa} , \mathbf{C}_{bb} , \mathbf{K}_{aa} , \mathbf{K}_{ab} , \mathbf{K}_{ba} et \mathbf{K}_{bb} sont des sous-matrices partionnées des matrices de masse \mathbf{M} , d'amortissement \mathbf{C} , et de rigidité \mathbf{K} , \mathbf{F} et \mathbf{R} sont des vecteurs contenant, respectivement, la force extérieure appliquée et la réaction du modèle, aussi partionnés en \mathbf{F}_a , \mathbf{F}_b et \mathbf{R}_b à l'instar du vecteur des déplacements \mathbf{U} . Pour la suite de ce chapitre, les degrés de liberté $u_1^{(inf)}$, $v_1^{(inf)}$ et $\theta_1^{(inf)}$ correspondants au noeud à la base du modèle multi-poutres seront notés u_b , v_b et θ_b .

Au cours de l'analyse dynamique linéaire élastique, on considère le noeud $n_1^{(inf)}$ à la base du modèle multi-poutres fixe, i.e. $\mathbf{U}_b = [u_b, v_b, \theta_b]^T = \mathbf{0}$. On peut alors déterminer le vecteur des déplacements \mathbf{U}_a qui satisfait l'équation

$$\mathbf{M}_{aa} \ddot{\mathbf{U}}_a(t) + \mathbf{C}_{aa} \dot{\mathbf{U}}_a(t) + \mathbf{K}_{aa} \mathbf{U}_a(t) = \mathbf{F}_a(t) \quad (4.6)$$

Cette équation sera résolue à l'aide de l'algorithme d'intégration temporelle classique de Newmark (Newmark, 1959) dans le cadre de ce projet.

La réaction \mathbf{R}_b à la base du modèle multi-poutres peut être obtenue grâce à l'équation

$$\mathbf{R}_b(t) = \mathbf{K}_{ba} \mathbf{U}_a(t) - \mathbf{F}_b(t) \quad (4.7)$$

Ce vecteur \mathbf{R}_b contient l'effort de cisaillement \mathcal{V}_b , l'effort normal \mathcal{N}_b et le moment fléchissant \mathcal{M}_b à la base du modèle multi-poutres dans le cas linéaire. Ces efforts seront utiles par la suite pour déterminer la réponse non-linéaire du barrage. Ils permettront également d'évaluer l'amplification dynamique du cisaillement par rapport à un modèle de corps rigide. En effet, on peut décomposer \mathcal{V}_b de la façon suivante : $\mathcal{V}_b = \mathcal{V}_{\text{stat}} + \mathcal{V}_{\text{dyn}}$, où $\mathcal{V}_{\text{stat}}$ représente la force de cisaillement que l'on obtiendrait à l'issue d'une analyse statique, et \mathcal{V}_{dyn} représente la part du cisaillement supplémentaire due aux effets dynamiques.

Analyse dynamique - comportement non-linéaire

Tout d'abord, le facteur de sécurité au glissement $FSG(t)$ est calculé à chaque instant selon l'expression

$$FSG(t) = \left| \frac{\mu \mathcal{N}_b(t) + c \gamma(t) A^{(1)}}{\mathcal{V}_b(t)} \right| \quad (4.8)$$

où μ et c sont, respectivement, le coefficient de frottement et la cohésion caractérisant l'interface, et où $\gamma(t)$ est un coefficient égal à 1 pour $t < t_1$ et 0 sinon, avec t_1 correspondant au

premier glissement à l'interface barrage-roc. Le coefficient de frottement est relié à l'angle de frottement ϕ par la relation $\mu = \tan(\phi)$ tel que discuté au Chapitre 2. Cette expression du facteur de sécurité respecte le critère de rupture de Mohr-Coulomb et prend en compte à la fois le frottement et la cohésion, comme conseillé dans la littérature (Alliard et Léger, 2008 ; Renaud *et al.*, 2016). On rappelle que la prise en compte de la cohésion permet de limiter le glissement en ajoutant la force $c \gamma(t) A^{(1)}$ aux autres forces stabilisatrices. Notons que, dans le cadre de ce travail, $\gamma = 0$ ou 1 , et que par conséquent, la fissuration partielle n'est pas considérée.

Le facteur de sécurité au glissement sert ensuite à déterminer l'instant t_1 à partir duquel le barrage commence à glisser. Cet instant est caractérisé par $FSG(t_1) < 1$. À partir de t_1 , le barrage entre en mouvement de glissement avec une accélération à la base qui peut s'exprimer par

$$\ddot{u}_b(t_1) = \frac{\mathcal{V}_b(t_1) - |\mu \mathcal{N}_b(t_1)| \operatorname{sign}(\mathcal{V}_b(t_1))}{M_{\text{tot}}} \quad (4.9)$$

où M_{tot} désigne la masse totale du modèle multi-poutres du barrage incluant les masses ajoutées de Westergaard, $\mathcal{V}_b(t_1)$ et $\mathcal{N}_b(t_1)$ sont les efforts de cisaillement et normal obtenus de l'analyse linéaire à l'instant t_1 , et où sign est la fonction signe, i.e. $\operatorname{sign}(x) = -1$ si $x < 0$; $\operatorname{sign}(x) = 0$ si $x = 0$ et $\operatorname{sign}(x) = 1$ si $x > 0$.

La vitesse $\dot{u}_b(t_1)$ et le déplacement $u_b(t_1)$ à la base du modèle multi-poutres du barrage peuvent être obtenues en fonction de leurs valeurs à l'instant $t_1 - \Delta t$, où Δt est le pas de temps de calcul, selon la méthode de l'accélération constante, soit en écrivant

$$\dot{u}_b(t_1) = \dot{u}_b(t_1 - \Delta t) + \frac{\Delta t}{2} (\ddot{u}_b(t_1 - \Delta t) + \ddot{u}_b(t_1)) \quad (4.10)$$

et

$$u_b(t_1) = u(t_1 - \Delta t) + \dot{u}_b(t_1 - \Delta t) \Delta t + \frac{\Delta t^2}{4} (\ddot{u}_b(t_1 - \Delta t) + \ddot{u}_b(t_1)) \quad (4.11)$$

Pour les instants de calcul suivants, tout au long de la phase de glissement, i.e. $t_1 < t < t_3$, il faut tenir compte des effets dynamiques sur l'ensemble de la structure. D'une part, le mouvement du modèle multi-poutres est amorti à travers la force de cisaillement à la base

$$\mathcal{V}_b^{(d)}(t) = -2\pi f_1 \xi M_{\text{tot}}^* \dot{u}_b(t - \Delta t) \quad (4.12)$$

où l'exposant ^(d) indique l'amortissement comme source de l'effort de cisaillement (d pour damping en anglais), M_{tot}^* désigne la masse totale du barrage sans tenir compte des masses

ajoutées de Westergaard, et $-2\pi f_1 \xi M_{\text{tot}}^*$ représente le coefficient d'amortissement de Rayleigh. Pour les fins de simplification, l'amortissement global du système en mouvement n'a pas été ajusté pour distinguer l'amortissement modal de celui dû à la dissipation d'énergie par frottement à l'interface de glissement. L'algorithme proposé permet cependant cet ajustement en offrant à l'utilisateur la possibilité de préciser deux coefficients d'amortissement distincts par une simple modification du code.

D'autre part, il faut prendre en compte l'apparition de forces de cisaillement $\mathcal{V}_b^{(s)}$ induites par les effets dynamique du glissement indiqué par l'exposant ^(s) pour sliding en anglais. Ces forces peuvent être calculées simplement en ajoutant une accélération $-\ddot{u}_b$ à l'accélération sismique appliquée à l'ensemble du modèle multipoutres, pour obtenir un nouveau vecteur de chargement \mathbf{F}^* . Ce nouveau chargement nous permet d'obtenir une force de cisaillement à la base \mathcal{V}_b^* qui diffère de \mathcal{V}_b par la composante $\mathcal{V}_b^{(\text{dyn})}$:

$$\mathcal{V}_b^* = \mathcal{V}_b + \mathcal{V}_b^{(\text{dyn})} \quad (4.13)$$

où $\mathcal{V}_b^{(\text{dyn})}$ se décompose elle-même en $\mathcal{V}_b^{(s)}$ et $-\ddot{u}_b M_{\text{tot}}$, la force de cisaillement statique induite par le chargement supplémentaire $-\ddot{u}_b$, qui ne rentre pas en jeu dans l'évaluation des effets non-linéaires :

$$\mathcal{V}_b^{(\text{dyn})} = \mathcal{V}_b^{(s)} - \ddot{u}_b M_{\text{tot}} \quad (4.14)$$

Pour la composante non-linéaire de l'analyse, on utilise donc la force de cisaillement totale à la base

$$\mathcal{V}_b^{(\text{tot})}(t) = \mathcal{V}_b(t) + \mathcal{V}_b^{(s)}(t) + \mathcal{V}_b^{(\text{d})}(t) \quad (4.15)$$

qui s'exprime également comme

$$\mathcal{V}_b^{(\text{tot})}(t) = \mathcal{V}_b^*(t) + \ddot{u}_b(t - \Delta t) M_{\text{tot}} - 2\pi f_1 \xi M_{\text{tot}}^* \dot{u}_b(t - \Delta t) \quad (4.16)$$

pour déterminer l'accélération

$$\ddot{u}_b(t) = \frac{\mathcal{V}_b^{(\text{tot})}(t) - |\mu \mathcal{N}_b(t)| \text{sign}(\mathcal{V}_b^{(\text{tot})}(t))}{M_{\text{tot}}} \quad (4.17)$$

On remarquera que pour des raisons pratiques, l'accélération \ddot{u}_b utilisée pour l'analyse dynamique linéaire à l'instant t sera celle évaluée à l'instant $t - \Delta t$ puisque $\ddot{u}_b(t)$ n'est pas encore connue et sera évaluée par la suite. Il en est de même pour la force d'amortissement. Cette hypothèse est acceptable tant que le pas de temps Δt reste très petit, il est fixé à $\Delta t = 1ms$ dans cette étude.

On définit l'instant t_2 comme l'instant où le FSG redevient supérieur à 1, i.e. $FSG(t_2) > 1$. D'après les critères de glissement statique, le barrage ne devrait plus glisser, mais dans le cadre d'une analyse dyamique, il termine sa course en décélérant jusque t_3 , à partir duquel il sera à nouveau solidaire de sa fondation, i.e. $\dot{u}_b(t_3) = 0$. Pour $t_2 < t < t_3$, on évalue le glissement de la même manière que précédemment, excepté que :

- le sens de la force de friction ne dépend plus de celui de la force de cisaillement mais de la vitesse de glissement au pas précédent :

$$\ddot{u}_b(t) = \frac{\mathcal{V}_b^*(t) + \ddot{u}_b(t-\Delta t) M_{\text{tot}} - 2\pi f_1 \xi M_{\text{tot}} \dot{u}_b(t-\Delta t) - |\mu \mathcal{N}_b(t)| \text{sign}(\dot{u}_b(t-\Delta t))}{M_{\text{tot}}} \quad (4.18)$$

- à chaque instant de calcul, il faut vérifier si t_3 a été atteint, ce qui est le cas dès que $\text{sign}(\dot{u}_b(t)) \neq \text{sign}(\dot{u}_b(t-\Delta t))$. Alors $(t-\Delta t) = t_3^- < t_3 < t = t_3^+$ et on peut calculer précisément $t_3 = t_3^- + \tau$ en utilisant une méthode d'intégration de Newmark-Beta avec accélération linéaire :

$$\dot{u}_b(t_3^- + \tau) = \dot{u}_b(t_3^-) + \tau \ddot{u}_b(t_3^-) + \frac{\tau^2}{2\Delta t} (\ddot{u}_b(t_3^+ + \Delta t) - \ddot{u}_b(t_3^-)) = 0 \quad (4.19)$$

Il suffit alors de résoudre l'équation précédente pour obtenir τ et donc t_3 et déterminer $u_b(t_3^+) = u(t_3) = u_b(t_3^- + \tau)$ grâce à l'équation

$$u_b(t_3^- + \tau) = u_b(t_3^-) + \dot{u}_b(t_3^-) \tau + \ddot{u}_b(t_3^-) \frac{\tau^2}{2} + (\ddot{u}_b(t_3^+) - \dot{u}_b(t_3^-)) \frac{\tau^3}{6\Delta t} \quad (4.20)$$

le glissement à la fin de cette phase de glissement. On corrigera également les valeurs de $\ddot{u}_b(t_3^+)$ et $\dot{u}_b(t_3^+)$ calculées à l'origine en posant $\ddot{u}_b(t_3^+) = \dot{u}_b(t_3^+) = 0$ puisque le glissement est terminé.

On remarquera que le vecteur de déplacement \mathbf{U}_a calculé précédemment était relatif au noeud à la base du modèle multi-poutres, considéré fixe. Au cours de la phase de glissement et par la suite, pour obtenir le vecteur de déplacement absolu des noeuds supérieur, il suffit d'ajouter une translation horizontale d'amplitude $u_b(t)$ à \mathbf{U}_a .

Pour la suite de l'analyse, tant que $FSG(t) > 1$ le barrage reste solidaire de sa fondation et $u_b(t) = u_b(t-\Delta t)$. À chaque fois que $FSG(t) < 1$, une nouvelle phase de glissement débute et la procédure précédente peut être répétée, autant fois que possible, comme illustré figure 4.4

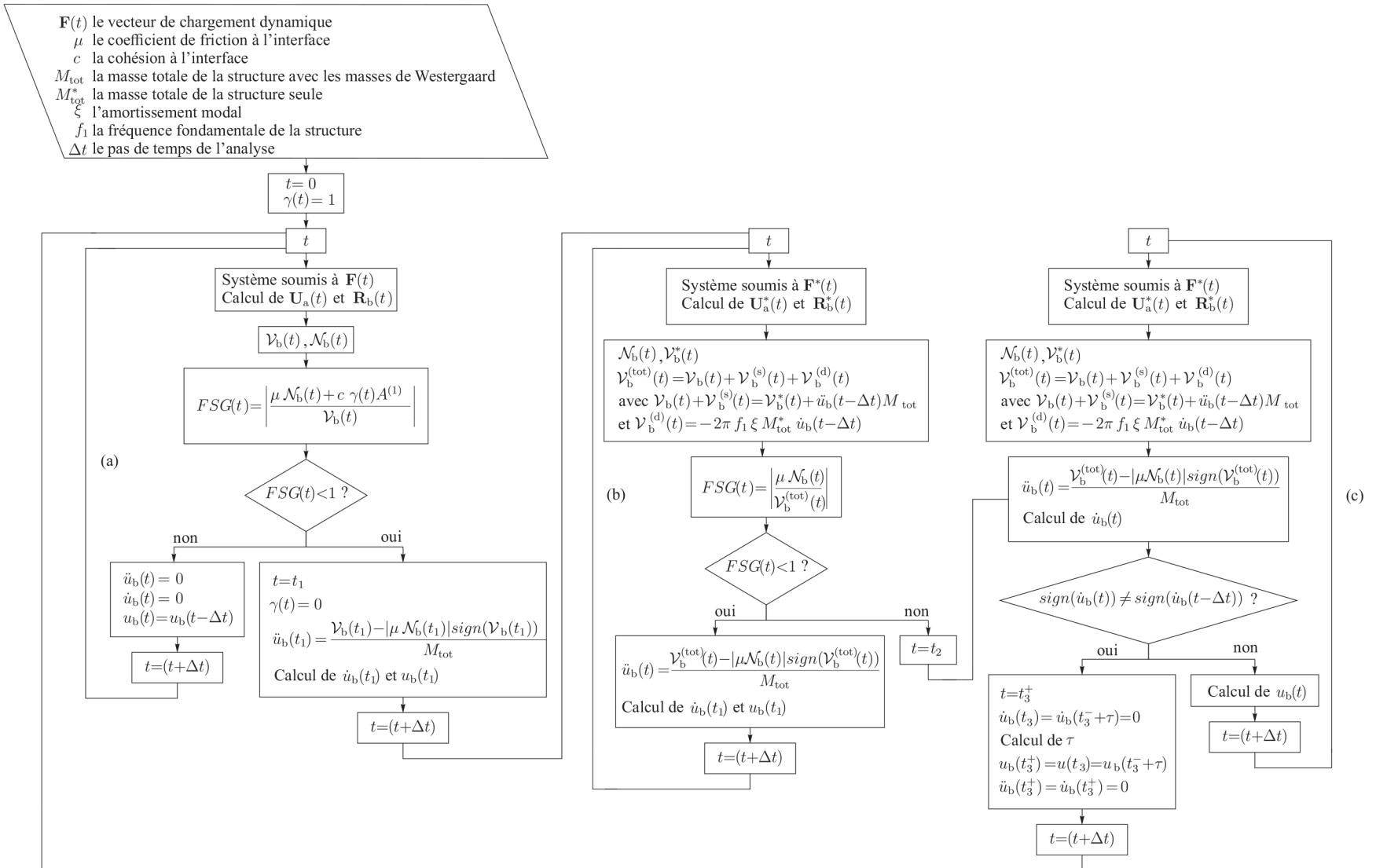


Figure 4.4 Algorithme d'analyse non-linéaire simplifié de la stabilité du barrage (a) entre chaque phase de glissement (b) pour $t_1 < t < t_2$ et (c) pour $t_2 < t < t_3$

4.2.3 Multiplicité des interfaces non-linéaires au sein du barrage

La méthode simplifiée proposée précédemment peut également être appliquée dans le cas où plusieurs fissures apparaissent au sein du barrage. En effet, les joints béton-béton du barrage peuvent se fissurer de la même façon que l'interface barrage-fondation. La multiplicité des interfaces de contact est un phénomène complexe à modéliser, qui nécessite la localisation et la paramétrisation de chacune des interfaces par l'utilisateur. Ce type d'analyse est d'autant plus coûteux en terme de temps de calcul que les interfaces sont nombreuses. Il est donc particulièrement intéressant de proposer une alternative simplifiée à la modélisation complète par éléments finis des multiples interfaces de contact.

Un barrage présentant N interfaces de contact caractérisée par leur coefficient de friction μ_i , incluant l'interface barrage-roc, peut être divisé en N blocs pouvant glisser les uns sur les autres. Les interfaces et les blocs sont numérotés de bas en haut. Au cours de l'analyse, les blocs seront traités différemment selon l'état du système, comme présenté figure 4.5. En effet, pour un bloc i où $i < N$, la part des efforts \mathcal{V}_{i+1} et \mathcal{N}_{i+1} transmis par le bloc $i+1$ dépendent de l'état de l'interface $i+1$: si elle est non-glissante, le bloc $i+1$ transmet tous ses efforts au bloc i , sinon (si l'interface est glissante) la force de cisaillement transmise par le bloc $i+1$ au bloc $i+1$ sera limitée en valeur absolue par l'effort normal à hauteur de $\mu_i |\mathcal{N}_{i+1}|$. Si on se réfère aux notations de la figure 4.4, l'état non-glissant d'une interface correspond à la phase (a) de l'algorithme, tandis que l'état glissant correspond aux phases (b) et (c) de l'algorithme.

À chaque instant, l'état de l'ensemble des interfaces impose la façon de mener l'analyse. Connaissant l'état de chaque interface à l'instant précédent, on peut regrouper les blocs solidaires les uns des autres par groupes G_i pour $i = 1 \dots k$, numérotés de bas en haut comme présenté figure 4.6. Au sein de chaque groupe i , on numérote les n_i blocs de haut en bas pour les noter $B_i^{(j)}$ avec $j = 1 \dots n_i$. Cette numérotation est mouvante : elle dépend de l'instant du calcul considéré, contrairement à la numérotation globale des blocs. La figure 4.6 présente un exemple de regroupement des blocs pour un modèle à 6 interfaces divisé en 3 groupes.

Pour chaque instant de calcul, on commence par mener l'analyse dynamique linéaire de chacun des blocs, de haut en bas, en les considérant solidaires les uns des autres. Cette analyse correspond au cas où aucune des interfaces n'est glissante, et permet de déterminer les efforts \mathcal{V}_i et \mathcal{N}_i à la base de chacun des blocs dans le cas d'une analyse linéaire. Les efforts normaux \mathcal{N}_i resteront constants pour l'analyse non-linéaire, mais les efforts de cisaillement

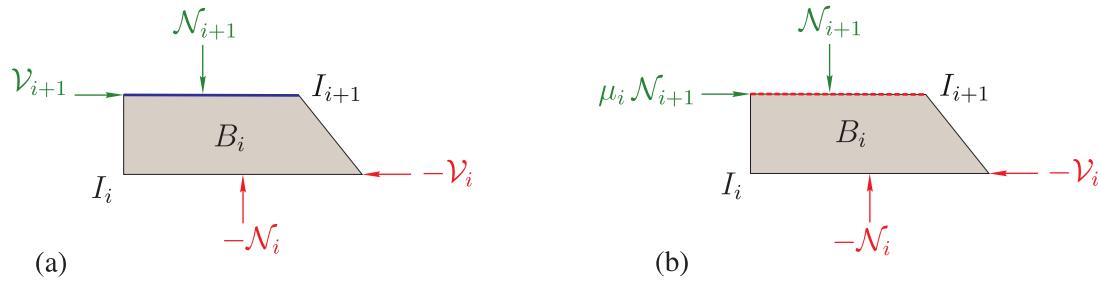


Figure 4.5 Bilan des forces transmises au bloc B_i dans le cas où (a) l'interface I_{i+1} est non-glissante et (b) l'interface I_{i+1} est glissante

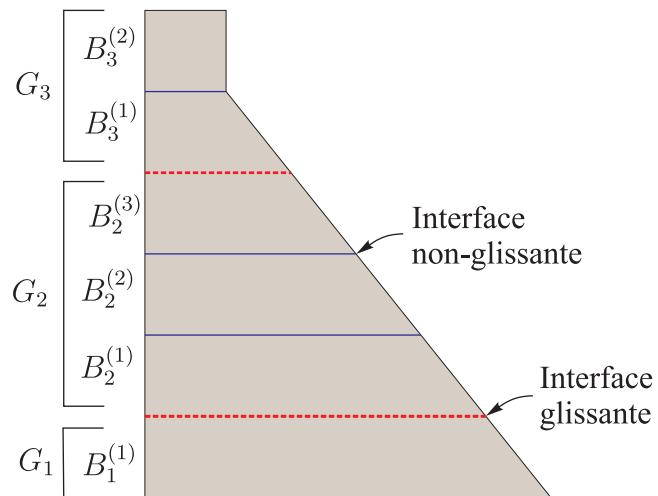


Figure 4.6 Constitution des groupes de blocs du barrage en fonction de l'état des interfaces

\mathcal{V}_i pourront être variables selon les effets dynamiques des blocs en mouvement et l'état des interfaces.

Suivant l'état du système à l'instant précédent, les groupes décrits précédemment sont construits et l'analyse non-linéaire à proprement parler débute. On commence par le groupe G_1 pour obtenir l'accélération de chaque groupe en partant de la base du barrage. Le premier bloc analysé est le bloc $B_1^{(1)}$ car c'est celui qui est directement en contact avec le groupe supérieur via une interface glissante. On connaît donc les efforts qui seront transmis par le bloc supérieur à $B_1^{(1)}$, qui sont \mathcal{N}_2 et $\mu_2 \mathcal{N}_2 \text{sign}(\mathcal{V}_2)$ pour l'exemple présenté figure 4.6. L'analyse dynamique de ce bloc permet de déterminer les efforts à sa base dans le cadre global de l'analyse non-linéaire du barrage. Cette étape permet en particulier d'obtenir l'effort de cisaillement $\mathcal{V}_{\text{nl}1}^{(1)}$ puisque l'effort normal $\mathcal{N}_{\text{nl}1}^{(1)}$ sera égal à celui calculé au cours de l'analyse du même bloc dans le cadre linéaire, c'est à dire \mathcal{N}_1 dans le cas de la figure 4.6. On peut alors évaluer l'état de l'interface correspondant à la base de ce bloc pour l'instant $t + \Delta t$ en appliquant directement l'algorithme présenté pour une seule interface.

Le bloc $B_1^{(2)}$ est ensuite analysé de la même façon si le premier groupe est composé de plus d'un bloc, à la différence que l'interface supérieure est non-glissante, et donc la totalité des efforts du bloc supérieur lui sont transmis. De plus, la masse du système à prendre en compte dans l'évaluation des effets non linéaire est la masse propre du bloc concerné et de tous ceux qui le surplombent sans glisser, ici uniquement $B_1^{(1)}$. Cette procédure est répétée jusqu'au bloc $B_1^{(n_1)}$.

Une fois arrivé à la base du premier groupe, le groupe suivant est analysé de la même façon en partant du bloc le plus élevé. Cet algorithme est répété jusqu'à ce que l'analyse du bloc $B_k^{(n_k)}$ soit complétée, comme présenté figure 4.7. À la fin de l'itération de l'algorithme à l'instant t , les interfaces peuvent être dans des états différents de l'instant précédent. Il faudra donc prendre en compte ces changements pour le nouvel établissement des groupes de blocs à $t + \Delta t$.

On remarquera que les N blocs mentionnés dans cette section n'ont aucun rapport avec les n couches du barrage décrites précédemment pour la construction du modèle multi-poutres. En fait, chaque bloc a son propre modèle multi-poutres, qui est analysé à chaque pas de temps en considérant sa base fixe, comme dans la partie précédente, avant d'évaluer l'état de son interface de glissement. La seule différence concerne les efforts transmis par le bloc

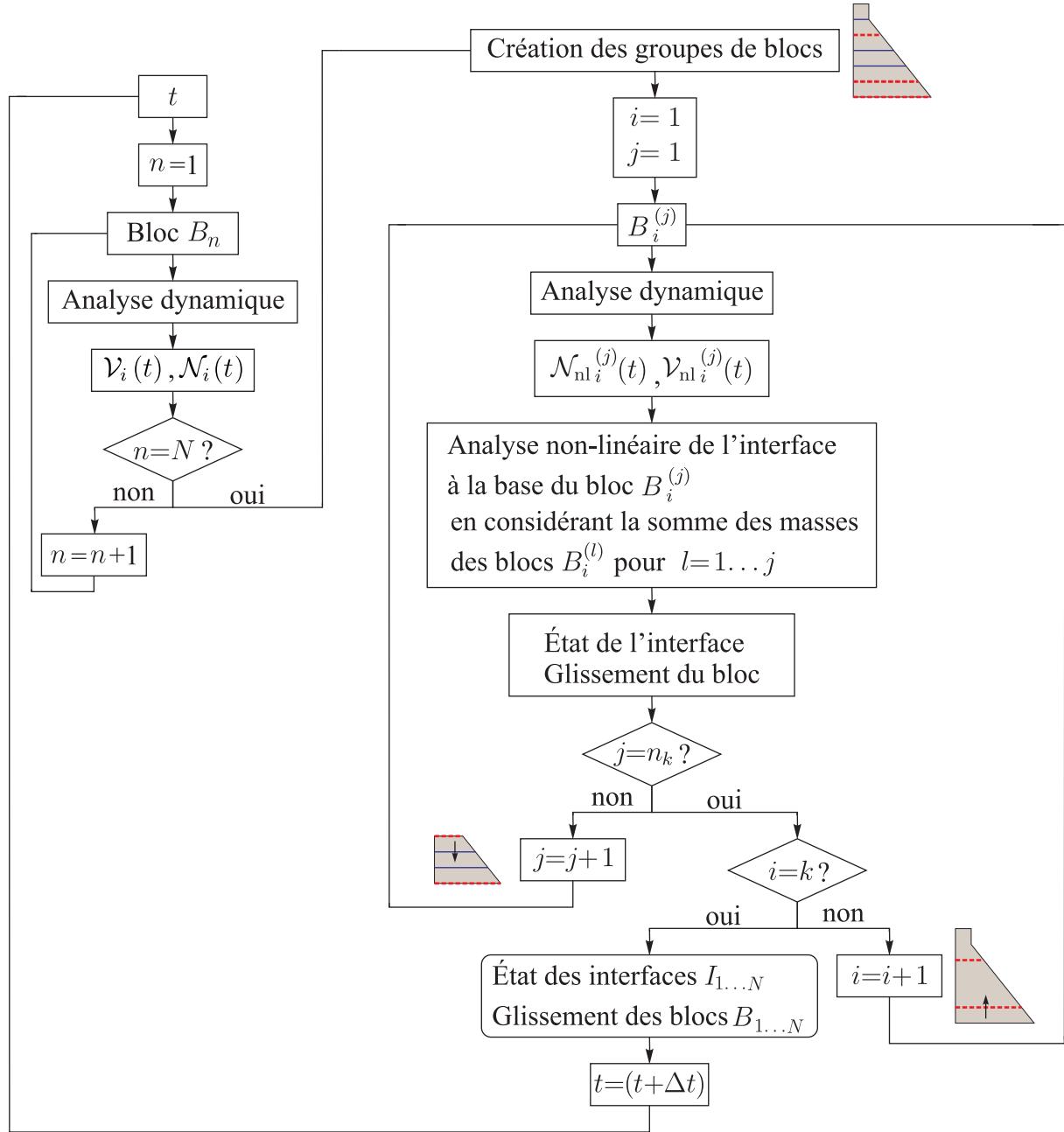


Figure 4.7 L'algorithme développé pour obtenir la réponse sismique non-linéaire d'un barrage présentant de multiples interfaces de glissement est basé sur l'algorithme pour une simple interface, appliqué à chaque interface de façon adéquate.

supérieur, qui sont ajoutés via une force nodale au sommet de chaque modèle multi-poutres, et la masse totale du système, qui dépend des blocs supérieurs solidaires du bloc analysé.

L'algorithme ci-dessous a été programmé sous Matlab (2015). Son application à plusieurs cas d'étude et sa vérification sont présentées dans ce qui suit.

4.3 Exemples illustratifs

Pour vérifier la méthode proposée ci-dessus, on considère deux barrages présentés sur la figure 4.8. Le premier ouvrage étudié est un barrage-poids de taille moyenne, d'une hauteur de 35 m, avec une base de 27,5 m, retenant un réservoir rempli à hauteur de 33 m. Ce barrage sera désigné par B35 par la suite. Le second barrage-poids, de taille plus importante, a une hauteur de 90 m, avec une base de 70 m, retenant un réservoir rempli à hauteur de 86 m. Ce barrage sera désigné par B90. Ces barrages seront successivement considérés rigides et flexibles pour comparer les analyses de corps rigides avec ceux des modèles plus proches de la réalité. Le matériau constitutif des modèles sera donc du béton avec d'une part un module de Young très élevé et d'autre part un module de Young $E = 25 \text{ GPa}$, un coefficient de Poisson $\nu = 0,2$ et une masse volumique $\rho = 2400 \text{ kg/m}^3$ dans tous les cas. Rappelons que la fondation est considérée rigide et de masse nulle.

Les sous-pressions sont considérées constantes et calculées d'après les recommandations de la référence USACE (1995), en supposant un drain d'efficacité 66% situé à 5 mètres de la face amont du barrage et 5 mètres de sa base, que ce soit pour le barrage B35 ou le B90. Les différents modèles sont soumis à une charge sismique horizontale basée sur les accélérogrammes issus : (i) du tremblement de terre de Imperial Valley (1940) enregistré à la station El Centro, et (ii) du tremblement de terre de Parkfield (1966) enregistré à la station Cholame numéro 5. Les accélérogrammes de ces deux séismes sont présentés sur la figure 4.9. Les effets hydrodynamiques du réservoir sont introduits à l'aide des masses ajoutées de Westergaard (1933), calculées en chaque noeud i de la face amont du barrage selon l'équation 2.2 présentée chapitre 2. Un amortissement modal de 5% est considéré.

Pour vérifier la performance de l'algorithme proposé, les résultats de cet algorithme sont comparés à ceux obtenus des analyses par éléments finis de différents modèles de chaque barrage. À cette fin, les résultats obtenus par le logiciel d'éléments finis ADINA (2015) sont utilisés comme solutions de référence. Les différents modèles étudiés sont illustrés sur la figure 4.10. On y distingue des modèles par éléments finis d'élasticité plane 2D à quatre noeuds, et des modèles hybrides combinant le modèle multi-poutres du barrage, construit comme expli-

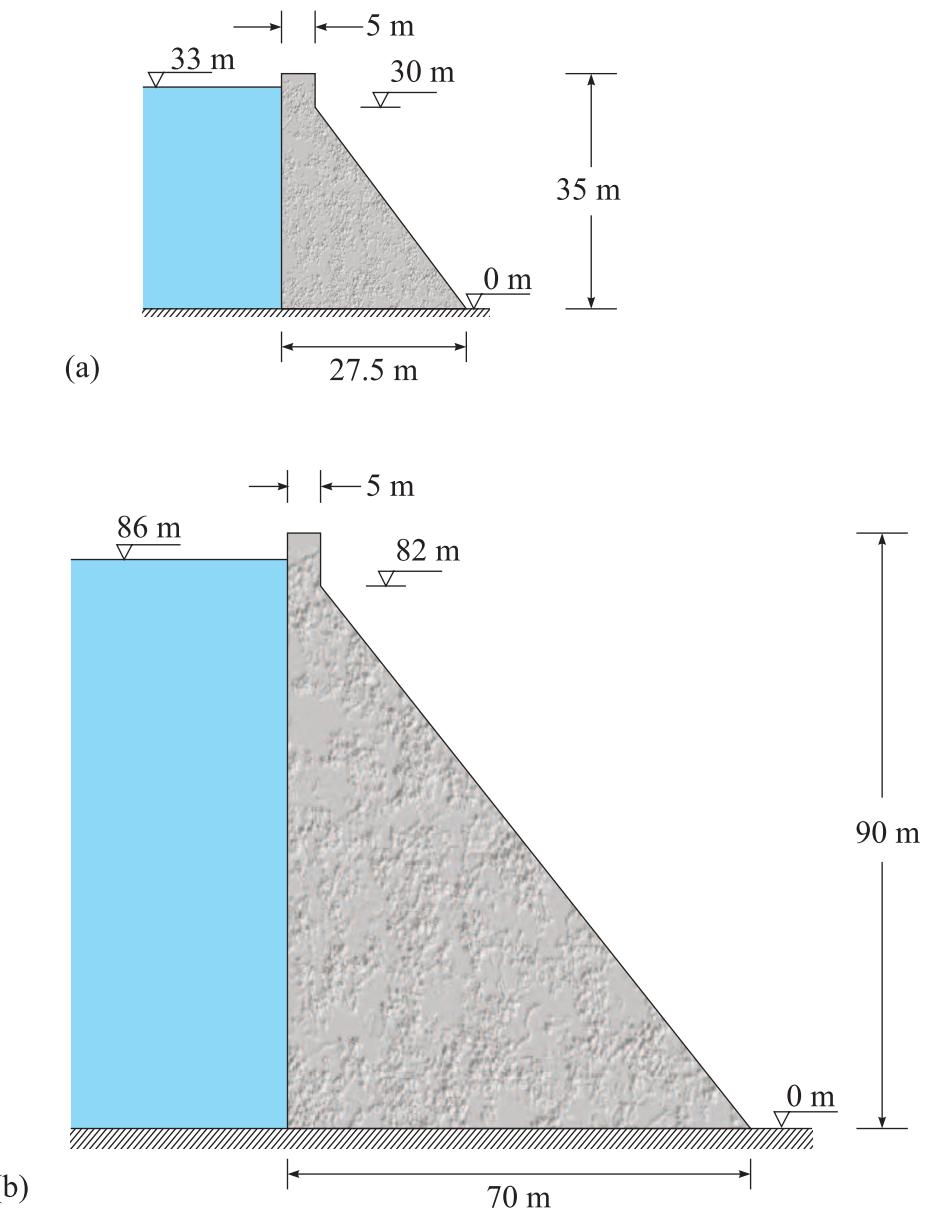


Figure 4.8 Géométries des barrages étudiés : (a) Barrage B35, (b) Barrage B90.

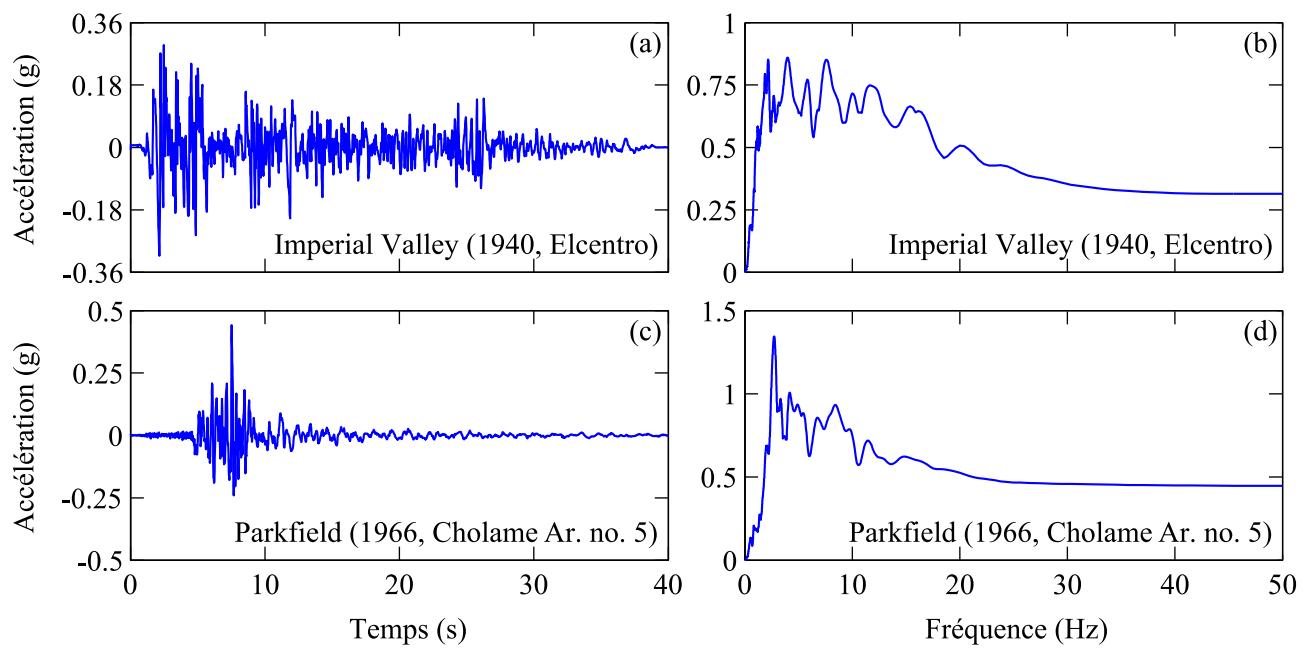


Figure 4.9 Accélérations sismiques utilisées : (a) Composante horizontale du séisme de Imperial Valley (1940) enregistré à la station El Centro et (b) son spectre, (c) Composante horizontale du séisme de Parkfield (1966) enregistré à la station Cholame numéro 5 et (d) son spectre.

qué précédemment, avec des éléments finis d'interface implémentés dans le logiciel ADINA (2015) tel que décrit au Chapitre 3. Dans ce dernier cas, une poutre rigide de masse nulle et de longueur égale à la largeur de la base du barrage, est reliée au noeud à la base du modèle multi-poutres. Notons que les densités des maillages des barrages B35 et B90 sur la figure 4.10 sont similaires. Un modèle de barrage présentant plusieurs interfaces de glissement est également analysé pour vérifier la prise en compte de multiples non-linéarités par l'algorithme. Ce modèle, présenté sur la figure 4.11, est un modèle par éléments finis 2D du barrage B35, présentant une fissure à l'interface barrage-roc, ainsi que 2 fissures aux joints béton-béton, situés à 6,3 m et 30 m de hauteur, respectivement. Dans tous les cas, la fondation est représentée par une interface rigide fixe.

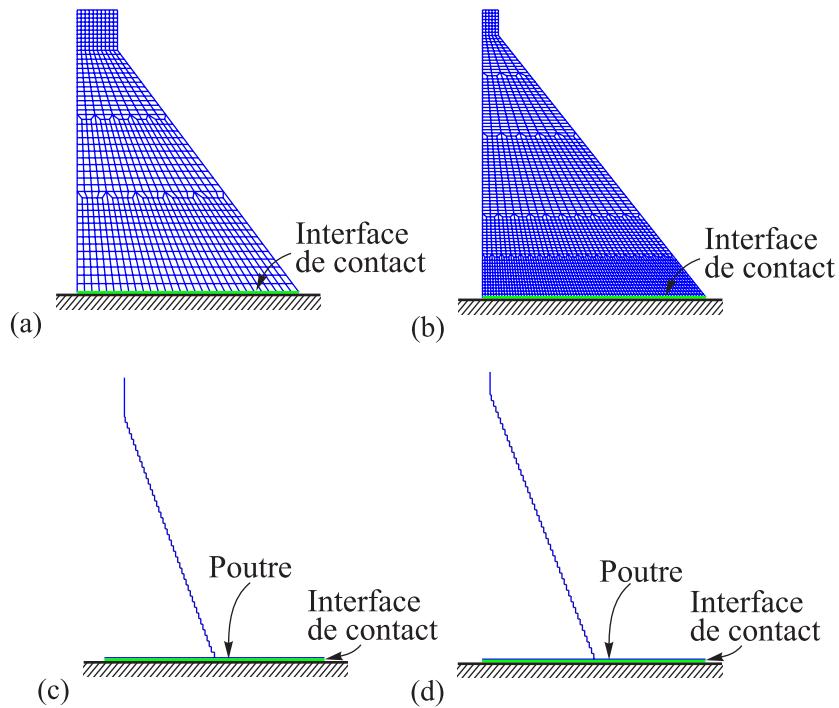


Figure 4.10 Modèles utilisés : (a) Modèle par éléments finis 2D à 4 noeuds du barrage B35, (b) Modèle par éléments finis 2D à 4 noeuds du barrage B90, (c) Modèle multi-poutres du barrage B35, (d) Modèle multi-poutres du barrage B90.

Les sous-pressions sont considérées constantes à chaque interface et calculées d'après les recommandations de la référence USACE (1995), en supposant la même efficacité du drain que précédemment. On remarquera que les sous-pressions doivent être appliquées aux deux bords de chaque joints de levée, contrairement au cas précédent, où le bord inférieur de l'interface barrage-roc était fixe et donc n'était pas soumis aux sous-pressions dans les modèles analysés.

Les effets de la cohésion et de l'angle de frottement sont considérés à travers des éléments d'interface implémentés dans le logiciel ADINA (2015) tel que décrit au Chapitre 3.

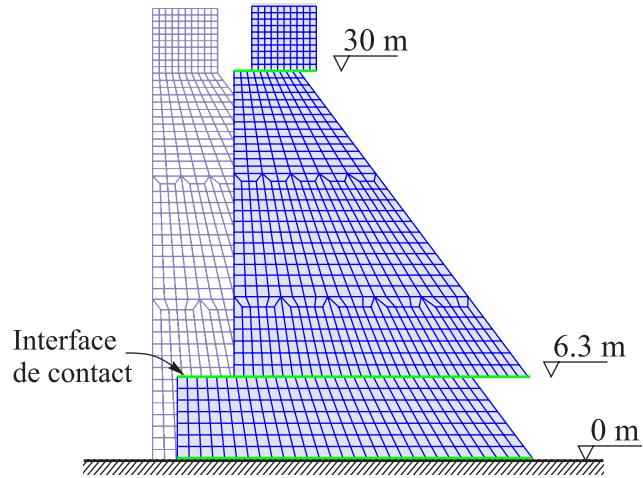


Figure 4.11 Modèle complet par éléments finis du B35 présentant 3 interfaces de glissement, en position initiale et avec différents glissements résiduels pour chaque bloc.

4.4 Résultats et discussions

4.4.1 Effet du nombre d'éléments du modèle multi-poutres

Dans cette section et ce qui suit, les résultats provenant des modèles par élément finis 2D réalisés sous ADINA (2015) seront référencés par « MEF2D », ceux obtenus des modèles multi-poutres combinés aux interfaces nonlinéaires, réalisés sous ADINA, seront référencés par « MMP », et ceux obtenus en utilisant le nouvel algorithme décrit ci-dessous seront référencés par « Solution proposée ».

En premier lieu, une vérification du comportement linéaire des modèles multi-poutres utilisés au cours de cette étude a été conduite et est présentée ci-dessous. Cette vérification a été menée en utilisant trois modèles multi-poutres par barrage, variables par le nombre n d'éléments poutre qui les composent, i.e. $n = 10, 50, 100$. Ces modèles, construits d'après la méthode géométrique exposée précédemment, sont comparés selon les résultats des analyses modales. On s'intéresse particulièrement aux courbes de réponse en fréquence d'accélération au sommet de chaque modèle multi-poutres. L'amortissement modal considéré pour tous les modèles est $\xi = 5\%$.

La figure 4.12 présente les courbes de réponse en fréquence obtenues en utilisant les modèles par éléments finis 2D et multi-poutres, comparées à celles fournies par l'algorithme proposé. D'une part, on remarque que la convergence des modèles multi-poutres est atteinte pour $n = 50$ éléments, c'est donc la valeur qui sera conservée pour la suite des analyses. D'autre part, on peut noter une légère différence entre les modèles multi-poutres et le modèle complet à des fréquences élevées. Cette différence s'explique par la simplification inhérente du modèle multi-poutres, et ne peut pas être réduite davantage par un maillage plus raffiné tel qu'illustré sur la figure 4.12. De plus, le troisième mode propre qui apparaît sur la figure 4.12 est un mode vertical, tandis que les deux premiers modes propres sont des modes horizontaux. Ceci peut également expliquer l'écart de la troisième fréquence propre des modèles multi-poutres, puisqu'ils ont été construits plus pour reproduire les caractéristiques horizontales que verticales.

4.4.2 Effets des propriétés mécaniques de l'interface barrage-roc

Pour un barrage présentant une unique interface non-linéaire à sa base, on étudie dans cette section l'impact des paramètres mécaniques de l'interface barrage-roc, i.e. ϕ et c , sur les glissements obtenus à la base du barrage en utilisant les différents modèles. On considère des barrages rigides avec $E = 25000$ GPa. La cohésion utilisée pour les différents modèles est soit 0, soit une valeur non-nulle variable, choisie de façon à mettre en valeur l'impact de la cohésion sur le glissement résiduel du barrage. Un angle de frottement minimal $\phi = 45^\circ$ recommandé pour les analyses de stabilité sismique a été considéré à l'origine. Cependant, comme illustré sur les figures 4.13.(a) et (b), le glissement obtenu pour les modèles rigides avec un angle de frottement $\phi = 45^\circ$ est quasiment nul, ce qui empêche la comparaison des différentes méthodes d'analyse. Pour obtenir un glissement plus significatif permettant la comparaison des résultats des différents modèles, l'angle de frottement des modèles rigides a donc été ajusté à $\phi = 35^\circ$. Les résultats obtenus sont montrés sur les figures 4.13.(c) et (d), où l'on confirme la très bonne concordance des trois modèles à prédire le glissement des barrages rigides.

Notons que les résultats présentés sur la figure 4.13 ont été obtenus en considérant une cohésion nulle. L'effet de ce paramètre sur les glissements des barrages rigides est illustré sur la figure 4.14. L'accord satisfaisant observé entre les résultats provenant des trois types de modèles utilisés corrobore les simplifications et formulations adoptées ci-dessous dans le cas des barrages rigides. Ces résultats confirment aussi que la cohésion a pour effet de réduire le glissement résiduel, comme attendu.

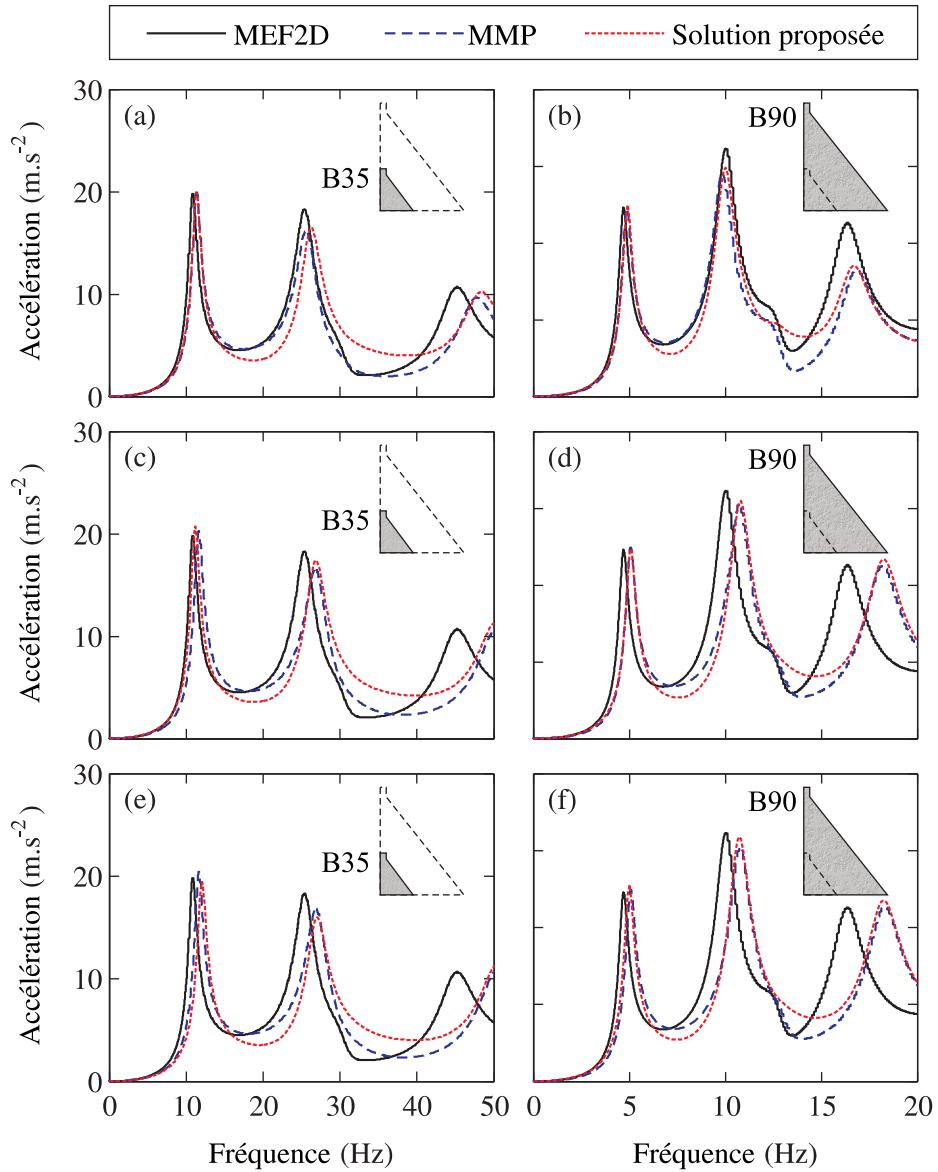


Figure 4.12 Courbe de réponse en fréquence en terme d'amplitude de l'accélération horizontale au sommet pour les MEF2D (Modèle Complet par Éléments Finis 2D), MMP (Modèle Multi-Poutres) et pour la modélisation sous Matlab avec (a) et (b) $n=10$; (c) et (d) $n=50$; (e) et (f) $n=100$

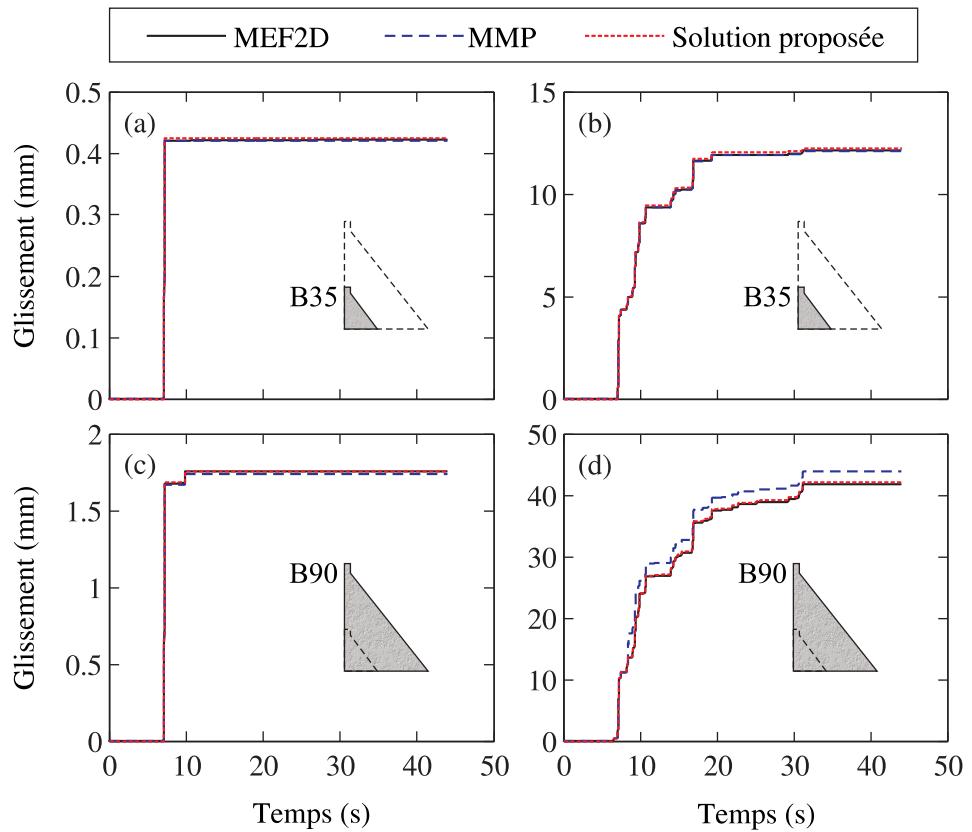


Figure 4.13 Glissements obtenus pour les modèles des barrages rigides B35 et B90, soumis au séisme de Imperial Valley avec : (a) et (c) $\phi=45^\circ$, ou (b) et (d) $\phi=35^\circ$.

Notons également que l'algorithme proposé est plus performant que les autres modèles. En effet, les temps d'exécutions des analyses illustrées sur la figure 4.14 sont de d'environ 5 min pour l'algorithme proposé, *vs* 20 min et 50 min pour les modèles multi-poutres et par éléments finis 2D sous ADINA (2015), respectivement.

4.4.3 Effet du nombre d'interfaces de glissement

Dans cette section, l'utilisation de l'algorithme proposé pour évaluer des glissements à travers plusieurs interfaces fissurées dans un barrage est vérifiée. À cet effet, on considère le modèle présenté sur la figure 4.11, qui est un modèle par éléments finis d'un barrage rigide avec $E = 25\,000$ GPa, soumis à la composante horizontale du séisme de Imperial Valley. On notera μ_b , μ_1 et μ_2 , respectivement, les coefficient de frottement à l'interface barrage-roc, au joint de levée 1 situé à 6.3 m en hauteur et au joint de levée 2 situé à 30 m en hauteur.

Les glissements de ce barrage obtenus par le modèle par éléments finis illustré sur la figure 4.11 sont comparés à ceux fournis par l'algorithme proposé sur la figure 4.15. Ces résultats montrent clairement que dans le cadre d'un barrage rigide, l'algorithme proposé prend bien en compte les glissements simultanés de plusieurs blocs. En réalité, seul le cas (a) présente réellement les glissements simultanés du bloc supérieur et du groupe constitué du bloc du milieu et supérieur. Cependant, les autres cas prouvent que les blocs restent solidaires entre eux lorsqu'ils sont censés le rester, et se désolidarisent dès qu'une fissure apparaît.

4.4.4 Effets de l'amortissement

Les glissements sismiques des deux barrages rigides décrits précédemment sont étudiés en considérant un amortissement équivalent à $\xi = 5\%$ et sans amortissement, i.e. $\xi = 0\%$. Les barrages sont soumis à la composante horizontale du séisme de Imperial Valley (1940) enregistré à la station El Centro. Un angle de frottement de $\phi = 35^\circ$ et une cohésion $c = 0$ kPa sont considérés. La figure 4.16 présente les résultats obtenus en utilisant l'algorithme proposé et le modèle par éléments finis 2D réalisé sous ADINA (2015). Ces résultats montrent clairement que l'inclusion de l'amortissement entraîne une réduction importante du glissement résiduel des deux barrages, i.e. environ 4 fois plus faible que dans le cas non-amorti.

4.4.5 Effets de la flexibilité des barrages

Pour évaluer le nouvel algorithme proposé dans un cadre plus proche de la réalité, le même type d'analyse a été mené sur des barrages flexibles et les glissements à la base des barrage

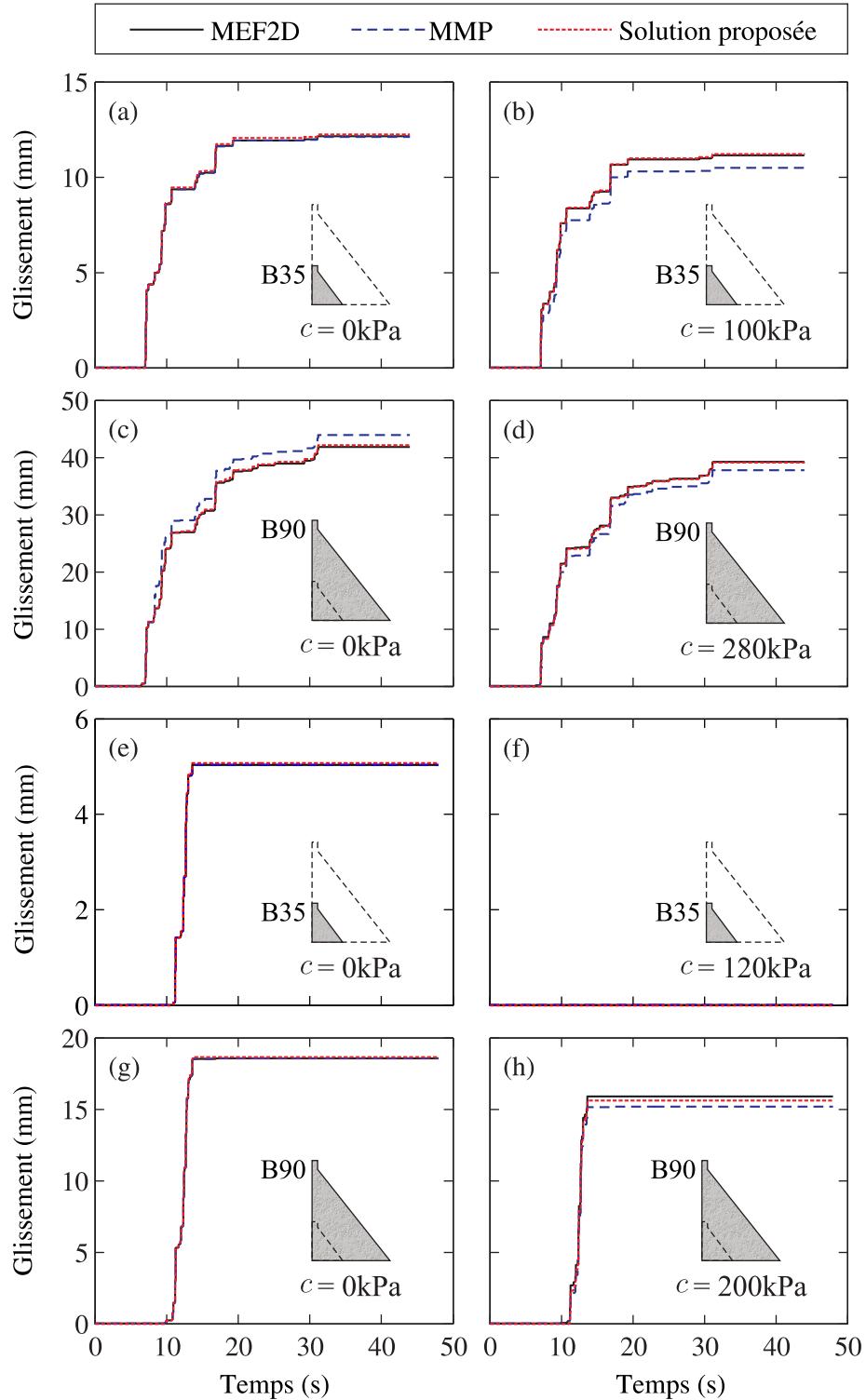


Figure 4.14 Comparaison des courbes de glissement des modèles rigides soumis au séisme de Imperial Valley ((a), (b), (c) et (d)) ou de Parkfield ((e), (f), (g) et (h)), avec un angle de friction $\phi = 35^\circ$ et différents valeurs de cohésion.

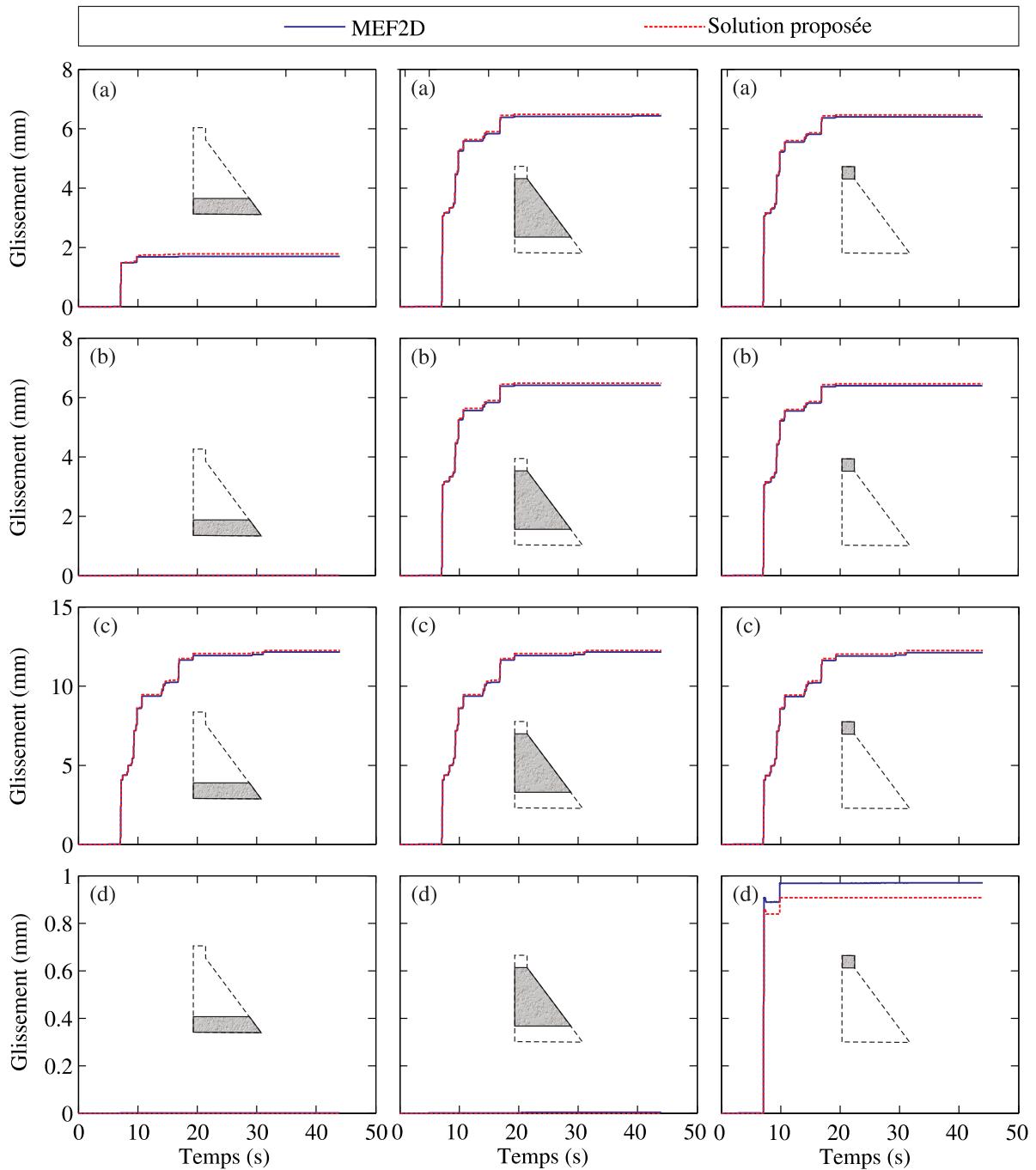


Figure 4.15 Comparaison du déplacement de chaque bloc du barrage B35 rigide soumis au séisme de Imperial Valley avec (a) $\mu_b = 0.8$; $\mu_1 = 0.7$; $\mu_2 = 0.3$ (b) $\mu_b = 1.42$; $\mu_1 = 0.7$; $\mu_2 = 0.3$ (c) $\mu_b = 0.7$; $\mu_1 = 1.42$; $\mu_2 = 0.3$ (d) $\mu_b = 1.42$; $\mu_1 = 1.42$; $\mu_2 = 0.3$.

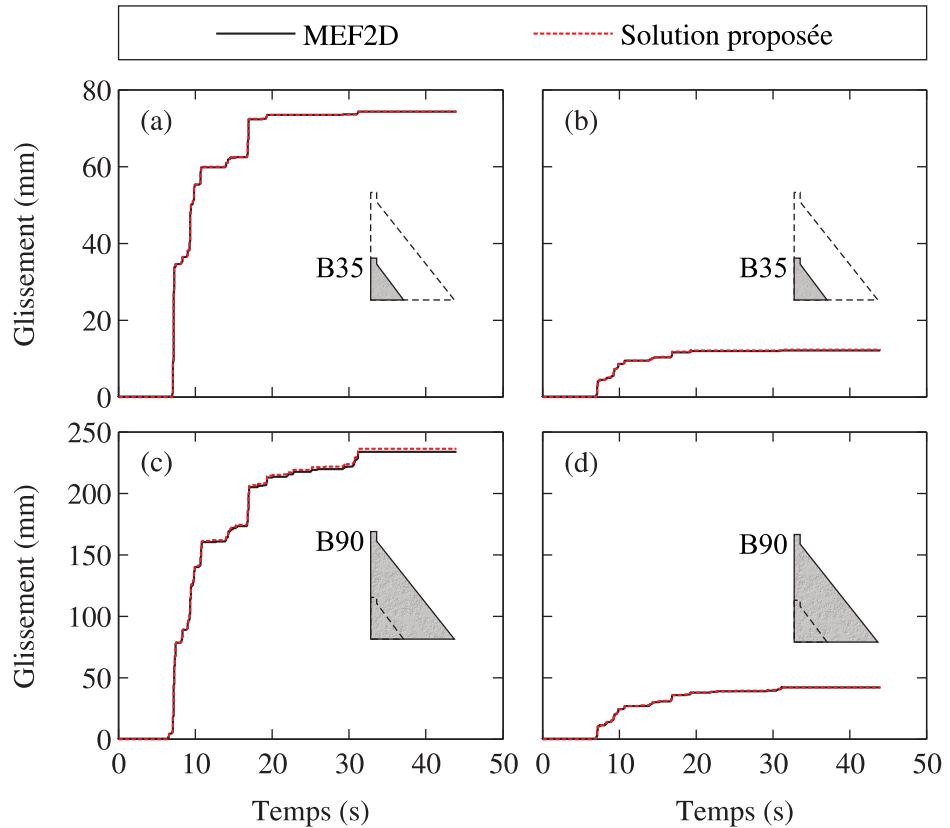


Figure 4.16 Glissements obtenus en utilisant l'algorithme proposé et le modèle par éléments finis 2D pour (a) le barrage B35 avec $\xi = 0\%$; (b) le barrage B35 avec $\xi = 5\%$ (sauf pour RS-Dam); (c) le barrage B90 avec $\xi = 0\%$; (d) le barrage B90 avec $\xi = 5\%$ (sauf pour RS-Dam)

obtenus sont comparés sur la figure 4.17. Contrairement aux cas rigides, les modèles multi-poutres donnent des résultats différents du modèle par éléments finis 2D, en sous-estimant globalement le glissement résiduel. Cependant, on peut également noter que le modèle multi-poutres par éléments finis donnent généralement des résultats similaire à ceux de l'algorithme proposé, ce qui porte à croire que la source du désaccord réside dans les simplifications adoptées.

L'une des principales hypothèses simplificatrices que l'on peut remettre en question est la négligence du phénomène de basculement, bien plus présent dans le cas flexible que rigide, comme le montre la figure 4.18. En effet, non seulement le barrage flexible se soulève plus que son homologue rigide soumis au même cas de chargement, mais son glissement résiduel est aussi bien plus élevé, ce qui porte à croire que la flexibilité du barrage favorise son glissement en partie en raison du basculement.

Il apparaît donc ici clairement que la flexibilité du barrage n'est pas négligeable dans le cadre d'une analyse de stabilité sismique de barrage. En effet, les analyses de modèles rigides peuvent sous-estimer le glissement résiduel du barrage de manière non-négligeable, du fait de la flexibilité de la base du barrage et de son basculement.

4.5 Conclusion

L'algorithme développé au cours de ce projet est très efficace en terme de temps d'exécution, comparativement aux modèles avancés par éléments finis. Sa performance a été démontrée pour les barrages rigides. Les simplifications sont cependant discutables dans le cas des barrages flexibles, en particulier, l'approximation du glissement sans basculement. Globalement, l'algorithme proposé donne dans un temps très raisonnable de bonnes approximations du comportement non-linéaire de barrages-poids en béton, et ce pour une ou plusieurs interfaces de glissement non-linéaires.

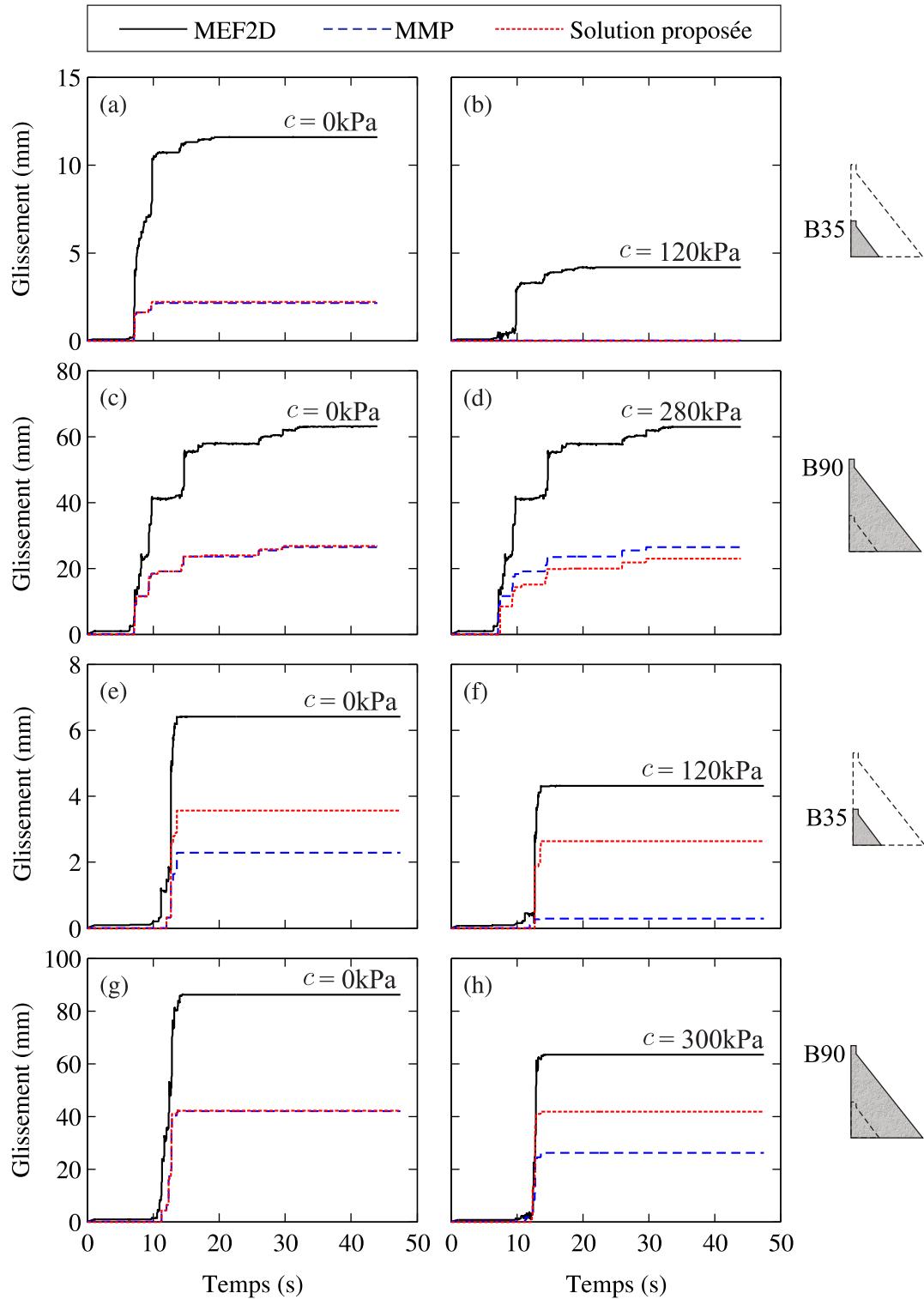


Figure 4.17 Comparaison des courbes de glissement des modèles flexibles soumis au séisme de Imperial Valley ((a), (b), (c) et (d)) ou de Parkfield ((e), (f), (g) et (h)), avec un angle de friction $\phi=35^\circ$ et différents valeurs de cohésion.

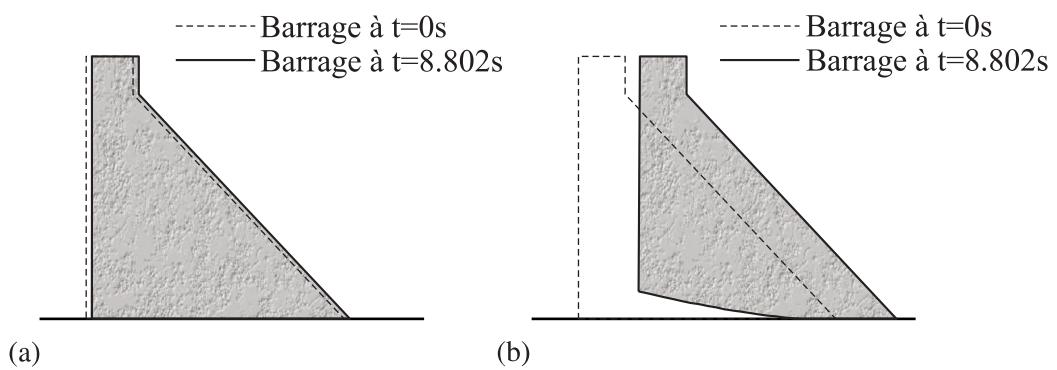


Figure 4.18 Comparaison du déplacement de la base du barrage B35 amplifié 100 fois horizontalement et 5000 fois verticalement pour le barrage (a) rigide et (b) flexible soumis au séisme de Imperial Valley.

CHAPITRE 5 CONCLUSIONS

5.1 Synthèse des travaux

Le travail effectué dans le cadre de ce projet a servi tout d'abord à caractériser le problème à résoudre : les analyses de stabilité non-linéaires des barrages-poids en béton sont complexes et longues, mais essentielles pour une conception et un entretien permettant la sécurité de ces ouvrages. La complexité de ce type d'analyse concerne plusieurs points : d'une part la taille du modèle à analyser, qui peut être élevée si le barrage est modélisé en 3D, d'autre part la prise en compte des non-linéarités aux interfaces.

La méthode de calcul par éléments finis est la plus communément utilisée pour les analyses dynamiques des structures. Les éléments finis de contact de plusieurs logiciels de calcul par élément finis ont donc été étudiés pour caractériser le comportement des interfaces de glissement (ADINA (2015) et Code Aster (2016)). Cette étude a permis de comparer le critère de rupture de Mohr-Coulomb théorique à son implémentation dans ces logiciels et de les valider.

Un modèle multi-poutres représentant un plot de barrage a été étudié. Sa création a été facilitée par un programme développé à cet effet. Le comportement linéaire de ce modèle simplifié a été vérifié en comparant les résultats à ceux obtenus par une modélisation par éléments finis 2D du barrage. L'objectif du projet étant de rendre possible et pratique une analyse de stabilité non-linéaire de barrages-poids en béton, les simplifications précédentes ont été utilisées comme base pour un algorithme complet de calcul non-linéaire de la stabilité sismique de ces ouvrages. Cet algorithme ne consiste pas simplement à additionner les résultats du calcul dynamique linéaire d'un modèle multi-poutres et ceux d'un outil de post-traitement non-linéaire. L'algorithme développé fait en sorte que ces deux composantes interagissent plutôt à chaque pas de temps de l'excitation sismique.

La performance de ce nouvel algorithme a été vérifiée en étudiant plusieurs cas de barrages. En particulier, les effets de la géométrie des barrages et de leur flexibilité, des propriétés mécaniques des interfaces, de l'amortissement et des sollicitations sismiques appliquées ont été examinés. Les analyses des barrages rigides ont démontré la performance de l'algorithme proposé. Les analyses des barrages flexibles ont en revanche mis en avant une des faiblesses de la simplicité du modèle : la négligence du basculement des blocs du barrage. Cependant, dans tous les cas d'analyse, l'algorithme a prouvé son efficacité en terme de temps de calculs,

ce qui en fait un algorithme prometteur en terme d'analyses préliminaires.

Le travail effectué a permis de conclure que l'amortissement a un rôle non-négligeable dans la réponse sismique non-linéaire du barrage. Il ne doit donc pas être négligé par les ingénieurs au cours de leurs analyses, et doit être judicieusement choisi pour correspondre le mieux à la réalité du barrage. L'impact de la cohésion sur les déplacements résiduels des barrages étudiés a également été mis en évidence.

Ce travail a soulevé le problème de la prise en compte de la flexibilité du barrage. Cette flexibilité, qui peut être négligé dans certaines analyses simplifiées, peut avoir un impact majeur sur la réponse du barrage. D'une part, le phénomène d'amplification sismique est plus conséquent dans le cas d'un barrage flexible, et d'autre part, la flexibilité facilite le basculement du barrage, ce qui amplifie le glissement de celui-ci. Il est donc important de ne pas toujours se satisfaire d'analyses simplifiées de modèles rigides au cours de l'évaluation de la sécurité des barrages.

5.2 Limitations de la solution proposée et améliorations futures

Comme évoqué précédemment, une des principales faiblesses de l'algorithme proposé est qu'il ne considère pas le basculement, puisqu'il néglige la flexibilité de la base du barrage. D'autre part, il ne prends pas en compte l'interaction barrage-fondation, alors qu'il a été démontré qu'elle a un impact important sur la réponse sismique du barrage.

L'algorithme proposé est plus rapide que des analyses avancées par des éléments finis 2D ou 3D. Il permet également de modéliser plusieurs interfaces de glissement au sein du même barrage. Certains choix de simplifications peuvent cependant être discutables, comme l'incompressibilité de l'eau ou les sous-pressions considérées constantes.

L'algorithme de calcul développé offre beaucoup de souplesse dans la programmation et peut être amélioré sous plusieurs aspects. D'une part, il serait très avantageux d'améliorer l'algorithme en prenant en compte les effets du basculement dûs à la flexibilité de la base du barrage dans son analyse sismique non-linéaire. Il serait également envisageable de remplacer les masses de Westergaard par une formulation analytique du réservoir en tant que fluide compressible. En effet puisque l'algorithme est implémenté sous Matlab, il est facilement envisageable de le combiner avec des calculs de mécanique des fluides. Il pourrait également

être intéressant de calculer les sous-pressions en temps réel plutôt que d'utiliser des sous-pressions constantes, puisque ceci est peu courant dans les logiciels de calculs par éléments finis, mais pourrait être facilité par la simplicité de l'algorithme.

Finalement, cet algorithme pourrait bénéficier d'une interface graphique intuitive permettant aux ingénieurs de l'utiliser sans connaissances particulières du calcul dynamique non-linéaire par éléments finis.

RÉFÉRENCES

- P. Alliard, *Evaluation de la stabilité sismique des barrages-poids en considérant l'endommagement du système de drainage*. ProQuest, 2007.
- P. Alliard et P. Léger, “Earthquake safety evaluation of gravity dams considering aftershocks and reduced drainage efficiency”, *Journal of engineering mechanics*, vol. 134, no. 1, pp. 12–22, 2008.
- H. Arabshahi et V. Lotfi, “Earthquake response of concrete gravity dams including dam–foundation interface nonlinearities”, *Engineering structures*, vol. 30, no. 11, pp. 3065–3073, 2008.
- M. Aslam, W. Godden, et D. Scalise, “Sliding response of rigid bodies to earthquake motions”, California Univ., Berkeley (USA). Lawrence Berkeley Lab., Rapp. tech., 1975.
- P. Asteris et A. Tzamtzis, “Nonlinear seismic response analysis of realistic gravity dam–reservoir systems”, *International Journal of Nonlinear Sciences and Numerical Simulation*, vol. 4, no. 4, pp. 329–338, 2003.
- I. Aydin et E. Demirel, “Hydrodynamic modeling of dam–reservoir response during earthquakes”, *Journal of Engineering Mechanics*, vol. 138, no. 2, pp. 164–174, 2011.
- M. Bose, R. Soni, S. Mahajan, et A. Kakodkar, “Strain energy concept for developing lumped mass stick mode of complex structures”, dans *Proceeding of 11th World Conference on Earthquake Engineering, Acapulco, Mexico, Paper*, no. 1507, 1996.
- N. Bouaanan, *Analyse avancée des structures par éléments finis (Notes de cours)*. Polytechnique Montréal, 2004.
- N. Bouaanan et F. Lu, “Assessment of potential-based fluid finite elements for seismic analysis of dam–reservoir systems”, *Computers & Structures*, vol. 87, no. 3, pp. 206–224, 2009.
- N. Bouaanan et C. Perrault, “Practical formulas for frequency domain analysis of earthquake-induced dam–reservoir interaction”, *Journal of engineering mechanics*, vol. 136, no. 1, pp. 107–119, 2010.
- B. Chen, Y. Yuan, et J. Lee, “Three-dimensional nonlinear hydrodynamic pressures by

earthquakes on dam faces with arbitrary reservoir shapes”, *Journal of Hydraulic Research*, vol. 37, no. 2, pp. 163–187, 1999.

S. Cho, D. Kim, et S. Chaudhary, “A simplified model for nonlinear seismic response analysis of equipment cabinets in nuclear power plants”, *Nuclear Engineering and Design*, vol. 241, no. 8, pp. 2750–2757, 2011.

A. Chopra, “Earthquake analysis of concrete dams : factors to be considered”, dans *US National Conference on Earthquake Engineering*, 2014.

A. Chopra et P. Chakrabarti, “Earthquake analysis of concrete gravity dams including dam-water-foundation rock interaction”, *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, vol. 9, no. 4, pp. 363–383, 1981.

A. Chopra et L. Zhang, “Earthquake-induced base sliding of concrete gravity dams”, *Journal of Structural Engineering*, vol. 117, no. 12, pp. 3698–3719, 1991.

Computers and Structure Inc., “Sap2000 linear and nonlinear static and dynamic analysis and design of three-dimensional structures”, 2012.

G. Devesa, “Fdlv112 - calcul de barrage avec retenue sous sollicitations sismiques”, *Code Aster : Manuel de validation, Fascicule v8.01 : Fluide*, 2015.

W. Donlon et J. Hall, “Shaking table study of concrete gravity dam monoliths”, *Earthquake engineering & structural dynamics*, vol. 20, no. 8, pp. 769–786, 1991.

C. Donnelly, “Assessing the safety and security of dams”, dans *International Conference on Safety & Security of Energy Infrastructures in a Comparative View (SEIF-CV) Brussels, Centre La Borschette*, 2005, pp. 14–16.

EDF, “Documentation code_aster”, 2016, www.code-aster.org/.

M. Elsayed, R. Sedaghati, et M. Abdo, “Accurate stick model development for static analysis of complex aircraft wing-box structures”, *AIAA journal*, vol. 47, no. 9, pp. 2063–2075, 2009.

G. Fenves et A. Chopra, “Simplified earthquake analysis of concrete gravity dams”, *Journal of Structural Engineering*, vol. 113, no. 8, pp. 1688–1708, 1985.

G. Fenves et A. Chopra, *Earthquake analysis and response of concrete gravity dams*. Report No. UCB/EERC-84/10, University of California, Earthquake Engineering Research Center, 1984.

- M. Ftima et P. Léger, “Seismic stability of cracked concrete dams using rigid block models”, *Computers & Structures*, vol. 84, no. 28, pp. 1802–1814, 2006.
- F. Ghrib, P. Léger, R. Tinawi, R. Lupien, et M. Veilleux, “Seismic safety evaluation of gravity dams”, *International Journal on Hydropower and Dams*, vol. 4, no. 2, pp. 126–138, 1997.
- H. Gupta, *Reservoir induced earthquakes*. Elsevier, 1992, vol. 64.
- J. Hall, “Efficient non-linear seismic analysis of arch dams”, *Earthquake engineering & structural dynamics*, vol. 27, no. 12, pp. 1425–1444, 1998.
- J. Hall, “Problems encountered from the use (or misuse) of rayleigh damping”, *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, vol. 35, no. 5, pp. 525–545, 2006.
- M. Hariri-Ardebili et V. Saouma, “Collapse fragility curves for concrete dams : Comprehensive study”, *Journal of Structural Engineering*, p. 04016075, 2016.
- H. Hilber, T. Hughes, et R. Taylor, “Improved numerical dissipation for time integration algorithms in structural dynamics”, *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, vol. 5, no. 3, pp. 283–292, 1977.
- T. Hung et B. Chen, “Nonlinear hydrodynamic pressure on dams”, *Journal of engineering mechanics*, vol. 116, no. 6, pp. 1372–1391, 1990.
- T. Hung et M. Wang, “Nonlinear hydrodynamic pressure on rigid dam motion”, *Journal of Engineering Mechanics*, vol. 113, no. 4, pp. 482–499, 1987.
- F. Javanmardi, P. Léger, et R. Tinawi, “Seismic structural stability of concrete gravity dams considering transient uplift pressures in cracks”, *Engineering Structures*, vol. 27, no. 4, pp. 616–628, 2005.
- K. Kazymyrenko, “Ssnp142 – modélisation de la rupture en présence des sous pressions et de glissement d'un barrage avec les éléments de joint”, *Code Aster : Manuel de validation, Fascicule v6.03 : Statique non linéaire des systèmes plans*, 2013.
- A. Krounis, F. Johansson, et S. Larsson, “Effects of spatial variation in cohesion over the concrete-rock interface on dam sliding stability”, *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, vol. 7, no. 6, pp. 659–667, 2015.
- M. Leclerc et P. Léger, “Cadam3d manuel de l'utilisateur-version 2.2.3”, 2012.

- H. Lee, Y. Ou, H. Roh, et J. Lee, "Simplified model and seismic response of integrated nuclear containment system based on frequency adaptive lumped-mass stick modeling approach", *KSCE Journal of Civil Engineering*, vol. 19, no. 6, pp. 1757–1766, 2015.
- A. Lefrançois, P. Léger, et N. Bouaanani, "Finite element seismic safety assessment of water intake structures", *Finite Elements in Analysis and Design*, vol. 83, pp. 1–9, 2014.
- P. Malhotra, "Method for seismic base isolation of liquid-storage tanks", *Journal of Structural Engineering*, vol. 123, no. 1, pp. 113–116, 1997.
- S. Malla et M. Wieland, "Analysis of an arch–gravity dam with a horizontal crack", *Computers & Structures*, vol. 72, no. 1, pp. 267–278, 1999.
- A. U. Manual, "Version 9.2, adina r & d", 2015.
- M. Mao et C. Taylor, "Non-linear seismic cracking analysis of medium-height concrete gravity dams", *Computers & structures*, vol. 64, no. 5, pp. 1197–1204, 1997.
- J. Meng et E. Lui, "Refined stick model for dynamic analysis of skew highway bridges", *Journal of bridge Engineering*, vol. 7, no. 3, pp. 184–194, 2002.
- B. Miquel et N. Bouaanani, "Simplified evaluation of the vibration period and seismic response of gravity dam-water systems", *Engineering structures*, vol. 32, no. 8, pp. 2488–2502, 2010.
- B. Miquel, A. Lefrancois, B. Bouaanani, et P. Léger, "Simplified seismic safety assessment of a concrete gravity dam using time history analysis", dans *Canadian Dam Association, Annual Conference*, 2013.
- E. Miranda et S. Akkar, "Generalized interstory drift spectrum", *Journal of Structural Engineering*, vol. 132, no. 6, pp. 840–852, 2006.
- N. Newmark, "A method of computation for structural dynamics", *Journal of the engineering mechanics division*, vol. 85, no. 3, pp. 67–94, 1959.
- L. Nuss, N. Matsumoto, et K. Hansen, "Shaken but not stirred—earthquake performance of concrete dams", *USSD Proceedings*, 2012.
- O. Pekau et C. Yuzhu, "Failure analysis of fractured dams during earthquakes by dem", *Engineering structures*, vol. 26, no. 10, pp. 1483–1502, 2004.

- G. Reddy, K. Suzuki, et S. Mahajan, "Beam model for seismic analysis of complex shear wall structure based on the strain energy equivalence." *JSME International Journal Series C*, vol. 40, no. 4, pp. 652–664, 1997.
- J. Reddy, "On locking-free shear deformable beam finite elements", *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, vol. 149, no. 1, pp. 113–132, 1997.
- S. Renaud, N. Bouaanani, et B. Miquel, "Efficiency and limits of the progressive approach to assess the stability of gravity dams : case study of a stepped foundation", dans *Canadian Dam Association, Annual Conference*, 2015.
- S. Renaud, N. Bouaanani, et B. Miquel, "Critical appraisal of common simplified assumptions in seismic stability analyses of gravity dams", *Journal of Performance of Constructed Facilities*, p. 04016017, 2016.
- M. Rochon-Cyr et P. Léger, "Shake table sliding response of a gravity dam model including water uplift pressure", *Engineering Structures*, vol. 31, no. 8, pp. 1625–1633, 2009.
- F. Rofooei et A. Shodja, "Comparison of the drift spectra generated using continuous and lumped-mass beam models", *Scientia Iranica. Transaction A, Civil Engineering*, vol. 20, no. 5, p. 1337, 2013.
- H. Roh, H. Lee, et J. Lee, "New lumped-mass-stick model based on modal characteristics of structures : development and application to a nuclear containment building", *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, vol. 12, no. 2, pp. 307–317, 2013.
- M. Tabatabaie, B. Sumodobila, C. Wong, D. Fisher, et J. Oswald, "Detailed finite element modeling of us eprTM nuclear island for seismic ssi analysis", dans *ASME 2010 Pressure Vessels and Piping Division/K-PVP Conference*. American Society of Mechanical Engineers, 2010, pp. 113–121.
- F. Tariku et R. Rogers, "Improved dynamic friction models for simulation of one-dimensional and two-dimensional stick-slip motion", *Journal of Tribology*, vol. 123, no. 4, pp. 661–669, 2001.
- P. Tekie et B. Ellingwood, "Seismic fragility assessment of concrete gravity dams", *Earthquake engineering & structural dynamics*, vol. 32, no. 14, pp. 2221–2240, 2003.
- R. Tinawi, P. Léger, M. Leclerc, et G. Cipolla, "Seismic safety of gravity dams : from shake table experiments to numerical analyses", *Journal of Structural Engineering*, vol. 126, no. 4, pp. 518–529, 2000.

H. Westergaard, “Water pressures on dams during earthquakes”, *Trans. ASCE*, vol. 98, pp. 418–432, 1933.

H. Zhong, G. Lin, X. Li, et J. Li, “Seismic failure modeling of concrete dams considering heterogeneity of concrete”, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, vol. 31, no. 12, pp. 1678–1689, 2011.

C. Zhou, X. Zeng, Q. Pan, et B. Liu, “Seismic fragility assessment of a tall reinforced concrete chimney”, *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, vol. 24, no. 6, pp. 440–460, 2015.

ANNEXE A Vérification de différents modèles multi-poutres

A.1 Introduction

Cette annexe a pour but de vérifier le comportement de différents modèles multi-poutres. Pour ce faire, des modèles multi-poutres du barrage B35, défini au Chapitre 4, sont créés d'une part grâce à l'outil développé dans le cadre de ce mémoire, et d'autre part en utilisant un module du logiciel CADAM3D (Leclerc and Léger, 2012). Les deux logiciels ADINA (2015) et SAP2000 (Computers and Structure, 2012) sont utilisés pour déterminer la réponse dynamique des modèles multi-poutres obtenus. Les résultats sont comparés à ceux du modèle éléments finis du barrage B35 présenté sur la figure A.1, constitué d'éléments finis bidimensionnels (2D) d'élasticité plane à quatre noeuds, analysé en utilisant le logiciel ADINA (2015). Les modèles multi-poutres ADINA varient par le type d'élément choisis : beam ou isobeam, et par le type de matrices de masse choisie : à formulation concentrée (en anglais *lumped*) ou consistente (en anglais *consistent*). La comparaison des différents modèles est basée sur les 5 premières fréquences propres. Pour chaque type de modèle, les résultats sont donnés pour 10, 30 ou 50 éléments poutre afin d'évaluer la convergence des fréquences propres en fonction du nombre d'éléments.

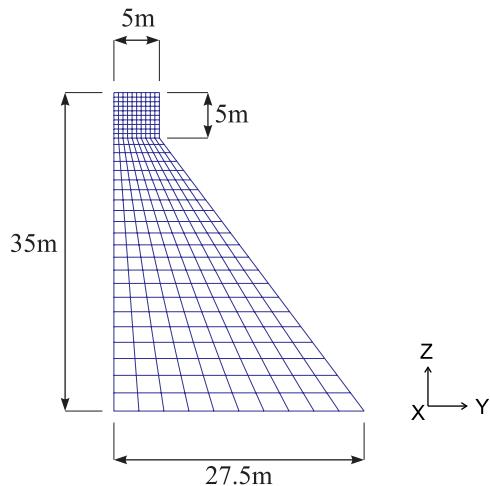


Figure A.1 Maillage du modèle par éléments finis 2D du barrage B35.

A.2 Résultats

A.2.1 Modèles multi-poutres générés par CADAM3D

Tout d'abord, les trois modèles multi-poutres sont créés à partir du logiciel CADAM3D, qui est un logiciel développé par Leclerc et Léger (2012). Ce logiciel est très utilisé par Hydro-Québec dans les études d'évaluation de la sécurité des barrages. La procédure pour créer un modèle multi-poutres avec CADAM3D est simple : il suffit de définir la géométrie de la section de barrage choisie, puis d'exporter le modèle qui sera utilisé par le logiciel SAP2000 comme présenté sur la figure A.2.

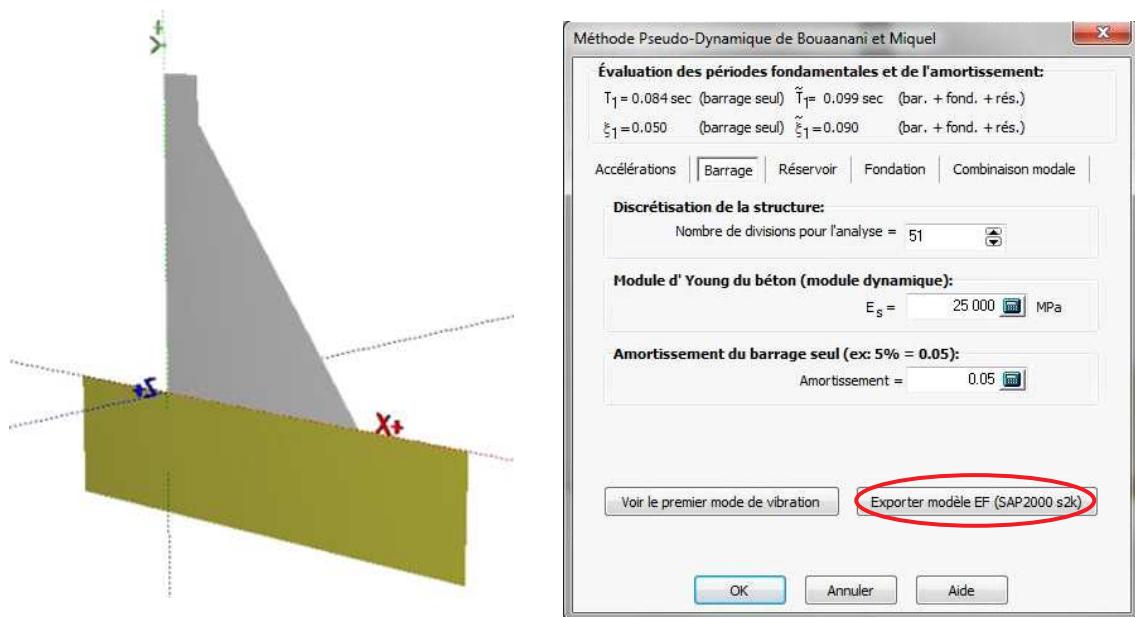


Figure A.2 Exemple d'utilisation du logiciel CADAM3D pour exporter un modèle multi-poutres SAP2000 à 50 éléments à partir de la géométrie de la section du barrage.

La figure A.3 présente les fréquences propres obtenues avec ces modèles. On remarque que les fréquences propres convergent vers les fréquences propres de la structure réelle pour les 5 premiers modes au fur et à mesure que le nombre d'éléments augmente.

A.2.2 Modèles multi-poutres générés par l'outil développé

Modèles multi-poutres basés sur une formulation isoparamétrique

Dans un premier temps, les modèles multi-poutres ont été réalisés en utilisant des éléments poutre à formulation isoparamétrique (Bouaanan, 2004). Les sections définies sont rectangu-

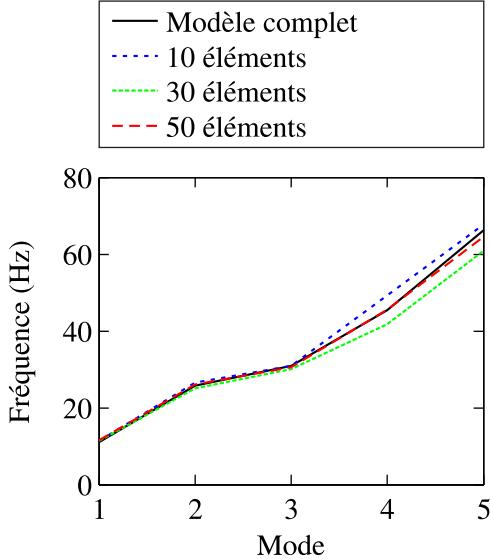


Figure A.3 Comparaison des fréquences propres des 5 premiers modes des modèles multi-poutres issus de CADAM3D avec ceux du modèle éléments finis 2D.

laires et l'on précise un coefficient $k_s = 5/6$ pour l'aire de cisaillement. Les différents calculs ont été effectués programmés sous MATLAB (2015), et les sections de chaque élément poutre sont définies suivant la moyenne de la section du barrage aux extrémités de l'élément. Les résultats des analyses fréquentielles de ces modèles sont présentés sur la figure A.4.

Les modèles multi-poutres à base de formulation isoparamétrique correspondent bien au modèle par élément fini 2D pour les trois premières fréquences propres, même s'il y a un léger décrochage pour le second mode. La différence entre les modèles à matrices de masses concentrée ou consistante est minime.

Modèles multi-poutres basés sur une formulation d'Hermite

Les modèles multi-poutres ont ensuite été réalisés de la même manière, mais en remplaçant les éléments poutre à formulation isoparamétrique par des éléments poutre à formulation d'Hermite (Bouaanan, 2004). Dans ces modèles, les sections définies ne sont plus rectangulaires, mais générales, et les modules d'inertie sont calculés d'après les formules classiques en considérant les sections rectangulaires telles que définies dans les modèles précédents. Les résultats issus de ces modèles sont présentés sur la figure A.5.

On remarque que les différents types de matrice de masse ont un impact important sur les fréquences propres dans ce cas : les fréquences propres du modèle avec matrice de masse

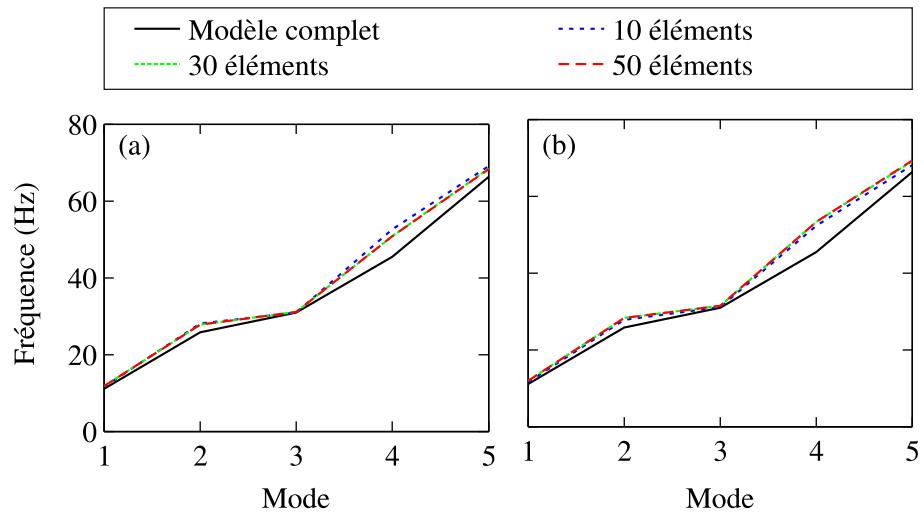


Figure A.4 Comparaison des fréquences propres des 5 premiers modes du modèle par éléments finis 2D avec ceux des modèles multi-poutres composés d’éléments poutre à formulation isoparamétrique avec matrice de masse à formulation : (a) consistante, ou (b) concentrée.

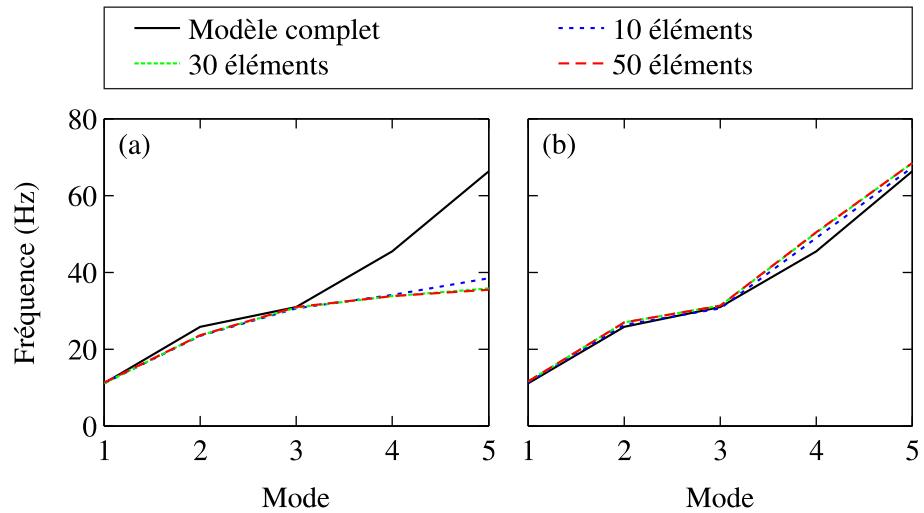


Figure A.5 Comparaison des fréquences propres des 5 premiers modes du modèle par éléments finis 2D avec ceux des modèles multi-poutres composés d’éléments poutre à formulation d’Hermite avec matrice de masse à formulation : (a) consistante, ou (b) concentrée.

consistante sont plus éloignés des fréquences du modèle éléments finis 2D que celles du modèle avec matrice de masse concentrée, qui concordent quasi-parfaitemment avec les fréquences propres du modèle 2D. Ceci peut s'expliquer par la présence de termes non-diagonaux dans la matrice de masse consistante, liés à la formulation des poutres de Timoshenko.

C'est donc le modèle multi-poutres basé sur une formulation d'Hermite et une matrice de masses concentrée qui correspond le mieux à la fois au modèle par éléments finis 2D et au modèle multi-poutres généré par CADAM 3D pour analyse sous SAP2000.