

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

**EFFET DES JOINTS DE REPRISE DE BÉTONNAGE SUR LE
COMPORTEMENT SISMIQUE DES BARRAGES-POIDS :
ESSAIS SUR TABLE VIBRANTE ET SIMULATIONS
NUMÉRIQUES**

GIOVANNI CIPOLLA

**DÉPARTEMENT DES GÉNIES CIVIL, GÉOLOGIQUE ET DES
MINES**

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

**MÉMOIRE PRÉSENTÉ EN VUE DE L'OBTENTION
DU DIPLÔME DE MAÎTRISE EN SCIENCES APPLIQUÉES**

(GÉNIE CIVIL)

SEPTEMBRE 1998

© Giovanni Cipolla, 1998



National Library
of Canada

Acquisitions and
Bibliographic Services

395 Wellington Street
Ottawa ON K1A 0N4
Canada

Bibliothèque nationale
du Canada

Acquisitions et
services bibliographiques

395, rue Wellington
Ottawa ON K1A 0N4
Canada

Your file Votre référence

Our file Notre référence

The author has granted a non-exclusive licence allowing the National Library of Canada to reproduce, loan, distribute or sell copies of this thesis in microform, paper or electronic formats.

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

L'auteur a accordé une licence non exclusive permettant à la Bibliothèque nationale du Canada de reproduire, prêter, distribuer ou vendre des copies de cette thèse sous la forme de microfiche/film, de reproduction sur papier ou sur format électronique.

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

0-612-38668-6

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL
ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

Ce mémoire intitulé :

**EFFET DES JOINTS DE REPRISE DE BÉTONNAGE SUR LE
COMPORTEMENT SISMIQUE DES BARRAGES-POIDS :
ESSAIS SUR TABLE VIBRANTE ET SIMULATIONS
NUMÉRIQUES**

Présenté par: CIPOLLA GIOVANNI

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

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

M. MASSICOTTE Bruno, Ph. D., président

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

M. TINAWI René, Ph. D., membre et codirecteur de recherche

M. TREMBLAY Robert, Ph. D., membre

REMERCIEMENTS

Je tiens à remercier tous les intervenants qui ont contribué, de près ou de loin, à la réalisation du projet et de ce mémoire. Mes remerciements s'adressent particulièrement à mes directeurs de recherche, M. Pierre Léger, Ph. D. ing. et M. René Tinawi, Ph. D. ing, pour leur suivi et leurs suggestions durant mon projet.

Je tiens également à exprimer ma gratitude à M. Martin Leclerc M. ing., pour son aide pendant toute la durée de mon projet. Je tiens à remercier tout le personnel du laboratoire de structure de l'École Polytechnique de Montréal : M. Gérard Degrange, M. Denis Fortier et M. Patrice Bélanger, pour leur aide durant tout le séjour au laboratoire.

Des remerciements s'adressent également à ma mère, Filippa, et à mon frère, Marco, pour le support familial tout au long de mes études, à Vanessa, pour ses encouragements et son appui et finalement à Pina, pour les corrections de ce mémoire. Finalement je voudrais remercier mon père, Giuseppe, qui n'a jamais perdu espoir en moi et qui m'a encouragé à toujours me dépasser, merci.

Finalement, cette recherche n'aurait pu voir le jour sans le support de la chaire CRSNG/HYDRO-QUÉBED/ALCAN sur l'étude de la sécurité et de l'intégrité structurale des barrages existants en béton.

RÉSUMÉ

Ce mémoire traite du problème de la stabilité sismique d'un modèle de barrage réduit en béton. Les Barrages-poids, avec une moyenne d'âge de 50 ans, présentent des signes évidents de détérioration, particulièrement aux joints de reprise de bétonnage. Deux spécimens de 3.4m de hauteur avec joint de reprise de bétonnage à mi-hauteur ont été construits pour analyser le problème de glissement et de rotation. L'étude est motivée par des observations historiques des barrages de Koyna en Inde, Hsingfengkiang en Chine, Sefi-Rud en Iran qui, lors de séismes, se sont fissurés horizontalement dans la partie supérieure du barrage. Cette situation présente le problème d'évaluer la stabilité dynamique (glissement, renversement) du bloc supérieur pendant les séismes.

Pour faire l'étude de la stabilité dynamique, l'utilisation de modèles par éléments finis est limitée du fait que le bloc peut subir des grands déplacements et que cette méthode n'actualise pas le vecteur force durant l'analyse. Cette approche ne permet pas de vérifier les conditions d'équilibre en position déformée et, donc, la vérification rigoureuse de la stabilité dynamique ne peut pas être effectuée. De ce fait, le recours à une analyse par corps rigide donne une meilleure approximation des déplacements réels que peut subir le bloc et tient compte du déplacement du bloc dans le calcul du vecteur force. Plusieurs études ont été faites sur le comportement sismique de corps rigides, mais nous concentrons notre étude sur le comportement du bloc supérieur du barrage selon trois types de rupture soit le glissement seul, la rotation seule et finalement la rotation et le glissement combinés.

Trois logiciels ont été utilisés pour effectuer l'analyse de stabilité. Le premier est INTRFACE (Fronteddu, 1997), le second est DARB (Dynamic Analysis of Rigid Blocs) et finalement Working Model (Knowledge Revolution, 1996).

Les analyses ont montré que pour obtenir une bonne évaluation du glissement probable, l'utilisation d'une formulation simple, qui tient compte seulement de l'accélération de pointe au sol, n'est pas suffisante. Il faut développer une relation qui fait intervenir la fréquence d'excitation, l'amplitude, la durée de l'excitation et l'accélération critique pour induire le glissement. Les essais ont montré qu'une bonne approximation de l'accélération critique pour induire le glissement et la rotation peut être obtenue avec les équations d'équilibre statique.

Pour effectuer les analyses, un coefficient de frottement effectif a été utilisé. Le coefficient qui a permis d'obtenir la meilleure corrélation entre les essais expérimentaux et les simulations numériques pour les essais de glissement est $\mu=0.92\mu_{\text{stat}}$. Le logiciel Working Model a permis d'obtenir la meilleure corrélation entre les essais expérimentaux et les résultats numériques pour évaluer le glissement final. Pour ce qui est du problème de rotation, les relations empiriques qui permettent d'évaluer le coefficient de restitution d'impact ne sont pas adéquates car elles font intervenir seulement la géométrie du bloc et ne tiennent pas compte des matériaux utilisés. Il a fallu augmenter la valeur du coefficient de restitution d'impact à 0.76 pour obtenir moins de perte d'énergie et pour mieux simuler la rotation réelle du bloc. Le logiciel qui a permis de mieux simuler les essais de rotation est le logiciel DARB.

ABSTRACT

This thesis analyses the seismic sliding stability of a reduced concrete dam model. Gravity dams, with an average of 50 years of service, show definite signs of deterioration, particularly along lift joints due to inadequate construction techniques. For this research, two specimens with a height of 3.4m were built with a lift joint at 1m from the base to observe the sliding and rocking response on a shake table. Historical evidence shows that certain dams have undergone horizontal cracking in the top portion of the dam profile. The Koyna dam (India), Hsingfengkiang dam (China) and Sefi-Rud dam (Iran) are perfect examples of dams that have cracked during earthquakes. Once a dam has undergone cracking, an evaluation of the dam stability for sliding and overturning has to be performed for aftershocks.

To evaluate the dynamic stability of dams, the traditional finite element method is limited due to the fact that the block can not undergo considerable displacements. Furthermore, the finite element method does not actualize the current geometry during the analysis. By using the initial geometry, a rigorous verification of the dynamic stability of the block can not be made. Due to the limitations of this method, a second method was used to analyze the problem of dynamic stability which is the rigid block analysis. This method gives a better approximation of the possible displacement that the block could undergo. This method actualizes the geometry at every time step and therefore a more accurate evaluation of instability can be made.

Many studies on the dynamic behavior of rigid blocks have been made. This study only analyzes the top portion of the cracked dam. Three types of instability are therefore treated in this study: sliding, rocking and the combination of sliding-rocking.

Three computer programs were used to analyze the problem of instability. The first program is INTRFACE (Fronteddu, 1997), the second one, which was developed in the

context of this research, is DARB (Dynamic Analysis of Rigid Blocks) and, finally, Working Model (Knowledge Revolution, 1996).

The results of the simulations show that the magnitude of the sliding that can occur can not be estimated using only the peak ground acceleration. We have to take into account the frequency content of the accelerogram, the amplitude, the time span, and the critical acceleration that induces sliding also have to be taken into account. To perform the analysis, an effective coefficient of friction was used. The best value for the analysis of sliding was found to be equal to 92% of the static coefficient of friction.

For the problem of rotation, the empirical formulations to evaluate the coefficient of restitution were found to be inadequate. These relations only use the geometry of the bloc and don't consider the type of material. The value of the coefficient of restitution had to be raised to a value of 0.76 so it could compensate for the loss of energy and better simulation the experimental results. The program that was able to better simulation the rotation results was DARB.

TABLE DES MATIÈRES

REMERCIEMENTS.....	iv
RÉSUMÉ.....	v
ABSTRACT.....	vii
TABLE DES MATIÈRES.....	ix
LISTE DES TABLEAUX.....	xiii
LISTE DES FIGURES.....	xv
LISTE DES SYMBOLES.....	xx

page

CHAPITRE I INTRODUCTION

1.1 Généralité.....	1
1.2 Problématique.....	2
1.3 Objectifs de la recherche.....	7
1.4 Organisation du mémoire.....	9

CHAPITRE II COMPOTEMENT DYNAMIQUE DES BARRAGES- POIDS EN TENANT COMPTE DES JOINTS DE REPRISES DE BÉTONNAGE : REVUE DE LA LITTÉRATURE

2.1 Introduction.....	10
2.2 Évidences historiques.....	11
2.3 Évidences numériques.....	14
2.4 Évidences expérimentales.....	20

2.5 Synthèse et conclusions.....	30
----------------------------------	----

CHAPITRE III PROGRAMME EXPÉRIMENTAL POUR LES ESSAIS SUR TABLE VIBRANTE

3.1 Introduction.....	33
3.2 Objectif des essais expérimentaux.....	33
3.3 Description des spécimens.....	34
3.4 Description du montage expérimental.....	44
3.5 Instrumentation.....	45
3.6 Procédure d'essais dynamiques.....	47
3.6.1 Essais de fréquence naturelle et d'amortissement	47
3.6.1.1 Spécimen avec joint #2.....	48
3.6.1.2 Spécimen avec joint #3.....	49
3.6.2 Essais de rupture du joint.....	51
3.6.2.1 Spécimen avec joint #2.....	51
3.6.2.2 Spécimen avec joint #3.....	52
3.6.3 Essais de glissement quasi-statique.....	55
3.6.4 Essais dynamique de glissement.....	56
3.7 Synthèse et conclusions.....	58

CHAPITRE IV DESCRIPTION DES LOGICIELS D'ANALYSE DU COMPORTEMENT SISMIQUE DES BARRAGES- POIDS

4.1 Introduction.....	60
4.2 Équation d'équilibre dynamique.....	60
4.3 Logiciel WORKING MODEL	65
4.3.1 Spécification du logiciel.....	65

4.3.2 Avantages et inconvénients de WORKING MODEL.....	69
4.4 Logiciel DARB.....	70
4.4.1 Spécification du logiciel.....	70
4.4.2 Analyse de glissement seul.....	70
4.4.3 Analyse de rotation seule.....	71
4.4.4 Avantages et inconvénients de DARB.....	73
4.5 Logiciel INTRFACE.....	73
4.5.1 Avantages et inconvénients de INTRFACE.....	76
4.6 Coefficient de restitution d'impact.....	77
4.7 Synthèse.....	78

CHAPITRE V RÉSULTATS DU PROGRAMME EXPÉRIMENTAL ET COMPARAISON AVEC LES SIMULATIONS NUMÉRIQUES

5.1 Introduction.....	81
5.2 Propriétés des matériaux.....	81
5.2.1 Spécimen #2 avec joint de reprise de bétonnage.....	81
5.2.2 Spécimen #3 avec joint de reprise de bétonnage.....	82
5.3 Essais de rupture des joints de reprise de bétonnage.....	83
5.3.1 Essais de rupture joint #2.....	83
5.3.2 Essais de rupture joint #3.....	86
5.4 Essais dynamique de glissement.....	88
5.4.1 Accélération critique pour induire le glissement.....	88
5.4.2 Sollicitation sismiques.....	91

5.4.3 Sollicitation harmoniques.....	109
5.4.4 Sollicitation par impulsions.....	112
5.5 Essais dynamique de rotation.....	116
5.5.1 Description des essais.....	116
5.5.2 Comportement général.....	117
5.6 Synthèse et conclusions.....	125

CHAPITRE VI CONCLUSIONS

6.1 Sommaire du mémoire.....	133
6.2 Conclusions.....	135
6.2.1 Programme expérimental.....	135
6.2.2 Résultats des analyses numériques.....	138

RÉFÉRENCES

141

ANNEXE 1 ACCÉLÉROGRAMME

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1.1	Barrages endommagés lors de séismes antérieurs.	4
Tableau 2.1	Barrages qui ont été exposés à des séismes (tiré de ACE, 1990; Knight et Mason, 1992; USCOLD, 1992).	12
Tableau 3.1	Proportion du mélange de béton.	38
Tableau 3.2	Amortissement du spécimen #3.	51
Tableau 5.1	Essais de compression et brésilien spécimen #2 avec joint de bétonnage.	82
Tableau 5.2	Essais de compression et brésilien spécimen #3 avec joint de bétonnage.	83
Tableau 5.3	Historique de l'excitation appliquée au spécimen #3 et endommagement.	87
Tableau 5.4	Liste des séismes appliquées sur les spécimens #2 et #3.	92
Tableau 5.5	Propriété des éléments gap-friction pour l'analyse non-linéaire par EF.	93
Tableau 5.6	Résultats expérimentaux des essais de glissement : accélérogramme historique du Saguenay pour les joints de reprises de bétonnage #2 et #3.	96
Tableau 5.7	Résultats des essais de glissement du séisme d'El Centro pour les joints de reprises de bétonnage #2 et #3.	100
Tableau 5.8	Comparaisons du glissement résiduel : séisme Saguenay (1988) historique vs El Centro (1940).	103
Tableau 5.9	Essais sur les spécimens #2 et #3 avec joint de reprises de bétonnage.	110
Tableau 5.10	Résultats des essais de glissement pour les accélérations harmoniques à 2Hz et 10Hz pour les joints #2 et #3.	110

Tableau 5.11 Résultats des essais de glissement par impulsions à 2Hz et 10Hz pour le joint #3.

LISTE DES FIGURES

Figure 1.1	Profils de fissuration sismique dans une section type de barrage-poids.	3
Figure 1.2	Réponse dynamique d'un barrage-poids fissuré.	4
Figure 1.3	Fissuration sismique de certains barrages en béton : (a) Barrage Sefi-Rud (Iran); (b) Barrage Xinfengjiang (Chine); (c) Barrage Koyna (Inde).	5
Figure 1.4	Méthodologie de la recherche (tiré de Poster session, CDSA/CANCOLD joint dam safety conference, 1997).	8
Figure 2.1	Section type de barrage pour analyse par éléments finis	20
Figure 2.2	Profil du barrage pour les essais de Bakhtin et Dumenko (1979).	23
Figure 2.3	Profil de fissuration du modèle réduit du barrage Pine Flat (Donlon et Hall (1991)).	24
Figure 2.4	Profil de fissuration et accélération correspondante de Lin et al. (1993).	25
Figure 2.5	Montage expérimental pour les essais de Zadnik et Paskalov.	26
Figure 2.6	Spécimen utilisé pour les essais de Mir et Taylor (1995, 1996).	28
Figure 2.7	Modèle utilisé pour les essais à l'Université de Colombie-Britannique.	30
Figure 3.1	Géométrie de spécimen (a) Géométrie type de barrage-poids (b) Géométrie type des spécimens avec section homogène.	36
Figure 3.2	Dimensions des spécimens.	38
Figure 3.3	Armature dans la fondation du spécimen.	39
Figure 3.4	Armature dans la crête du spécimen : (a) vue en plan; (b) vue latérale.	40
Figure 3.5	Coffrage et armature de cisaillement.	41

Figure 3.6	Coffrage en position horizontal pour la coulée sous le joint.	42
Figure 3.7	Spécimen avec joint de reprise à 1m de la fondation et masse suspendue.	43
Figure 3.8	Montage expérimental : (a) spécimen sur table vibrante; (b) système de guidage.	44
Figure 3.9	Instrumentation du spécimen.	45
Figure 3.10	Essais de bruit blanc (spécimen #2) : (a) accélération de la crête; (b) transformée de Fourier.	49
Figure 3.11	Essais de bruit blanc (spécimen #3) : (a) accélération de la crête; (b) transformée de Fourier.	52
Figure 3.12	Essais d'impulsion pour le spécimen #3 : (a) accélération en crête; (b) transformée de Fourier.	53
Figure 3.13	Séquence d'essais sur les spécimens - Accélérogrammes choisis.	54
Figure 3.14	Essais de glissement quasi-statique (taux de 1.25mm/s).	55
Figure 3.15	Essais de glissement quasi-statique joint #2 : (a) avant essais de glissement dynamique, (b) après essais de glissement dynamique.	57
Figure 3.16	Essais de glissement quasi-statique joint #3 : (a) avant essais de glissement dynamique, (b) après essais de glissement dynamique.	58
Figure 4.1	Instabilité dynamique : (a) glissement seul, (b) rotation seule, (c) rotation glissement combinée.	61
Figure 4.2	Forces agissant sur le bloc supérieur.	62
Figure 4.3	Interface graphique orienté objet du logiciel Working Model.	68
Figure 4.4	Paramètres de simulation : (a) Précision de la simulation; (b) Propriété d'un corps; (c) Paramètres mesurables d'un corps.	68
Figure 4.5	Méthode d'intégration pas-à-pas dans le temps pour une accélération linéaire (adapté de Clough & Penzien, 1993).	71
Figure 4.6	Affichage de la simulation de glissement seul, logiciel DARB.	72

Figure 4.7	Affichage de propriétés pour le calcul de la rotation seule, logiciel DARB.	72
Figure 4.8	Représentation schématique de l'élément « gap-friction ».	74
Figure 4.9	Convergence de la période fondamentale en fonction de la rigidité normale K_n de l'élément « gap-friction ».	75
Figure 5.1	Rupture du joint #2; (a) excitation harmonique à 10Hz pour fissurer le spécimen #2 avec joint de reprise de bétonnage, (b) rotation du bloc supérieur du spécimen #2 lors de la fissuration (une rotation positive indique une rotation vers l'aval).	84
Figure 5.2	Diagramme de force pour calcul de la cohésion.	86
Figure 5.3	Accélération critique pour induire un glissement significatif du spécimen #2 : (a) glissement du bloc, (b) accélération de la table.	90
Figure 5.4	Accélération critique pour induire un glissement significatif du spécimen #3 : (a) glissement du bloc, (b) accélération de la table.	91
Figure 5.5	Modèle d'éléments finis INTRFACE pour l'analyse du glissement.	94
Figure 5.6	Résultats des simulations de glissement pour l'accélérogramme historique du Saguenay avec le logiciel INTRFACE (μ = coefficient de frottement; e = coefficient de restitution d'impact).	96
Figure 5.7	Résultats des simulations de glissement pour l'accélérogramme historique du Saguenay avec le logiciel DARB.	97
Figure 5.8	Résultats des simulations de glissement pour l'accélérogramme historique du Saguenay avec le logiciel WORKING MODEL; (a) joint #2; (b) joint #3.	98
Figure 5.9	Résultats des simulations de glissement pour l'accélérogramme historique d'el Centro avec le logiciel WORKING MODEL; (a) joint #2 (b) joint #3.	101

Figure 5.10	Historique du glissement avec le logiciel WORKING MODEL et résultats expérimentaux des joints #2 et #3 (séisme EL Centro à 75% d'amplitude).	103
Figure 5.11	Résultats des simulations de glissement pour l'accélérogramme « Saguenay modifié » avec le logiciel WORKING MODEL (a) joint #2 (b) joint #3.	105
Figure 5.12	Résultats des simulations de glissement pour l'accélérogramme Synthétique avec le logiciel WORKING MODEL : (a) joint #2; (b) joint #3.	107
Figure 5.13	Séisme de Nahanni de 1985 APS de 0.13g.	108
Figure 5.14	Résultats des simulations de glissement pour l'accélérogramme de Nahanni avec le logiciel WORKING MODEL (joint #3).	108
Figure 5.15	Résultats des simulations de glissement pour l'accélération harmonique à 10Hz avec le logiciel WORKING MODEL : (a) joint #2; (b) joint #3.	111
Figure 5.16	Résultats des simulations de glissement pour l'accélération harmonique à 2Hz avec le logiciel WORKING MODEL, joints #2 et #3.	112
Figure 5.17	Résultats des simulations de glissement pour les impulsions à 10Hz avec le logiciel WORKING MODEL : $\mu = 0.63$ (a) joint #3 pour impulsion simple; (b) joint #3 pour impulsion double.	114
Figure 5.18	Résultats des simulations de glissement pour les impulsions à 2Hz avec le logiciel WORKING MODEL : $\mu = 0.63$ (a) joint #3 pour impulsion simple; (b) joint #3 pour impulsion double.	115
Figure 5.19	Rotation du bloc supérieur (a) sollicitation harmonique de 10 Hz à 30%g; (b) sollicitation harmonique de 2Hz à 30%g.	118
Figure 5.20	Accélération critique de rotation; (a) rotation du bloc supérieur, (b) accélération de la table vibrante.	119

Figure 5.21	Rotation du bloc supérieur selon différents coefficients de restitution d'impact pour une excitation harmonique de 2Hz à 30%g (e_u = coefficient amont, e_d = coefficient aval).	121
Figure 5.22	Rotation du bloc supérieur; (a) expérimental; (b) simulation numérique DARB avec $e_u = e_d = 0.76$ (harmonique 2Hz, 30%g).	122
Figure 5.23	Comparaison de la rotation du bloc supérieur; (a) expérimental, (b) simulation numérique DARB avec $e_u = e_d = 0.76$ (harmonique 10Hz 30%g).	123
Figure 5.24	Influence du coefficient de restitution sur la réponse du bloc supérieur; (a) réponse avec $e_u = e_d = 0.77$, (b) réponse avec $e_u = e_d = 0.76$.	124

LISTE DES SYMBOLES

- A = Aire de section.
- $a_x(t)$ = Accélération horizontale du sol.
- $a_y(t)$ = Accélération verticale du sol.
- a_1 = Distance horizontale entre le centre de gravité et le point de rotation du côté aval.
- a_2 = Distance horizontale entre le centre de gravité et le point de rotation du côté amont.
- b = Largueur de la base du bloc supérieur.
- B_g = Coordonnées X du centre de gravité.
- c = Cohésion.
- C_n = Coefficient d'amortissement normal (utilisé pour simuler un coefficient de restitution d'impact).
- $[C]$ = Coefficient d'amortissement (dissipation d'énergie par frottement ou par impact).
- e = Coefficient de restitution d'impact.
- E_c = Module d'élasticité du béton.
- $E.T.$ = Écart type.
- F_c = Force dans le cable.
- F_I = Force d'inertie.
- F_{v1} = Composante verticale de la force hydrostatique.
- F_{v2} = Composante verticale de la force hydrostatique.

f_c = Résistance à la compression du béton.

f_t = Résistance à la traction du béton.

[F] = Force appliquée sur le bloc (force ponctuelle, accélération au sol).

g = L'accélération gravitationnelle 9.81 m/s².

h = Hauteur d'eau.

h_d = Hauteur du barrage.

h_F = Hauteur d'application de la force ponctuelle.

H_g = Coordonnées Y du centre de gravité.

I_u = Inertie de rotation dans la direction amont.

I_d = Inertie de rotation dans la direction aval.

I_c = Moment d'inertie de rotation.

K_n = Rigidité normale.

K_t = Rigidité tangentielle.

[K] = Force de rappel qui stabilise le bloc (dans ce cas c'est la masse x gravité).

M = Masse totale du barrage.

[M] = Masse du bloc supérieur.

M_{o1} = Moment hydrostatique par rapport au centre de rotation du barrage.

M_{o2} = Moment hydrostatique par rapport au centre de rotation du barrage.

R_u = Rayon entre le centre de gravité et le point de rotation amont.

R_d = Rayon entre le centre de gravité et le point de rotation aval.

R_l = Rayon entre le centre de gravité et le point de rotation amont.

R_2 = Rayon entre le centre de gravité et le point de rotation aval.

$\text{sign}(x')$ = Signe de la vitesse.

x = Déplacement du centre de gravité.

x' = Vitesse du centre de gravité.

x'' = Accélération du centre de gravité.

$x''_{solcrit}$ = Accélération critique pour induire le glissement.

X''_n = L'accélération au temps t .

X''_{n+1} = L'accélération après un cycle complet.

α = Pente aval du barrage.

μ_{stat} = Coefficient de frottement statique.

μ_{dyn} = Coefficient de frottement dynamique.

ν = Coefficient de Poisson du béton.

θ_{lu} = Angle entre le rayon R_u et la verticale.

θ_{ld} = Angle entre le rayon R_d et la verticale.

θ_1 = Angle entre le rayon R_1 et la verticale.

θ_2 = Angle entre le rayon R_2 et la verticale.

θ = L'angle d'ouverture de rotation au temps $t-1$.

θ_i = L'angle d'ouverture de rotation au temps $t-\Delta t$.

ρ = Masse volumique du béton.

ρ_e = Densité de l'eau.

ζ = Décrément logarithmique.

CHAPITRE I

INTRODUCTION

1.1 Généralité

Un barrage-poids est essentiellement un massif de béton qui résiste aux charges qui lui sont imposées par son propre poids. La sécurité de tels barrages est un domaine d'étude très vaste car leur comportement lors de séismes peut être difficile à prédire. La plupart des barrages-poids existants n'ont pas été conçus pour résister à des charges sismiques importantes à cause des connaissances limitées sur la séismicité lors de leur construction, il y a plusieurs années. De plus, les outils de simulations numériques pour effectuer les analyses sismiques n'étaient pas perfectionnés lors de la conception de ces barrages. De ce fait, un certain nombre de barrages en béton ont subi des dommages importants lors de séismes antérieurs. La figure 1.1 présente les profils de fissuration qui pourraient se produire dans un barrage-poids qui est soumis à un séisme. Il est important d'analyser la stabilité dynamique des barrages fissurés lors des séismes car il pourrait y avoir des conséquences catastrophiques si la vidange du réservoir se produisait.

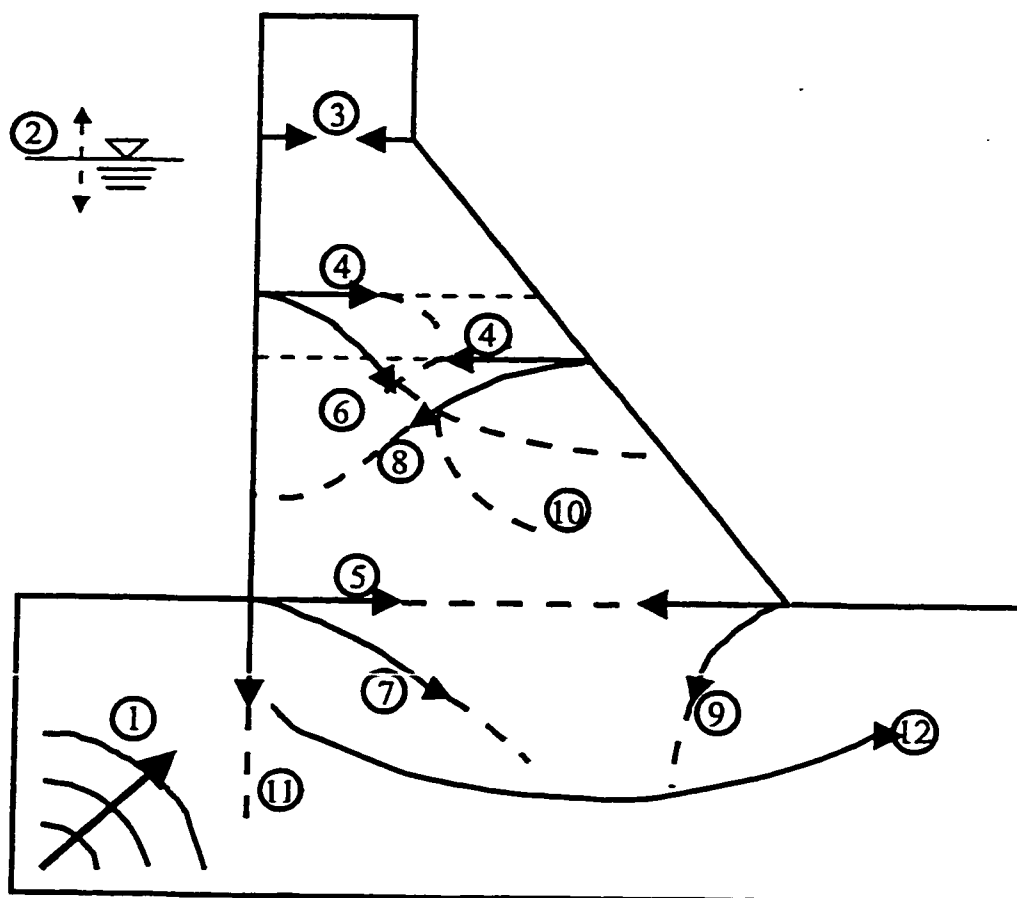
La quantité d'essais expérimentaux sur table vibrante de modèles de barrage-poids est limitée. Il y a donc un besoin pour obtenir des données expérimentales qui permettent la validation de logiciels permettant de simuler le comportement dynamique non-linéaire des barrages en béton. De ce fait, cette étude comporte deux parties. La première partie concerne des essais sur table vibrante de deux modèles de barrages-poids de 3.4m de hauteur comportant un joint de reprise de bétonnage de faible résistance à 1m de la base. La deuxième partie vise la validation de logiciels de calcul dynamique à l'aide des résultats obtenus. L'analyse numérique des essais est faite par la méthode des blocs rigides et par la méthode des éléments finis (avec des éléments de joints de type "ouverture-glissement (gap-friction)"). La figure 1.2 présente le problème qui est analysé

dans cette étude. Le tableau 1 et la figure 1.3 présentent quelques barrages qui, lors de séismes, ont subi une fissuration dans la partie supérieure. Les fissures ont alors tendance à séparer le barrage en deux blocs distincts.

1.2 Problématique

Lors de la construction d'un barrage-poids en béton, il est nécessaire d'introduire des joints de reprise de bétonnage car la structure ne peut pas être coulée d'une seule fois. Il faut procéder ainsi pour limiter la chaleur d'hydratation et permettre une certaine période de mûrissement au béton en place. Les joints de construction sont localisés à des intervalles d'environ 1.5 m à 3 m suivant la hauteur de l'ouvrage. Dans le passé, il y avait peu ou presque pas de préparation de la surface des joints pour améliorer l'adhérence et la résistance lors des reprises de bétonnage. Avec les différents facteurs extérieurs tels que les cycles de gel et dégel, la variation de la hauteur du réservoir, l'infiltration d'eau et les séismes antérieurs, les joints subissent des dégradations qui affaiblissent le corps du barrage. À cause de ces dégradations et selon le type de préparation des surfaces, il se produit des zones de faiblesse le long des joints qui sont potentiellement dangereuses lorsque le barrage est soumis à des sollicitations dynamiques. Lorsque la fissuration se propage à travers toute la section (figure 1.2), le barrage est séparé en deux entités; soit un bloc inférieur en dessous de la fissure et un bloc supérieur au-dessus de la fissure. Même lorsque le barrage est considéré homogène, sans endommagement le long des joints de reprises, des simulations numériques ont démontré l'émergence de deux plans de fissuration distincts localisés l'un au contact barrage-fondation et l'autre dans la partie supérieure (Léger et Leclerc, 1996).

La présente étude porte principalement sur la stabilité du bloc supérieur des barrages-poids lorsqu'ils sont soumis à des charges dynamiques. Pour faire l'étude de la stabilité dynamique, l'utilisation de modèles par éléments finis est limitée du fait que l'utilisation d'éléments de joint est très délicate (sélection des paramètres, problèmes d'impacts et de convergence...) et que le bloc peut subir des grands déplacements.



1-Séisme

2-Niveau du réservoir

3-Fissuration horizontale au changement de section

4-Fissuration horizontale au niveau des joints de reprise

5-Fissuration horizontale à la base (interface barrage-fondation)

6-Fissuration curviligne qui part de la face amont vers la face aval

7-Fissuration curviligne qui entre dans la fondation et part de la face amont

8-Fissuration curviligne qui part de la face aval vers la face amont

9-Fissuration curviligne qui entre dans la fondation et part de la face aval

10-Bifurcation de fissure

11-Fissure verticale dans la fondation

12-Surface de glissement dans la fondation

Figure 1.1: Profils de fissuration sismique dans une section type de barrage-poids.

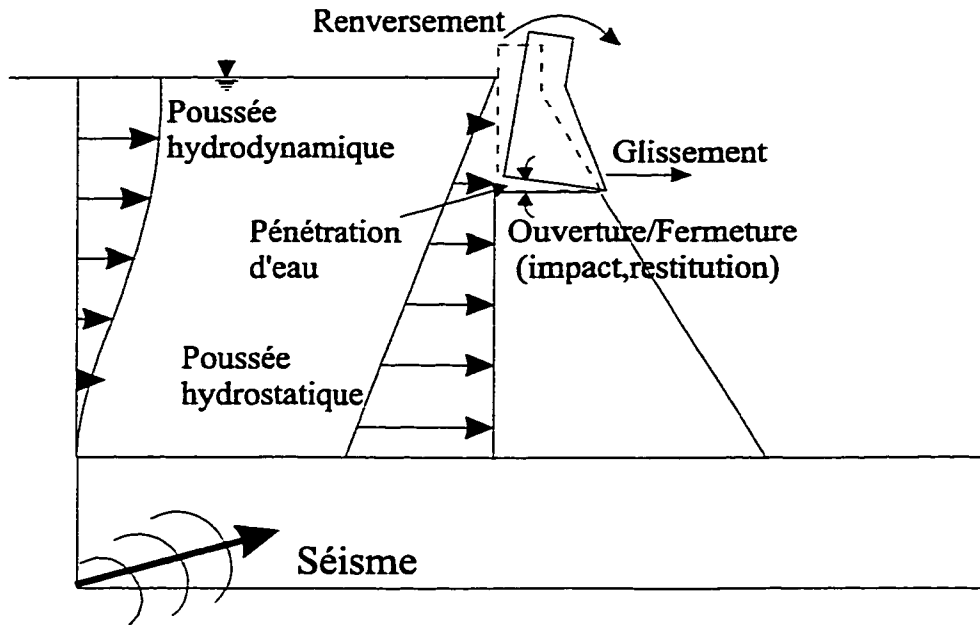


Figure 1.2: Réponse dynamique d'un barrage-poids fissuré.

Tableau 1.1: Barrages endommagés lors de séismes antérieurs.

Barrage	Pays	Hauteur	Type	Magnitude	Année
Xinfengjiang	Chine	105 m	Contrefort	6.1	1962
Koyna	Inde	103 m	Poids	6.5	1967
Sefi-Rud	Iran	106 m	Contrefort	7.3	1990

Le problème est donc difficile à modéliser. Il est alors utile d'utiliser une analyse transitoire non-linéaire de corps rigides, qui est relativement plus simple à mettre en œuvre, et qui peut donner une bonne approximation des déplacements que peut subir le bloc.

La sécurité structurale des barrages-poids dépend de la stabilité au reversement et au glissement. Plusieurs études ont été faites sur le comportement sismique de corps rigides.

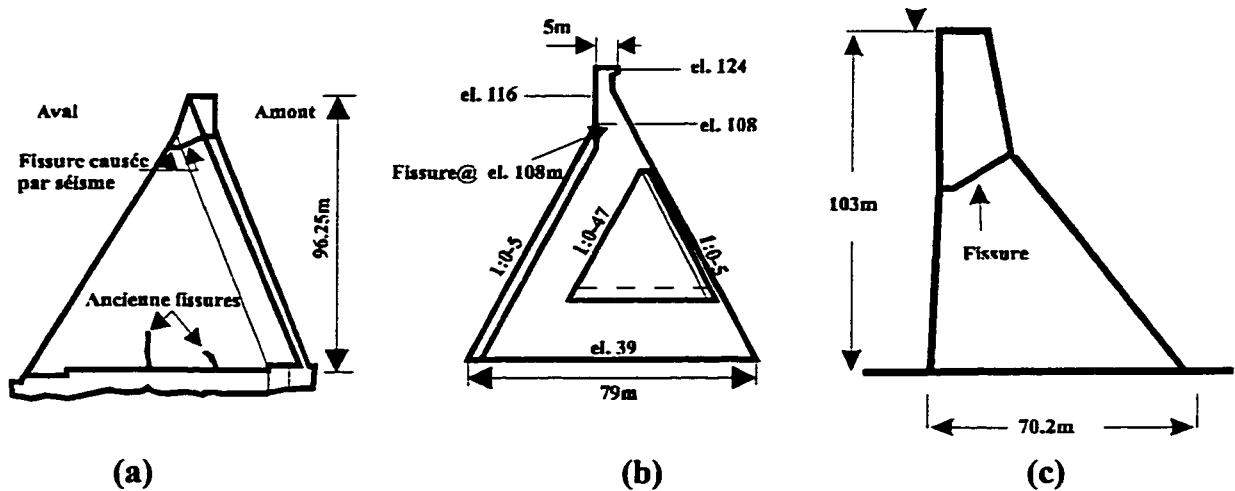


Figure 1.3 : Fissuration sismique de certains barrages en béton:(a) Barrage Sefi-Rud (Iran); (b) Barrage Xinfengjiang (Chine); (c) Barrage Koyna (Inde)

Trois modes principaux de ruptures peuvent survenir lors d'un séisme, soit le glissement seul, la rotation seule et finalement la rotation et le glissement combinés.

Ce projet définit une méthodologie pour des essais sur table vibrante qui induisent le glissement et la rotation du bloc supérieur des modèles de barrage à l'étude.

Concernant les prédictions numériques, deux approches de modélisation sont utilisées, soit:

1. La méthode des éléments finis (théorie des petits déplacements avec éléments de type "gap-friction");
2. La méthode des corps rigides (théorie des grands déplacements).

Le but est de comparer les résultats des deux méthodes et de déterminer les avantages, les inconvénients et les limites d'application de chacune d'elle. Les paramètres qui ont le plus grand effet sur la réponse sont énumérés ci-dessous pour chaque méthode:

Méthode des éléments finis : Paramètres requis (Logiciel INTERFACE (Fronteddu, 1997), théorie de petits déplacements, éléments “gap-friction”)

- K_n , le coefficient de rigidité normale du joint,
- K_t , le coefficient de rigidité tangentielle du joint,
- μ , le coefficient de frottement (une seule valeur est permise dans INTERFACE),
- c , la cohésion,
- d , le coefficient d’amortissement d’impact (fermeture du joint),
- f_t , la résistance à la traction,
- G_f , l’énergie de fissuration.

Méthode des corps rigides: Paramètres requis (logiciel WORKING MODEL (Knowledge Revolution, 1996) et DARB, théorie de corps rigides en grands déplacements)

- μ_s , le coefficient de frottement statique,
- μ_d , le coefficient de frottement dynamique,
- e , le coefficient de restitution d’impact.

À l’aide des méthodes d’analyses numériques, il s’agit de faire des analyses paramétriques, en utilisant une approche progressive. On considère d’abord un modèle simple (deux blocs rigides avec un chargement dynamique sinusoïdal) pour ensuite étudier un modèle plus complexe (section de barrage avec un séisme). La rotation et le glissement calculés du bloc sont comparés à la réponse expérimentale des essais sur table vibrante afin d’optimiser la sélection des paramètres de modélisation et d’évaluer la performance de chaque méthode d’analyse structurale.

1.3 Objectifs de la recherche

Ce projet vise les objectifs suivants:

1- Effectuer une revue de la littérature: Les articles étudiés portent sur trois aspects qui sont (figure 1.4):

- Les évidences historiques des barrages qui ont déjà subi de l'endommagement (fissuration) lors de séismes antérieurs.
- Les études numériques sur le comportement dynamique de corps rigide.
- Les études expérimentales de modèles réduits de barrages sur table vibrante.

2- Effectuer des essais expérimentaux (figure 1.4): Il s'agit de concevoir, de construire, d'instrumenter et d'effectuer des essais sur table vibrante de trois modèles de barrages-poids de 3.4 m de hauteur avec un joint de reprise de bétonnage à 1 m de la base. Le but est d'étudier le comportement du bloc supérieur lorsque celui-ci est soumis à un chargement dynamique. Les principaux paramètres à mesurer sont la rotation, l'accélération critique de mise en glissement et le glissement du bloc. Des essais pseudo-statiques pour déterminer le coefficient de frottement statique au niveau du joint sont également effectués.

3- Effectuer des prédictions numériques (figure 1.4): Il s'agit de simuler numériquement le comportement observé du modèle afin de calibrer les paramètres de modélisation et valider les différentes méthodologies d'analyse (éléments finis, corps rigides). On vise à déterminer la précision, les limitations et les difficultés de mise en oeuvre des simulations numériques.

EXPÉRIMENTAL RESEARCH PROGRAM TO STUDY THE SEISMIC RESPONSE OF GRAVITY DAMS CONSIDERING LIFT JOINTS

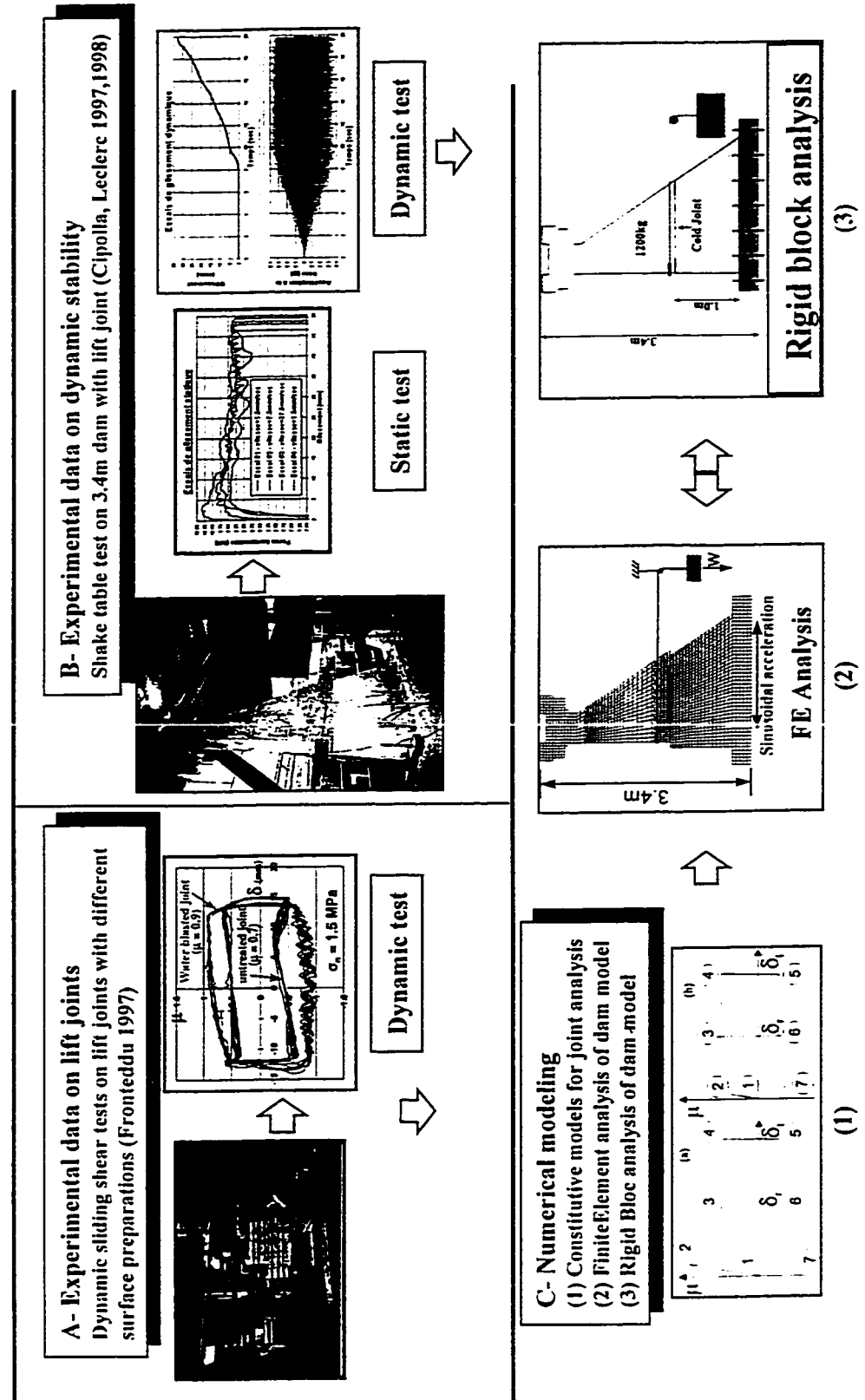


Figure 1.4 : Méthodologie de la recherche (tiré de Poster session, CDSA/CANCOLD joint dam safety conference , 1997)

1.4 Organisation du mémoire

Le présent mémoire comporte six chapitres. Le chapitre deux est une revue de la littérature. Les évidences historiques et expérimentales sur la stabilité sismique des barrages en béton sont présentées.

Le programme expérimental pour les essais en laboratoire est le sujet du chapitre trois. Les objectifs des essais en laboratoire sont définis. Une description des spécimens (géométrie et matériaux utilisés) est donnée. Le montage expérimental, l'instrumentation et les procédures expérimentales utilisés pour les essais dynamiques et quasi-statiques sont discutés.

La description et la mise en œuvre des logiciels d'analyse du comportement sismique des barrages-poids sont présentées au chapitre quatre. Pour chaque logiciel, les hypothèses de modélisation et les paramètres de simulation utilisés sont décrits. Le chapitre cinq discute les résultats du programme expérimental ainsi que la corrélation de ces résultats avec les simulations numériques. Finalement, le chapitre six porte sur les conclusions et les recommandations qui découlent de la présente étude.

CHAPITRE II

COMPORTEMENT DYNAMIQUE DES BARRAGES-POIDS EN TENANT COMPTE DES JOINTS DE REPRISES DE BÉTONNAGE: REVUE DE LA LITTÉRATURE

2.1 Introduction

L'analyse de la stabilité d'un barrage-poids est un domaine sur lequel plusieurs chercheurs ont travaillé. L'intérêt vient du fait qu'il y a un grand nombre de barrages de ce type dans le monde et que certaines de ces structures démontrent des problèmes de fissuration. Il est très important de comprendre le comportement de ces ouvrages imposants car une rupture amenant la vidange du réservoir pourrait causer de grands dommages socio-économiques et des pertes de vie.

Différents types d'analyses peuvent être utilisés pour vérifier la stabilité sismique d'un barrage. L'objectif de ces analyses est d'examiner si le barrage a besoin ou non de modifications au plan structural. Par la suite, dans le cas où la structure a besoin de modifications, il faut déterminer si ces corrections vont être mineures ou majeures (renforcement par l'ajout d'ancrage en post-tension, injection des joints, etc.).

Très souvent, les plans de fissuration se produisent soit à la base du barrage ou à des joints de reprises de bétonnage. La figure 1.1 présente les différentes trajectoires de fissuration (mécanisme de rupture) pour un profil type de barrage-poids soumis à un séisme. L'intérêt majeur de ce projet de recherche est l'étude du comportement post-fissuration lorsque la structure est soumise à des charges dynamiques. Ce chapitre a pour objectif d'exposer quelques cas historiques de barrages en béton qui ont subi des dommages et, par la suite, de mettre en évidence les études qui ont déjà été effectuées sur la stabilité sismique de ce type d'ouvrage tant au niveau numérique qu'expérimental.

2.2 Évidences historiques

Le tableau 2.1 présente quelques cas de barrages qui ont été exposés à des séismes. Même si aucun barrage n'a subi une rupture complète (ceci peut provenir du fait que la magnitude et la durée du séisme n'ont pas été assez grandes et que le niveau du réservoir n'était pas à son maximum), quelques uns ont subi des dommages assez importants. Ces cas de barrages qui ont subi des dommages lors de séismes sont décrits ci-dessous:

1-Pacoima, États-Unis, 1994 et 1971 (Stewart et al. 1994)

Le barrage Pacoima est un barrage voûte de 125 m de hauteur. Les barrages de ce type ont un bon comportement lorsque soumis à des séismes. Ce barrage a été soumis à deux séismes, l'un en 1971 et l'autre, plus récemment, en 1994. Durant les deux séismes, le barrage a subi des dommages. Lors du séisme de 1971, une première fissuration dans le béton a eu lieu sur la rive gauche de la structure. Le séisme de 1994, quant à lui, est venu endommager davantage cette zone de faiblesse. Un déplacement de la rive gauche a eu lieu et une nouvelle fissuration est apparue. Le déplacement de la rive a eu comme effet d'ouvrir les joints de construction verticaux. Le barrage a été renforcé par la suite par l'ajout d'ancrages en post-tension.

Le barrage était équipé de plusieurs accéléromètres qui ont pu enregistrer l'amplification des accélérations sur toute la structure. Des accélérations de pointe au sol de 0.5 g ont été enregistrées à la base de la structure et de 2 g en crête de barrage. Il est évident qu'il faut considérer l'amplification dynamique de l'excitation dans la conception d'un barrage de ce genre.

Tableau 2.1: Barrages qui ont été exposés à des séismes (tiré de ACE¹, 1990; Knight et Mason², 1992; USCOLD³, 1992)

Lower Crystal springs	E.U.	B.P.	47	1989	7.1	69	Non
Tuai Div.	Nouvelle Zélande	B.P.	5	1987	6.2	11	Non
Izvorul Muntelui	Roumanie	B.P.	127	1977	7.2	-	Non
Koyna	Inde	B.P.	103	1967	6.5	-	Oui
Blackbrook	R.U.	B.P.	30	1957	-	5	Oui
Marathon	Grèce	B.P.	63	1938	5	-	Non
Lower Crystal Spring	E.U.	B.P.	47	1906	8.3	8	Non
Ponteba	Algérie	B.P.	-	-	6.8	-	Oui
Bicas	Roumanie	B.P.	-	-	7.3	-	Non
Pacoima	E.U.	B.V.	113	1994	6.7	18	Oui
Rapel	Chili	B.V.	110	1985	6.5	près	Oui
Ambiesta	Italie	B.V.	59	1976	6.5	60	Non
Maina di Sauris	Italie	B.V.	136	1976	6.5	22	Non
Barcis	Italie	B.V.	50	1976	6.6	43	Non
Pacoima	E.U.	B.V.	113	1971	6.6	48	Oui
Santa Anita	E.U.	B.V.	76	1971	6.6	6	Non
Big Tujunga	E.U.	B.V.	76	1971	4.9	27	Non
Monteynard	France	B.V.	155	1963	6.1	3	Non
Kariba	Zimbabwe	B.V.	128	1963	5	0	Non
Kurobe	Japon	B.V.	186	1963	5	-	Non
Hoover	E.U.	B.V.	220	1936	-	-	Non
Monteynard	France	B.V.	155	-	7.3	-	Non
Vidraru	Roumanie	B.V.	-	-	-	-	Non
Granda	France	B.V.M	88	1969	-	32	Non
Honen-Ike	Japon	B.V.M	30	1946	7.3	6.4	Oui
Sefid -Rud	Iran	B.C.F	106	1990	7.2	-	Oui
Poiana Usului	Roumanie	B.C.F	80	1977	7.2	-	Non
Poiana Usului	Roumanie	B.C.F	80	-	7.3	-	non

* B.P. : Barrage-poids; B.V. : Barrage voûte; B.V.M. : Barrage à voûte multiple; B.C.F. : Barrage contreforts

¹ Lessons from the effects of earthquakes on dams, Water Power and Dam Construction, mars 1990, pp.44-46

² Safety assessment of existing dams for earthquake conditions, Vol. C4

³ Observed performance of dams during earthquakes

2-Menjil, rivière Sefid-Rud, Iran, 1990 (Fig. 1.3(a)); (Indermaur et al. 1992)

Le barrage Menjil, situé sur la rivière Sefid-rud, a été construit en 1962 en Iran. C'est un barrage à contreforts qui fait 106 m de hauteur et qui sert à des fins d'irrigation et de production d'électricité. Ce barrage a été soumis à un séisme de magnitude 7.3 en 1990. L'épicentre était estimé à moins de 10 km du barrage. Il a subi une fissuration horizontale de 20m à 25m en dessous de la crête. Les fissures traversent complètement le barrage. L'ouverture des fissures atteignait jusqu' à 2 cm.

Des travaux de réparation ont été faits sur la structure pour stabiliser le bloc supérieur du barrage. Des câble de post-tension, ancrés dans le bloc inférieur et qui traversent complètement le bloc supérieur, ont été placés pour assurer l'intégrité structurale. L'injection des fissures avec de la résine d'epoxy a été effectuée pour les colmater et éviter l'infiltration d'eau.

3-Koyna, Inde, 1967 (Fig. 1.3(c)); (S. S. Saini et Jai Krishna 1974)

Le barrage Koyna est un barrage-poids, construit aux Indes en 1963. Cette structure a une hauteur de 103 m et a subi une fissuration horizontale lors du séisme de 1967 (séisme induit par le remplissage du réservoir), dans sa partie supérieure, là où il y a un changement de pente sur la face aval. Cette fissure traverse complètement le barrage, ce qui le laissait vulnérable à un glissement ou à un renversement de la partie supérieure lors d'un séisme futur. Le cas du barrage Koyna est l'un des mieux documentés; un grand nombre de chercheurs ont donc choisi ce barrage pour faire la validation de modèles numériques non-linéaires de fissuration dynamique du béton.

Plusieurs analyses ont été faites sur la stabilité de cette structure et plusieurs mesures correctives ont été prises pour éviter une rupture de l'ouvrage lors d'un séisme futur. Le niveau du réservoir a été baissé, il y a eu injection des

fissures, ajout de câbles de post-tension et construction de contreforts pour renforcer le barrage.

On estime qu'une force équivalente à cinquante pour-cent du poids du bloc supérieur devrait être appliquée au centre de gravité de celui-ci pour que le renversement se produise.

4-Xinfengjiang, Chine, 1962 (Fig. 1.3(b)); (Chen Hou-Qun et al . 1982)

Le barrage Xinfengjiang est un barrage à contreforts qui a une hauteur de 124 m. Il a été soumis à un séisme de magnitude 6.1 en 1962 qui a produit une fissure horizontale de 82 m de long sur sa partie supérieure (élévation de 108 m) . Cependant, il n'y a pas eu d'instabilité dynamique de la partie supérieure. Encore une fois, le séisme s'est produit lors du remplissage du réservoir.

La fissure majeure est apparue sur les parties amont et aval. Quelques autres fissures discontinues sont apparues du côté gauche de la structure, approximativement à la même hauteur que la fissure principale. Le développement des fissures a été attribué à la forte amplification dynamique en crête de barrage. Les modes de vibration supérieurs de la structure sont la cause de fortes concentrations de contraintes au changement soudain du profil du barrage. Plusieurs mesures de renforcement ont été mises en œuvre tel l'ajout d'ancrages et de câbles de post-tension, l'injection des fissures, l'imperméabilisation de la face amont et l'ajout de plaques de renfort sur la face aval.

2.3 Évidences numériques

Vu la complexité d'entreprendre l'analyse du comportement dynamique des barrages, une approche progressive doit être adoptée. Ceci implique qu'il faut partir d'un modèle simple pour ensuite en arriver à un modèle plus complexe. En procédant de la sorte, il est plus facile d'interpréter les résultats et d'établir une confiance adéquate envers le modèle

numérique à utiliser dans l'analyse de problèmes plus compliqués. Un autre avantage d'utiliser cette méthodologie est d'avoir une meilleure compréhension de l'influence des différents paramètres qui sont utilisés sur le résultat final des analyses sismiques. Quelques exemples d'analyses numériques sur les barrages sont décrits ci-dessous:

1-Saini et Krishna (1974)

Le barrage de Koyna a subi une fissuration dans sa partie supérieure lors du séisme de Koyna Dam en 1967. Une étude sur le monolithe supérieur du barrage a été effectuée pour analyser la stabilité dynamique en rotation lorsque soumis au séisme. Pour l'analyse du monolithe, les équations d'équilibre dynamiques ont été développées et par la suite programmées pour effectuer les calculs.

Puisqu'il n'y a pas d'instrumentation sur le barrage, une analyse élastique a été effectuée sur la structure non endommagée avec le séisme original pour obtenir l'historique des accélérations sous la fissure. Cette approche a été utilisée pour spécifier l'excitation sismique à la base du bloc supérieur en tenant compte de l'amplification dynamique à l'élévation de la fissure.

Les hypothèses émises pour cette étude étaient :

- 1-La partie supérieure est considérée comme un corps rigide.
- 2-Le coefficient de frottement est assez grand pour empêcher le glissement du bloc supérieur, ce qui correspond au comportement observé lors du séisme.
- 3-Le coefficient de restitution d'impact est identique aux deux extrémités de la fissure (côté amont et aval) et est égal à 0.5.

Les conclusions de cette étude étaient:

- 1-Puisque le mouvement lors d'un séisme est de nature oscillatoire, le reversement du monolithe supérieur n'est pas susceptible de se produire lorsque soumis à de fortes sollicitations sismiques.

2-Les rotations maximales que peut subir le bloc supérieur sous le séisme amplifié de Koyna en 1967 (accélération sous la fissure en faisant une analyse élastique de la structure non fissurée) est de $1.6E-3\text{rad}$ quand il est soumis à la composante transversale et de $3.3E-3\text{rad}$ quand il est soumis à la composante longitudinale du séisme. Il faut remarquer que ces rotations sont très minimes comparées à la rotation qu'il faut induire pour causer l'instabilité du bloc soit de 0.4rad .

2-Chen Hou-Qun, Hou Shun-Zai et Qi Jian-Hua (1982)

Le barrage Xinfengjiang a subi une fissuration horizontale dans sa partie supérieure lors du séisme de 1962 (provoqué par le remplissage du réservoir). Plusieurs analyses de stabilité dynamique ont été effectuées pour étudier la stabilité du monolithe supérieur. Les analyses ont été effectuées avec le réservoir plein ou vide pour vérifier son influence sur la stabilité au glissement et au renversement de l'ouvrage.

Pour l'analyse du monolithe supérieur, les hypothèses suivantes ont été posées :

- 1-Le bloc supérieur est considéré comme un corps rigide.
- 2-Le coefficient de frottement est varié entre une valeur de 0.42 et 0.45 pour en étudier son influence sur le comportement de la stabilité dynamique.
- 3-Le coefficient de restitution d'impact est calculé en fonction de l'inertie de rotation du bloc. Sa valeur est de 0.453 pour la rotation dans la direction aval et de 0.548 pour la rotation dans la direction amont.
- 4-Lorsque le réservoir est plein, seulement la moitié de la hauteur totale du bloc supérieur est submergée.

5-Une sous-pression triangulaire est considérée au niveau de la fissure pour étudier son influence sur le glissement et le renversement.

Les résultats obtenus indiquent un glissement de 20cm pour un coefficient de frottement de 0.45 si le réservoir est plein et qu'une sous-pression triangulaire est présente au niveau de la fissure (conditions les plus défavorables). La rotation maximale du bloc, de $3.71E-3$ rad, est considérée très petite. La conclusion de cette étude était donc que la stabilité dynamique lors d'un grand séisme est adéquate mais certaines mesures de colmatage de fissures doivent être prises pour éviter l'infiltration d'eau.

3-El-Aidi et Hall (1989)

Une analyse dynamique du barrage-poids de Pine Flat (122 m) a été effectuée lorsque soumis au séisme d'El Centro de 1940 amplifié de 1.5 fois. L'interaction entre le barrage, la fondation et l'eau du réservoir a été modélisée dans cette étude.

Puisque le maillage d'éléments finis est grossier, un modèle constitutif élasto-fragile avec une contrainte de fissuration réduite a été utilisé pour les éléments en fissuration diffuse.

Pour ce qui est des fissures, le glissement a été permis selon le critère de Coulomb avec un coefficient de friction constant de 0.75 sans considérer la cohésion du matériau. Les zones de faiblesse (joints de reprise) sont modélisées selon leurs directions respectives et avec des éléments dont les propriétés de résistance en traction et d'énergie de fissuration ont été réduites.

Lors de cette analyse, un glissement de 1.04m s'est produit dans une fissure prédéterminée dans la partie supérieure de la structure.

4-Chopra et Zhang (1991)

Une formulation analytique simplifiée a été développée pour effectuer l'analyse de barrages-poids soumis à des sollicitations sismiques. L'analyse de ce problème a été formulée à l'aide de deux approches différentes. La première approche considère le barrage fissuré comme un corps rigide. La seconde approche considère le barrage comme un corps flexible dont la réponse sismique est contrôlée par le mode fondamental de vibration.

Des analyses paramétriques ont été effectuées pour déterminer le glissement final d'une section de barrage en fonction d'un coefficient de frottement et d'une accélération de pointe au sol donnés. Le coefficient de restitution d'impact a été calculé selon la pente du parement aval de la section.

Les équations de mouvement ont été développées pour analyser les trois types de mouvements possibles soit :

- 1-Le glissement seul.
- 2-La rotation seule.
- 3-Le glissement et la rotation combinés.

De plus, l'influence de l'accélération verticale sur le comportement du monolithe a été étudiée.

Les conclusions sont que le type d'analyse utilisée (corps rigide ou corps flexible) a une influence sur le glissement final. Le glissement est plus important lorsque l'analyse est faite avec un modèle de corps flexible. L'accélération verticale a pour effet d'augmenter le glissement final de la section.

5-Léger et Leclerc (1996)

Des analyses paramétriques utilisant un modèle constitutif de fissuration diffuse ont été effectuées pour étudier l'influence du type d'excitation sismique et des caractéristiques géométriques de sections de barrage-poids homogènes sur le profil de fissuration.

Des accélérogrammes historiques avec amplitudes spectrales modifiées et des accélérogrammes synthétiques ont été utilisés pour effectuer les analyses. Les analyses ont été effectuées avec des modèles sur fondations rigides. La masse ajoutée de Westergaard a été utilisée pour représenter l'effet de la pression hydrodynamique,.

Des simulations numériques sur des sections de barrages homogènes de différentes hauteurs ont été effectuées. Quelques résultats sont présentés ci-dessous:

1-Barrage de 90m de hauteur (Fig. 2.1 section type)

Fissure à la jonction de la crête avec le corps du barrage; fissuration de 60% de la base.

2-Barrage de 60m de hauteur (section type)

Fissure initiée à l'amont et qui plonge vers le bas; fissuration de 50% de la base.

3-Barrage de 35m de hauteur (section type)

Fissure qui plonge vers la base en partant du parement aval; fissuration de 90% de la base du barrage.

La présence de discontinuités (changement d'angle brusque) favorise l'initiation de fissures. L'utilisation d'une section avec un parement aval courbe minimise ce problème.

D'autres analyses ont été effectuées sur des sections en plaçant une rangée d'éléments de résistance moindre pour simuler un joint dans la partie supérieure. Le profil de fissuration obtenue est horizontal et se produit le long des éléments de moindre résistance.

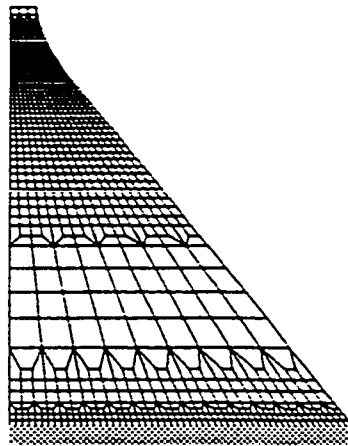


Figure 2.1 : Section type de barrage pour analyse par élément finis

2.4 Évidences expérimentales

Il faut porter un grand intérêt sur les essais expérimentaux car ils permettent de valider plusieurs théories de calcul. Le comportement structural, plus particulièrement celui des barrages, est très difficile à cerner lorsque ceux-ci sont soumis à des charges dynamiques. Ceci vient du fait qu'il y a un grand nombre d'incertitudes sur les paramètres à utiliser lors des calculs. Les essais en laboratoire permettent d'observer le comportement global des barrages soit le profil de fissuration, les déplacements, rotations et accélérations. De plus, ils permettent de mesurer certains paramètres qui, à priori, ne peuvent pas être

déterminés tel les coefficients de friction, les coefficients de restitution d'impact, les propriétés des matériaux, que ce soit au niveau statique ou dynamique. Cette section met en évidence quelques essais qui ont été menés sur des modèles réduits de barrages. La grandeur ainsi que le type de matériaux utilisés sont exposés pour chaque essais ainsi que le comportement général des spécimens.

Il existe un nombre limité d'études expérimentales sur le comportement sismique des barrages. La grande partie des essais ont été effectués sur des modèles réduits et peu ont utilisé du béton conventionnel. La plupart des essais ont été faits avec des matériaux qui permettent de respecter les lois de similitude. Quelques essais sont présentés ci-dessous:

1-Lyathtkher et al. (1977)

Des modèles réduits en trois dimensions du barrage-poids Taktugul ont été construits. L'échelle du modèle est de 1:1000 et la hauteur réelle du barrage est de 200 m. Le montage sur table vibrante a été monté dans une centrifugeuse pour respecter plusieurs paramètres de similitude entre le modèle et le prototype, tel l'élasticité, l'inertie et finalement la gravité. Deux modèles ont été construits, le premier était constitué de sept monolithes séparés par des joints de contraction et le deuxième était un seul monolithe sans joint de contraction pour être en mesure de faire des comparaisons entre les résultats. Le matériel utilisé pour construire les modèles était le plâtre.

Pour simuler les effets de bords, les modèles ont été construits dans une vallée étroite pour reproduire les conditions réelles du site. Pour le modèle avec joints de contraction, une accélération de 1g a été appliquée pour induire une fissuration dans le modèle. Des fissures horizontales sont apparues au centre de la structure sur la face amont. Une augmentation de l'accélération jusqu'à 1.1 g (accélération maximal de la table) n'a pas induit de glissement dans le spécimen à cause de l'effet des bords qui venaient coincer le bloc supérieur. Pour ce qui est du spécimen monolithique, un premier profil de fissuration

vertical dans les bords est apparu à une accélération de 0.8 g. Ceci peut venir de l'effet tridimensionnel. En augmentant l'accélération, une fissure horizontale est apparue dans la partie supérieure du barrage. La perte totale de l'ouvrage c'est produite à une accélération de 1.1 g par la propagation de la fissure horizontale qui a rejoint les fissures verticales.

2-Bakhtin et Dumenko (1979)

La reproduction d'un barrage étroit de 126 m a été faite avec une échelle de 1:200. Le profil du barrage est montré à la figure 2.2. Le spécimen est fait d'un composé spécial de plâtre pour respecter certains paramètres de similitude tels la rigidité et la résistance. Cinq spécimens ont été produits dont quatre monolithiques et un avec sept joints de reprises de bétonnage. Une fondation de 50 m a aussi été modélisée pour supporter les spécimens, mais la fonction majeure de cette fondation était de reproduire la flexibilité du sol sans qu'aucune rupture ne soit permise dans celle-ci.

Pour le modèle avec joints de construction, le coefficient de friction variait entre 0.9 et 1.4 pour les joints dans le barrage. Le coefficient de friction à l'interface barrage fondation était de 0.75. Il faut noter qu'il n'y a pas de cohésion aux joints. Sous chargement statique, un déplacement de 26 mm a été mesuré pour le spécimen monolithique et de 72 mm pour celui avec joints (déplacements selon le prototype). Pour le modèle avec joints, l'ouverture maximal de ceux-ci s'est produite à la mi-hauteur de la structure durant les essais statiques et dans la partie haute du barrage durant les essais dynamiques.

Sous charges dynamiques, le spécimen s'est mis à glisser à une accélération de 0.21 g au plus haut joint, soit à l'élévation de 112 m. Cependant, une ouverture d'un joint de l'ordre de 50 mm (prototype) était déjà apparue à une accélération de 0.20 g. En répétant l'essais après collage des joints supérieurs endommagés, la rupture se produisait toujours par un glissement dans le joint

actif le plus haut. Pour ce qui est du modèle monolithique, il a fallut imposer une accélération de 0.54 g avant d'induire une fissure qui s'est produite à une élévation de 94.7 m.

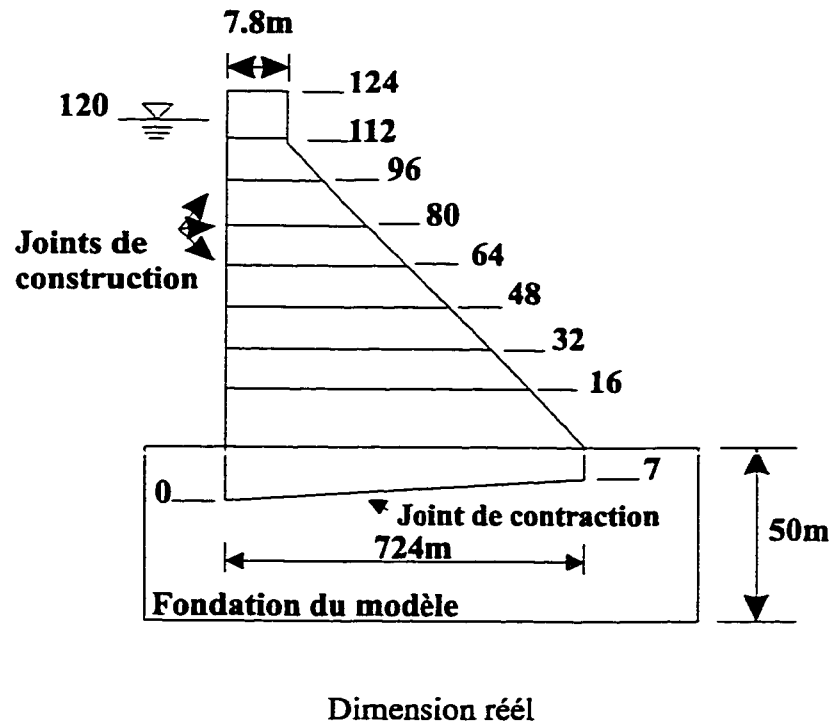


Figure 2.2: Profil du barrage pour les essais de Bakhtin et Dumenko (1979)

3-Donlon et Hall (1991)

Trois modèles réduits du barrage Pine Flat d'une hauteur de 122 m ont été testés. L'échelle utilisée est de 1:115 et les matériaux ont été choisis pour satisfaire aux critères de similitude pour la résistance, la rigidité et la densité des matériaux. Des appareils photos à haute vitesse ont été utilisés pour observer le profil de fissuration du spécimen. La fissuration à la base a été évitée et deux profils de fissuration ont été observés. Le premier est une fissure qui suit une trajectoire curviligne qui part de la face aval; le deuxième

est une fissure horizontale qui part de la face amont pour rejoindre la première fissure (figure 2.3).

Les fissures ont été produites à une accélération de 0.64 g et il n'y a pas eu de perte de stabilité du spécimen même à des fortes accélérations. Il faut faire attention à l'interprétation des résultats car la représentation de plusieurs paramètres tel l'interaction fluide-structure, l'interaction sol-structure, les paramètres de fissuration, ne sont pas bien reproduits dû aux limitations des essais sur table vibrante.

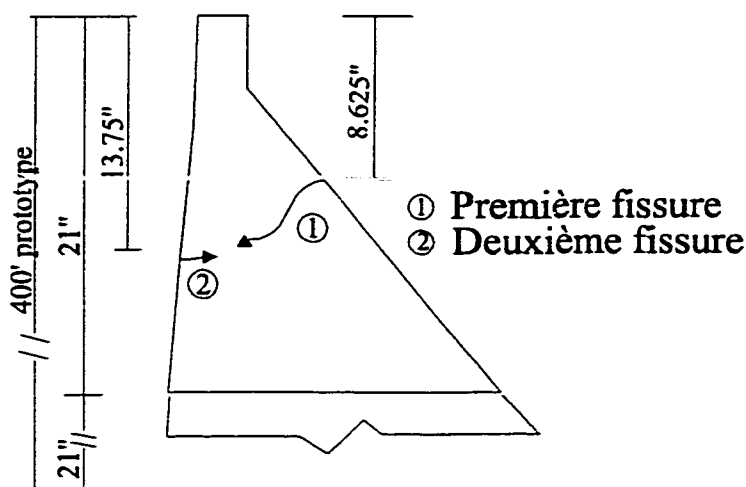


Figure 2.3: Profil de fissuration du modèle réduit du barrage Pine Flat (Donlon et Hall (1991)).

4-Lin et al. (1993)

Cinq essais sur des modèles de 1:130 d'un barrage-poids de 195 m ont été effectués sur table vibrante. Les modèles incluaient une petite partie de la fondation mais le réservoir n'était pas modélisé. Une excitation harmonique a été appliquée pour solliciter le barrage dans son premier mode de vibration jusqu'à la rupture. La figure 2.4 montre le profil de fissuration ainsi que les accélérations auxquelles les fissures sont apparues.

Plusieurs facteurs de correction ont été calculés pour estimer l'accélération critique qui produirait la rupture dans le prototype, en tenant compte du réservoir et de la fondation, des modes de vibration plus élevés, du contenu fréquentiel et de l'accélération verticale sur le spécimen.

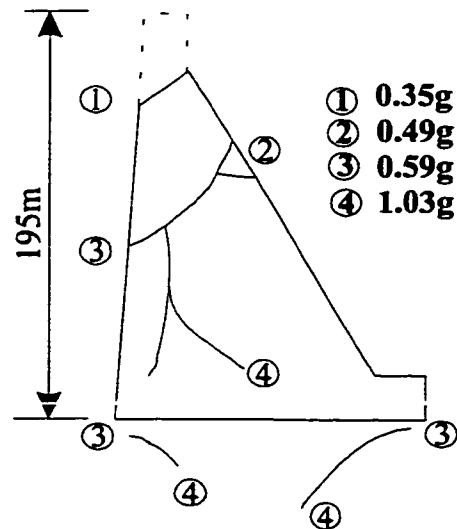


Figure 2.4: Profil de fissuration et accélération correspondante de Lin et al. (1993).

5-Zadnik et Paskalov (1992), Zadnik (1994)

Un spécimen en béton de 0.72 m de hauteur a été construit afin d'évaluer son comportement lorsque soumis à un chargement dynamique. L'objectif était d'étudier les mouvements de corps rigides tel le glissement, la rotation ou le renversement. Une interface détachable a été posée entre le spécimen et la table vibrante pour permettre de changer le type de matériaux afin de modifier le coefficient de frottement.

Deux types d'excitation ont été appliqués sur le spécimen: une accélération sinusoïdale à 5Hz d'amplitude variant entre 0.3g et 0.5g et une excitation sismique (séisme de Monte Negro, 1979).

Une centaine d'essais ont été effectués avec différentes interfaces. Pour tous les essais, le mode de rupture qui a été observé est le glissement du spécimen. Une conclusions de cette étude est que la notion d'un coefficient de friction dynamique constant n'est pas adéquate pour une étude sismique. Le coefficient de frottement est très influencé par la vitesse d'application de la charge. Selon les essais, le coefficient de frottement dynamique varie dans une plage de 15% à 30% de la valeur du coefficient de frottement statique. La figure 2.5 montre le montage expérimental utilisé pour les essais.

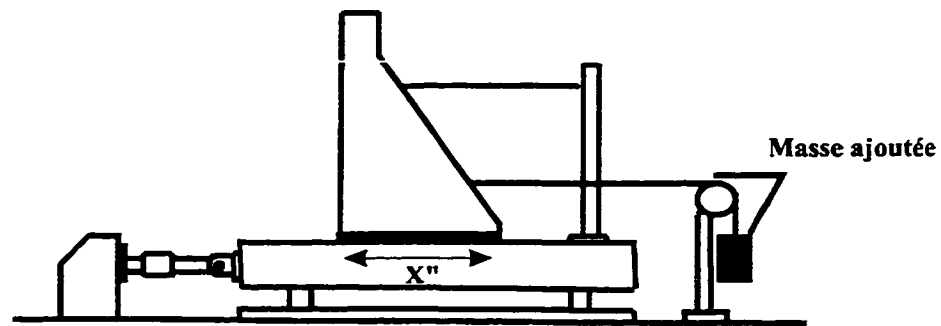


Figure 2.5: Montage expérimental pour les essais de Zadnik et Paskalov(1994).

6-Mir et Taylor (1995)

Huit spécimens monolithiques d'une échelle 1:30 ont été construits. Les modèles réduits représentent un barrage-poids d'une hauteur de 30 m. Le matériel utilisé dans la construction des spécimens est à base de plâtre. L'objectif de l'étude est d'observer le mécanisme de rupture de barrages-poids d'hauteur moyenne.

Pour tenir compte de l'interaction fluide-structure, un réservoir a été placé devant le spécimen pour simuler la charge hydrostatique. Quelques masses supplémentaires ont été placées sur la face amont du barrage pour simuler les effets hydrodynamiques. Des excitations harmoniques ainsi que des séismes ont été appliqués sur le spécimen. Les essais ont été effectués avec et sans l'effet du réservoir, pour être en mesure d'effectuer des comparaisons du comportement structural. Lorsque les essais étaient effectués sans l'effet du réservoir, les fissures se sont propagées très rapidement en apparaissant à la base du spécimen. Elles se sont amorcées à l'aval et à l'amont. Pour le cas où le réservoir était modélisé, une première fissure est apparue à la base amont mais n'a pas provoqué une fissuration complète de la base. Donc, pour les deux cas, la propagation de la fissure a eu lieu à la base des spécimens (fig. 2.6). Ceci peut venir du fait qu'il se crée un champ de compression à la base du côté aval qui empêche la fissure de se propager.

Il n'y a pas eu de reversement du bloc mais un des spécimens a glissé sous forte accélération (1.25 g).

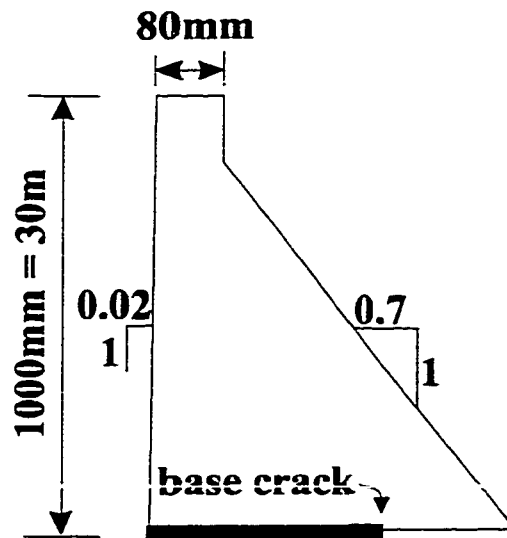


Figure 2.6: Spécimen utilisé pour les essais de Mir et Taylor (1995,1996).

7-Mir et Taylor (1996)

Une étude complémentaire à l'étude de 1994 a été effectuée sur le même modèle. Cette étude a été réalisée pour analyser le glissement du spécimen lorsque celui-ci est soumis à un chargement dynamique. Il est à noter que le matériel utilisé pour les essais est le béton car les auteurs voulaient obtenir des résultats finaux de glissement représentatifs des barrages existants.

Deux types de comportement ont été notés lors de cette deuxième série d'essais. L'interface entre le spécimen et la table avait été préparée de façon à obtenir un coefficient de frottement statique de 0.72. Lorsque le réservoir était modélisé, le seul mouvement du barrage est le glissement; il n'y a pas eu de rupture par renversement. Lorsque le réservoir n'était pas modélisé, le bloc

avait tendance à renverser en effectuant une rotation par rapport à la base du côté amont. Dans tous les essais, la sous-pression à la base du barrage n'a pas été modélisée.

Pour analyser le problème, des simulations par éléments finis ont été effectuées. Les modèles de calculs étaient non linéaires avec des joints qui permettaient des grands déplacements. Il y avait une bonne corrélation entre les résultats numériques et expérimentaux.

8-Université de Colombie Britannique (1997)

Le modèle de barrage utilisé pour des essais sur table vibrante est un spécimen d'une hauteur de 1.5 m fabriqué avec un mélange spécial de béton pour respecter l'effet d'échelle. Le but des essais était étudier le comportement dynamique des spécimens en faisant l'hypothèse de corps rigides. Le spécimen type était monté sur des plaques qui peuvent être remplacées pour permettre l'analyse de plusieurs types de surfaces, donc plusieurs coefficients de friction. Un vérin a été placé sur la face amont pour simuler une charge hydrostatique. Cependant la charge hydrodynamique et les sous-pressions n'ont pas été modélisées (fig.2.7).

Les résultats expérimentaux n'ont pas encore été publiés mais quelques simulations numériques ont été effectuées sur le modèle. L'excitation appliquée est une harmonique à 10 Hz. Pour ce qui est de l'accélération de pointe au sol, un processus itératif a été utilisé pour déterminer l'accélération critique de glissement du barrage. Une accélération de 0.4 g durant dix secondes a été appliquée sur le modèle pour induire un glissement de 2 mm. Les rotations obtenues durant les simulations sont minimales et n'ont pas d'effet sur le glissement final. Le paramètre qui a le plus grand effet sur le glissement final est le coefficient de frottement. Pour ce modèle, le coefficient de

restitution d'impact n'a pas d'effet sur l'accélération critique pour induire le glissement et n'affecte pas la valeur du glissement final pour une simulation de 10 secondes.

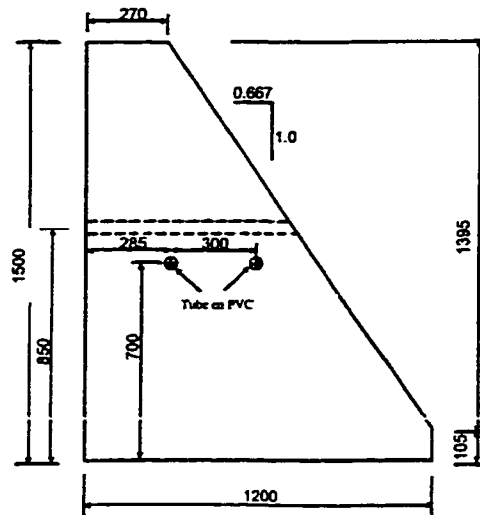


Figure 2.7: Modèle utilisé pour les essais à l'Université de Colombie- Britannique.

2.5 Synthèse et conclusions

Plusieurs barrages existants ont subi des séismes importants causant de la fissuration. Cependant aucun ouvrage ne s'est rompu sous sollicitations sismiques. Il faut cependant être prudent quant à l'interprétation de ce bon comportement puisque peu ou pas d'ouvrages ont été soumis au séisme maximum crédible lorsque le réservoir était plein.

Plusieurs études numériques et expérimentales ont été effectuées sur l'évaluation de la stabilité sismique des barrage-poids. Les modèles utilisés pour les analyses numériques sont basés sur la théorie des éléments finis ou la théorie de corps rigides. La majorité des analyses numériques de barrages ont été effectuées sur des cas réels mais peu ou pas d'analyses de modèles simples ont été réalisées pour caractériser le glissement potentiel

le long des joints de reprises de bétonnage (où les paramètres de simulation sont bien contrôlés par validations expérimentales).

Les évidences historiques, expérimentales et numériques présentées dans ce chapitre ont démontré que :

- La fissuration sismique des barrages en béton est susceptible de se produire lorsque ceux-ci sont soumis à des séismes de forte intensité.
- Deux profils de fissuration sont généralement observés pour les ouvrages-poids. Le premier est à l'interface barrage-fondation. Le second est près de la crête aux joints de reprises qui constituent des faiblesses dans les barrages et favorisent l'amorce de la fissuration lors de séismes.
- Pour ce qui est des essais expérimentaux, plusieurs chercheurs ont utilisé des matériaux non-conventionnels (plâtre), ce qui rend difficile d'extrapoler les résultats pour les propriétés réelles du béton dans le but de valider les modèles mathématiques.
- À cause de la nature oscillatoire des sollicitations sismiques, on n'a pas observé de glissement significatif pour les ouvrages qui ont été fissurés. Ceci peut sans doute être expliqué par le fait que l'intensité des séismes n'était pas maximale et que les réservoirs n'étaient pas pleins.
- Les essais sur table vibrante de modèles avec des joints de reprises de bétonnage le long de la hauteur du barrage sont limités. Un seul modèle (Bakhtin et Dumenko, 1979) a été identifié lors de la revue de la littérature.
- Les analyses par éléments finis par fissuration diffuse sur les barrages homogènes mettent en évidence un profil de fissuration formé de deux fissures distinctes dans le haut et la base des ouvrages, en accord avec les observations historiques.

- Peu d'analyses sismiques tenant compte des joints de reprises de bétonnage dans la structure ont été effectuées (habituellement seul le joint à l'interface barrage-fondation est considéré dans les modèles).
- La préparation de la surface des joints de reprise de bétonnage a une incidence importante sur la résistance à la traction, la cohésion et la friction qui peuvent être développée aux joints (nettoyage au jet d'eau haute pression, application d'une couche de mortier ou joint froid).

En mettant en perspective tout ces travaux, il est pertinent d'effectuer des essais en laboratoire sur un modèle simple de barrage en présence d'un faible joint de reprise pour étudier en détail le mécanisme de glissement et rotation sismique des composantes. Les paramètres (propriété de matériaux (béton), géométrie simple, caractéristiques de l'excitation) peuvent alors bien être contrôlés. En effectuant ce type d'étude expérimentale et de simulations numériques complémentaires, une meilleure compréhension de l'influence des différents paramètres de modélisation est possible.

CHAPITRE III

PROGRAMME EXPÉRIMENTAL POUR LES ESSAIS SUR TABLE VIBRANTE

3.1 Introduction

Ce chapitre présente la procédure expérimentale et la conception des spécimens utilisés dans cette étude. Les points suivants sont abordés :

- Les objectifs des essais.
- Le design des spécimens.
- L'armature des spécimens.
- Les coulées de béton.
- La mise en place des spécimens.
- L'instrumentation.
- La procédure expérimentale.

3.2 Objectifs des essais expérimentaux

Après avoir revu la littérature sur le comportement sismique des barrages-poids au chapitre 2, les objectifs suivants ont été fixés pour les essais expérimentaux de la présente étude :

- Produire des spécimens en laboratoire avec un matériau conventionnel (le béton).
- Développer une méthodologie pour effectuer des essais de glissement et de rotation.
- Déterminer les propriétés dynamiques des spécimens (amortissement, fréquences naturelles).

- Obtenir une base de données expérimentales pour simuler le glissement et la rotation qui peut se produire au joint de reprise de bétonnage lorsque soumis à des charges dynamiques.
- Déterminer l'influence du contenu fréquentiel, de la durée et de l'amplitude de l'excitation sur le comportement dynamique du bloc supérieur du spécimen.
- Déterminer les paramètres qui ont la plus grande influence sur le comportement du bloc (ex. coefficient de frottement, coefficient de restitution d'impact...)
- À l'aide des données expérimentales, valider et établir les limites d'applications des modèles mathématiques basés sur l'équilibre des corps rigides ou sur la théorie des éléments finis pour simuler le comportement dynamique (glissement, rotation) d'une section de barrage-poids (bloc supérieur du spécimen).

3.3 Description des spécimens

Cette section présente une description des spécimens produit en laboratoire ainsi que les matériaux utilisés.

Avant de faire une description des spécimens, il faut expliquer les facteurs intervenants dans le choix final de la géométrie. Pour la conception du spécimen, il faut bien définir les limites physiques du laboratoire de l'École Polytechnique de Montréal. Puisque les essais sont sur table vibrante, la hauteur maximale que peut avoir un spécimen fixé sur la table est de 3.7 m. Donc une première contrainte sur la hauteur maximale que peut avoir le spécimen. Les dimensions de la table vibrante sont 3.4 m de large par 3.4 m de long, ceci implique que la fondation du spécimen ne peut pas être beaucoup plus longue que 3.4m. Une autre contrainte de la table est qu'elle possède un seul degré de liberté c'est-à-dire qu'elle effectue son mouvement dans une seule direction. La masse totale du spécimen ne peut dépasser quinze tonne car ceci est la charge maximale applicable sur la table. La plage de fréquences que peut balayer la table est de 0 à 50 Hz et une accélération maximale de 3 g (à basse fréquence) peut être atteinte, mais l'accélération

maximale diminue avec l'augmentation de la fréquence (l'accélération maximale à 50Hz est de 1g). Les limites physiques du laboratoire étant bien définies, la prochaine étape de la conception peut être commencée.

Il a été décidé que la géométrie du spécimen doivent être celle d'un barrage-poids type, c'est-à-dire un corps triangulaire avec une crête rectangulaire. Il faut spécifier un point important pour ce qui est de la conception des spécimens. Le modèle de base devait servir à deux types d'essais dont l'un est un essai homogène sans joint de reprise. Le but de cet essai était d'étudier le profil de fissuration qui se produit dans le spécimen lorsque soumis à une sollicitation dynamique. La géométrie du spécimen a été conçue en fonction de ce premier type d'essais et la section n'a pas été modifiée pour le second type d'essais avec joints de reprise. La figure 3.1(b) présente la géométrie type des spécimens. Il faut remarquer qu'il y a quelques modifications entre la section type d'un barrage-poids (fig. 3.1 (a)) et la géométrie du spécimen produit. Un calcul de la fréquence naturelle du spécimen de la figure 3.1 (a) a été effectuée par éléments finis. Sa fréquence naturelle était d'environ 80 Hz, donc au-dessus de la limite de la table. Il fallait donc trouver un moyen pour diminuer cette fréquence.

L'équation 3.1 sert à calculer la fréquence d'un modèle à 1 DDL. Pour réduire la fréquence on peut diminuer la rigidité (K) ou augmenter la masse de la structure (M). Le choix final a été de modifier les deux paramètres. Pour réduire la rigidité de la structure, deux entailles ont été effectuées sur chaque face du spécimen (fig.3.1 (b)). Ces entailles ont une longueur de 250 mm et une épaisseur de 10 mm. Elles ont été effectuées à 1 m de la fondation du spécimen. Leur but est d'introduire une zone de faiblesse dans le spécimen pour amorcer la fissuration. Pour augmenter la masse, il a été décidé de venir placer une masse supplémentaire sur la crête du barrage. Ceci explique la présence de deux corbeaux sur la crête du spécimen. Ces corbeaux servent comme appuis pour une masse de 2700 kg qui est en forme de "U" inversé. Toutes ces modifications expliquent

la forme particulière du spécimen produit. Puisque les coffrages et le design sont faits pour les essais de barrages homogènes, il a été décidé d'utiliser la même géométrie pour les essais avec joint de reprise. Étant donné qu'il existe déjà une zone de faiblesse dans le spécimen au niveau des entailles, le joint de reprise a été construit à ce niveau.

$$f = \frac{1}{2 \cdot \pi} \cdot \sqrt{\frac{K}{M}} \quad (3.1)$$

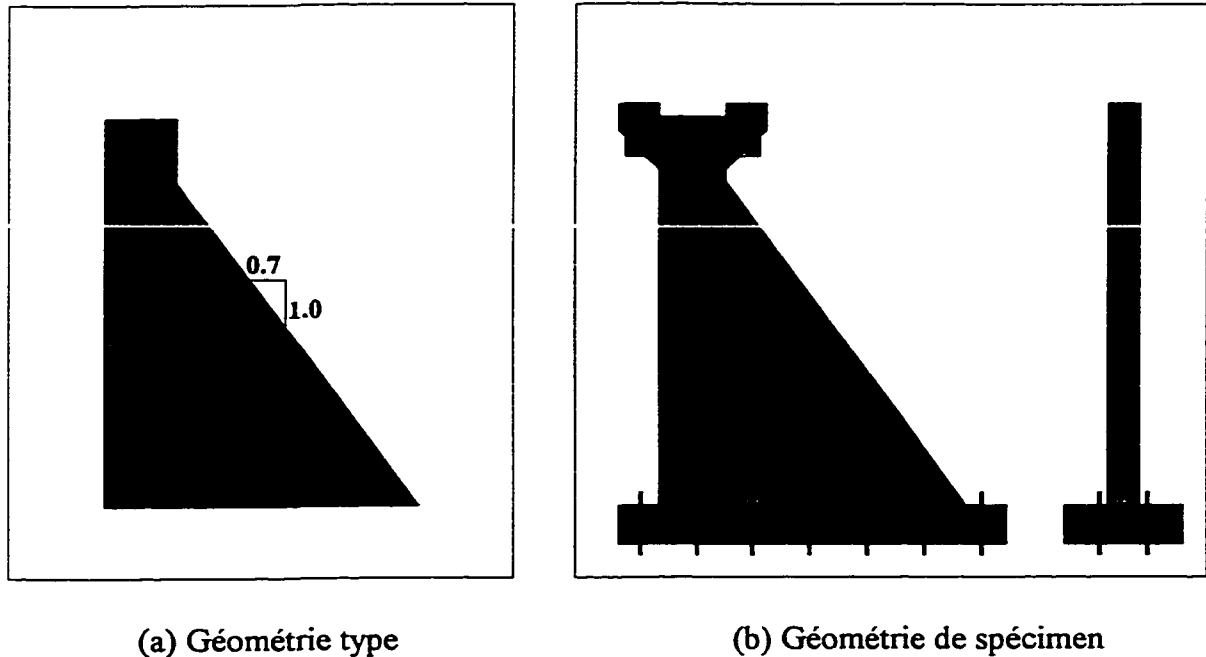


Figure 3. 1: Géométrie de spécimen (a) Géométrie type de barrage-poids (b) Géométrie type des spécimens avec section homogène

Pour ce qui est des dimensions du spécimen, celles-ci ont été choisies en fonction des limitations physiques du laboratoire. La figure 3.2 présente la géométrie avec les dimensions du spécimen final.

Après avoir décidé de la géométrie du spécimen, il fallait choisir le type de matériaux à utiliser pour la construction des spécimens. Une variété de matériaux existe. Les objectifs des essais devaient donc être bien définis. Dans la plupart des études expérimentales déjà effectuées, un matériau non conventionnel avait été utilisé pour répondre à des critères de similitude dû à l'effet d'échelle. Ces matériaux avaient été utilisés pour simuler la rigidité, l'élasticité, la densité et la résistance du béton réel. Dans la présente étude, l'objectif n'était pas de respecter des lois de similitude, ni de reproduire un barrage réel, mais d'étudier le comportement global d'un spécimen lorsque soumis à une charge dynamique et de bien contrôler les paramètres intervenant pour en faire l'analyse. De ce fait, le choix final du matériau utilisé est un béton conventionnel. Le béton utilise du ciment de type 10 avec un mélange de sable et gravier pour obtenir un béton avec une résistance à la compression d'environ 15MPa.

Les proportions des matériaux utilisés pour le mélange sont données au tableau 3.1. Les propriétés du béton produit sont présentées au chapitre 5.

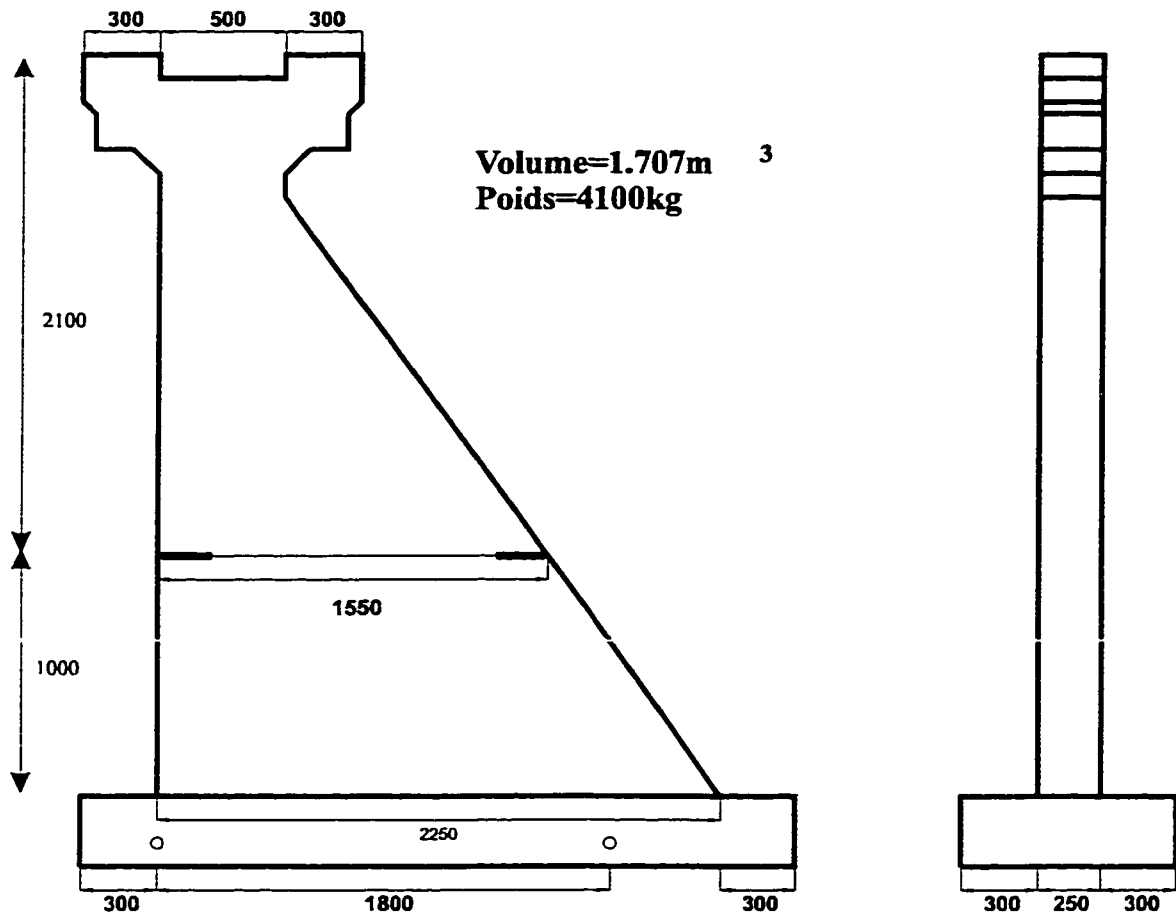


Figure 3.2: Dimension du spécimen.

Tableau 3.1: Proportion du mélange de béton

BÉTON	Eau (kg /m ³)	Ciment (kg/ m ³)	E/C	Sable (kg/ m ³)	Gravier (kg/m ³)
	160	200	0.8	950	1060

Pour éviter toute rupture dans le spécimen à des endroits non désirés, de l'armature a été placée aux endroits critiques. Le calcul de l'armature a été fait pour le spécimen sans joint de reprise pour éviter la fissuration due à un effet de cisaillement. Les parties les plus vulnérables du spécimen étaient la jonction fondation-barrage et la jonction de la

crête dû à la masse ajoutée de 2700 kg en crête et au changement de géométrie dans le spécimen homogène. C'est à la fondation qu'il y a les plus grands efforts de cisaillement induits dans la structure par les charges dynamiques. Le calcul de l'armature à cet endroit a été effectué pour éviter l'endommagement avant que la rupture ne se produise dans le plan de faiblesse du spécimen. Le détail de l'armature dans la fondation du spécimen est donné en figure 3.3.

Pour ce qui est de l'armature dans le haut du spécimen, le calcul a été fait pour qu'il n'y ait pas d'endommagement de cette partie avant que la rupture ne se produise dans le plan de faiblesse au niveau des entailles. La figure 3.4 présente le détail d'armature de la crête.

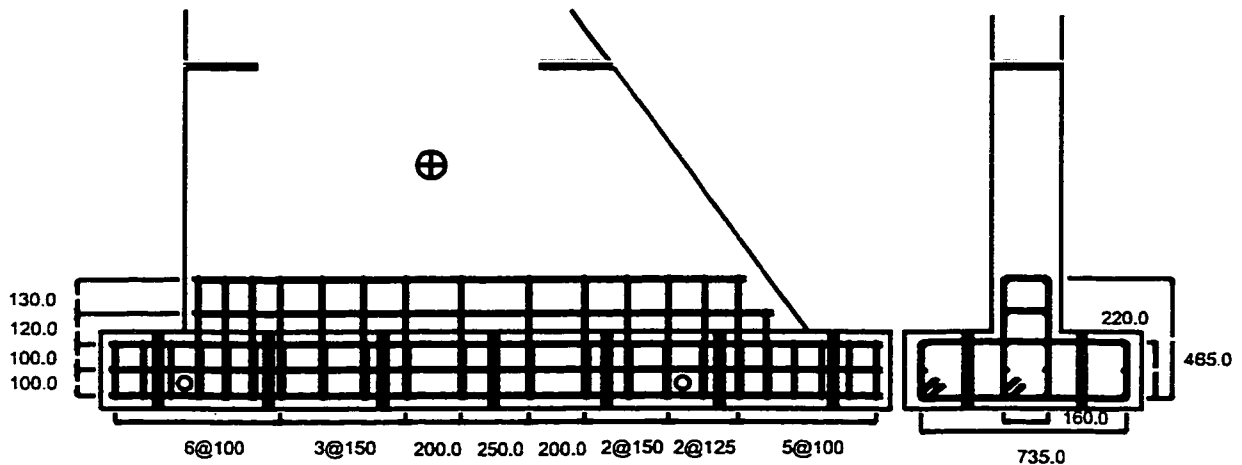
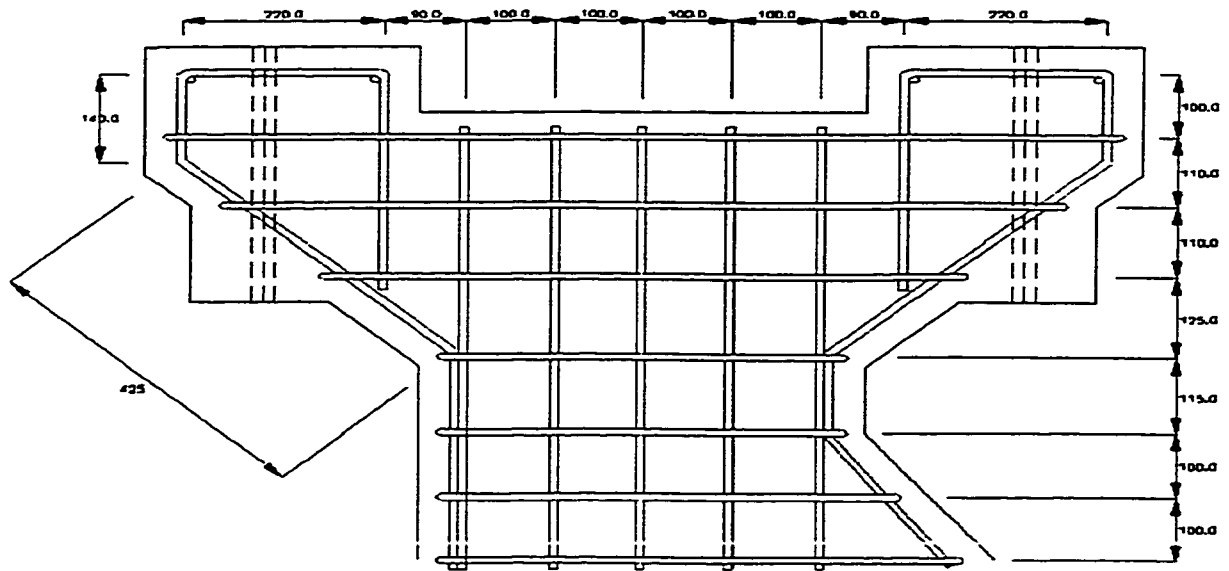


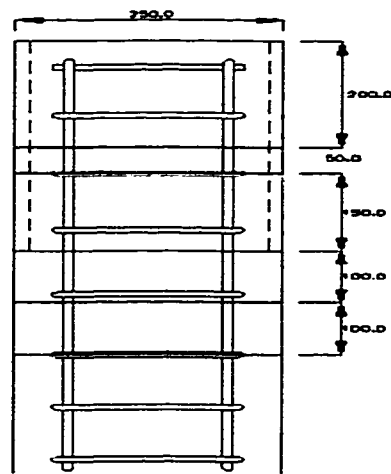
Figure 3.3: Armature dans la fondation du spécimen.

Il ne fut pas nécessaire de placer de l'armature dans les spécimens avec joint de reprise de bétonnage car les efforts de cisaillements y étaient faibles puisqu'il n'y a pas de masse ajoutée en crête de barrage. Mais, pour des raisons de sécurité, l'armature dans la crête et dans la fondation du barrage a été placée pour faciliter le transport et la mise en place des spécimens. Donc, pour faciliter la construction des spécimens la même disposition d'armature a été adoptée pour les deux spécimens homogènes. Dans les deux cas, le type

de barre utilisé est de type 10M (11 mm de diamètre). Le coffrage et les cages d'armature sont montrés à la figure 3.5.



(a) Vue en élévation



(b) Vue de l'aval

Figure 3.4: Armature dans la crête du spécimen : (a) vue en élévation; (b) vue de l'aval.

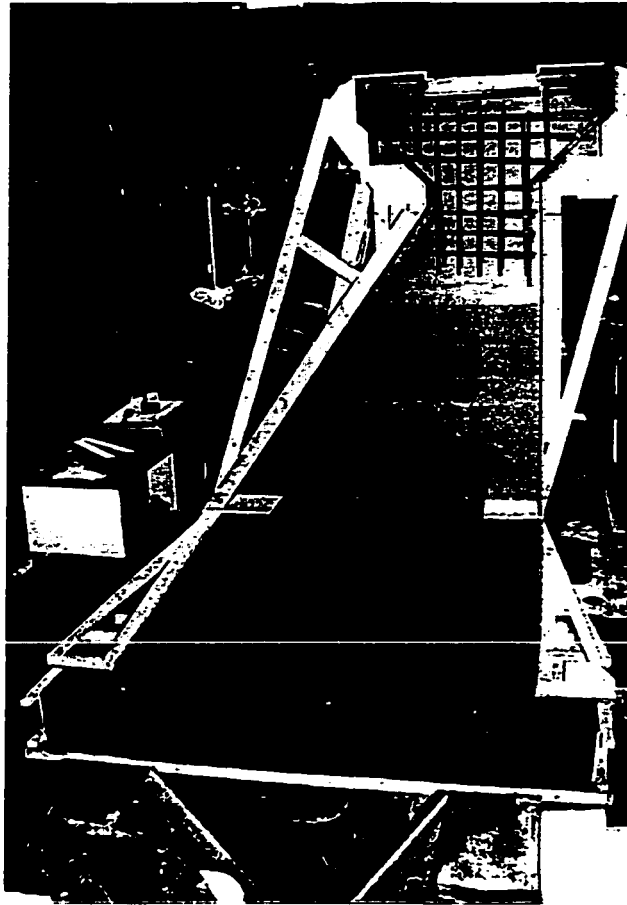


Figure 3.5: Coffrage et armature de cisaillement

La coulée des spécimens a été effectuée en deux étapes. La première étape est la coulée sous le joint de reprise. Pour cette coulée, le coffrage est mis en position horizontale et le coffrage est fermé au niveau du joint (fig 3.6).

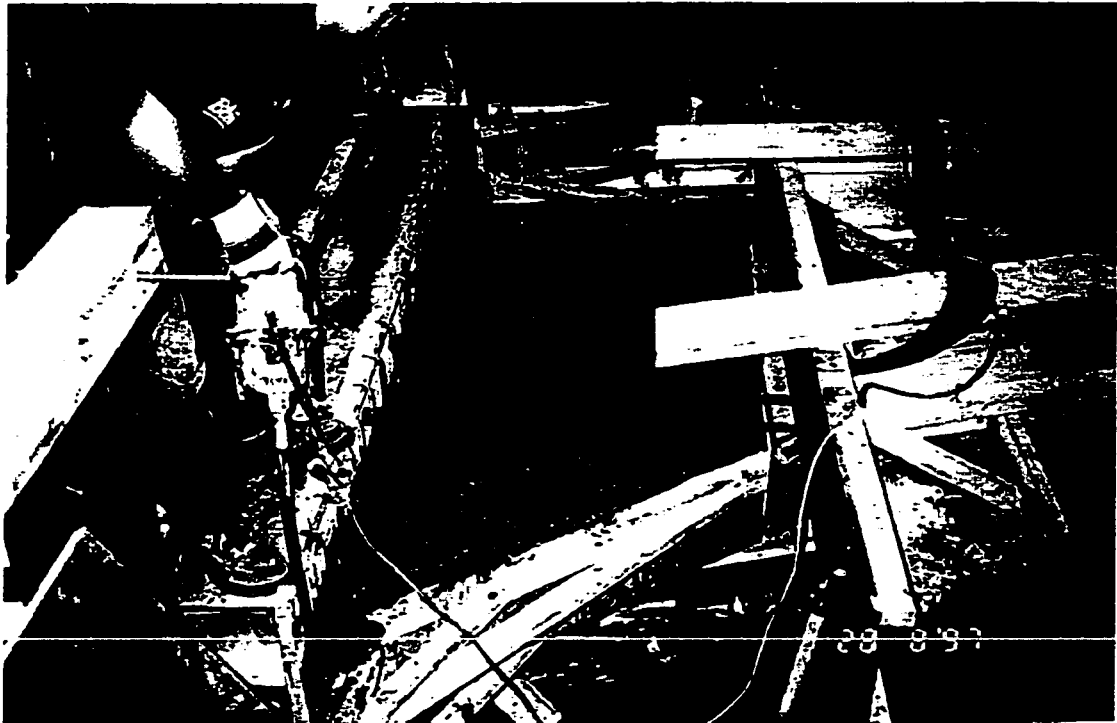


Figure 3.6: Coffrage en position horizontale pour la coulée sous le joint.

Ceci permet d'avoir une surface au niveau du joint qui est horizontale et lisse (joint froid). La surface du joint a été recouverte de jute humide et d'une pellicule en plastique pour assurer un niveau d'humidité élevé (humidité de 100%). Une période de 3 jours a été donnée pour le mûrissement du béton avant de procéder à la coulée de la partie supérieure du spécimen. Pour effectuer cette deuxième coulée, le coffrage a été placé en position horizontale pour faciliter la mise en place et la vibration du béton. Immédiatement après la coulée, le coffrage a été fermé et mis en position verticale pour créer une adhérence au niveau du joint avec le béton déjà en place. Une période de trente jours a été allouée pour le mûrissement du béton avant de procéder à la mise en place sur la table vibrante et aux essais sur le spécimen.

Quatorze tubes en PVC sont placés en position verticale dans la fondation pour permettre d'ancrer le spécimen sur la table et deux tubes en position horizontale pour le transport du spécimen. Les quatorze tubes verticaux sont espacés de huit pouces (203 mm) centre à centre dans les deux directions et les deux tubes horizontaux sont placés de sorte que le centre de gravité du spécimen passe à mi-distance entre ceux-ci. La figure 3.7 présente le spécimen final avec joint de reprise au niveau des entailles.

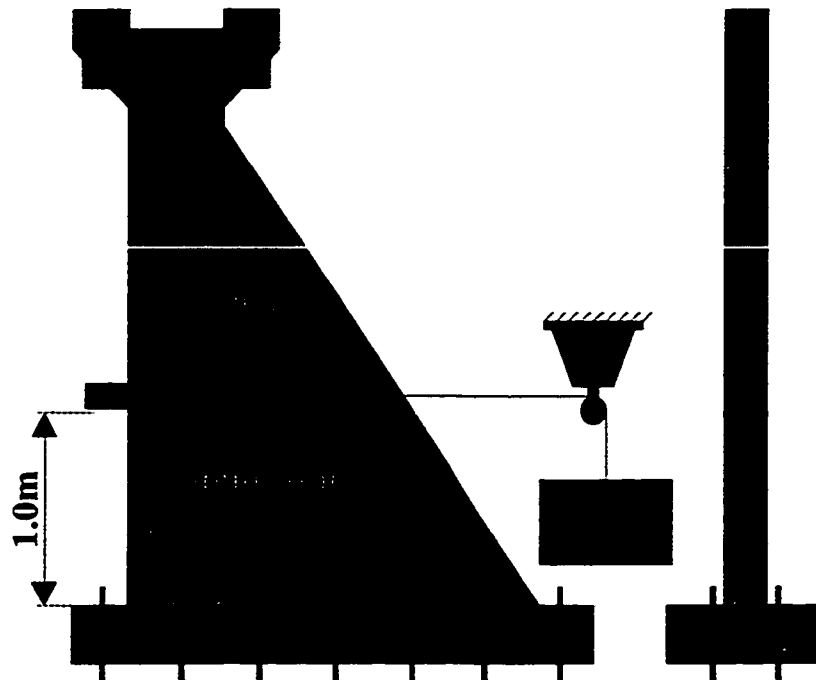
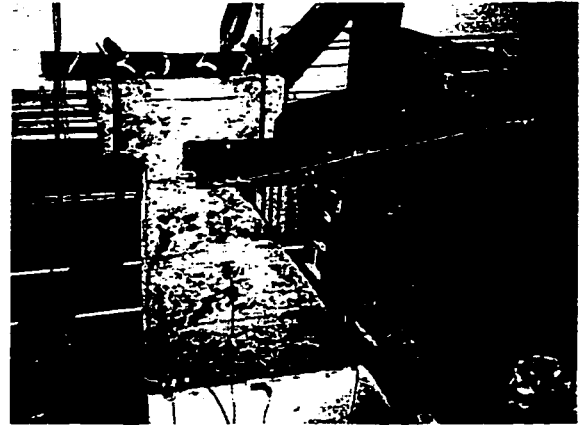


Figure 3.7: Spécimen avec joint de reprise à 1 m de la fondation et masse suspendue

Une masse de 700 kg est accrochée au spécimen à l'aide d'une poulie comme le montre la figure 3.7 pour appliquer une charge horizontale sur le spécimen. Cette charge ne représente pas l'effet de la pression hydrostatique de l'eau. Elle est présente pour appliquer une force de cisaillement lors de la rupture du joint. Elle permet également de minimiser les mouvements de rotation de la partie supérieure du spécimen après fissuration durant les essais dynamiques. Cette masse est accrochée à 125 mm au-dessus du joint de reprise et est reliée au spécimen par l'entremise d'un câble d'acier.



(a)



(b)

Figure 3.8 : Montage expérimental : (a) spécimen sur table vibrante; (b) système de guidage.

3.4 Description du montage expérimental

Le spécimen avec joint de reprise de bétonnage est fixé à sa base sur la table vibrante à l'aide de 12 tiges à haute résistance qui passent dans les tubes en PVC verticaux (figure 3.8 (a)). Un câble de 3/8 de pouce a été fixé à 125 mm au dessus du joint de reprise de bétonnage pour appliquer une charge horizontale. Tel que mentionné, cette charge a été appliquée par l'entremise d'une masse suspendue de 700 kg à l'extérieur de la table vibrante et est suspendue à l'aide d'un système de poulie fixé à l'extérieur de la table (figure 3.7). Pour des fins de sécurité, un système de guidage a été placé sur la crête du spécimen pour éviter tout déversement latéral lors des essais dynamiques (fig.3.8(b)).

3.5 Instrumentation

La figure 3.9 présente l'instrumentation qui a été placée sur le spécimen.

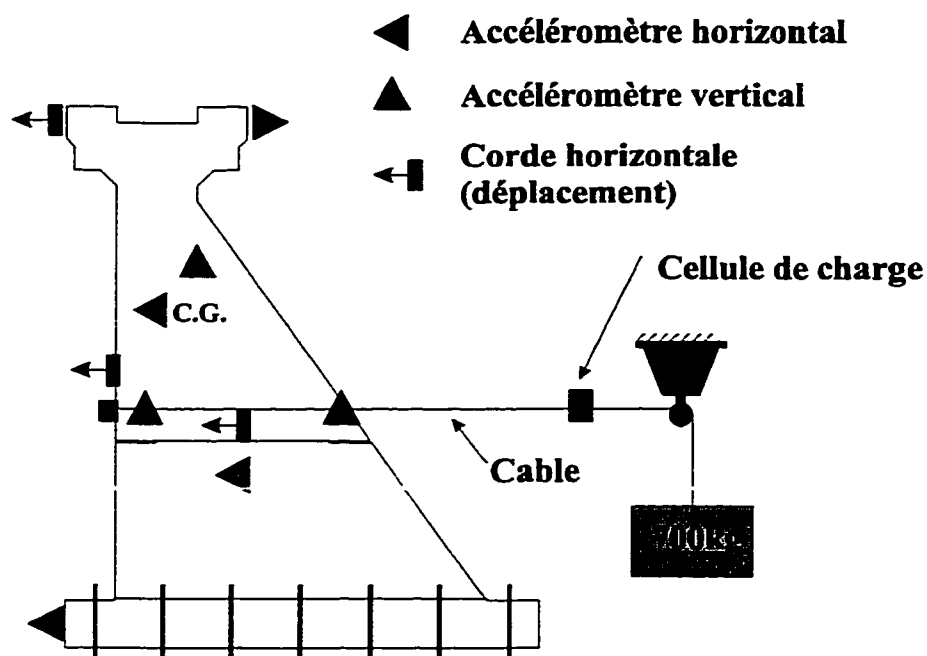


Figure 3.9 : Instrumentation du spécimen.

Trois types d'instrument ont été utilisés pour enregistrer le comportement du spécimen durant les essais. Ces instruments sont :

1- Accéléromètre unidirectionnel

- Sept accéléromètres de 2 g (précision ± 0.0049 g)

Un accéléromètre à la base du spécimen pour enregistrer l'accélération horizontale de la table vibrante.

Un accéléromètre au centre du spécimen à 50 mm sous le joint pour enregistrer l'accélération horizontale du bloc supérieur.

Un accéléromètre au centre de chaque entaille, à 50 mm au-dessus de celles-ci. Ces accéléromètres mesurent l'accélération verticale à l'amont et à l'aval du bloc supérieur.

Deux accéléromètres au centre de gravité du bloc supérieur, un pour mesurer l'accélération verticale et le second pour l'accélération horizontale.

Un accéléromètre sur la crête du barrage pour mesurer l'accélération horizontale de la crête et mesurer s'il y a amplification de l'accélération entre la base et la crête.

2- Corde

- Deux cordes de 254 mm de course (précision ± 0.064 mm)

Une corde a été placée de chaque côté du spécimen à la hauteur du joint de reprise. Les cordes permettent de mesurer le glissement relatif (horizontal) du bloc supérieur par rapport au bloc inférieur et de plus, permettent de déterminer s'il y a rotation hors-plan du bloc supérieur lors des essais.

- Deux cordes de 635 mm de course (précision ± 0.157 mm)

Une corde a été placée à 0.5 m de part et d'autre du centre de gravité du bloc supérieur. Ces cordes permettent de mesurer le glissement global (horizontal) du bloc supérieur et de calculer la rotation du bloc supérieur.

3- Cellule de charge

- Une cellule de charge de 44 kN (précision ± 21.7 N)

Une cellule de charge a été placée à mi-distance entre la face aval du spécimen et le système de poulie pour suspendre la masse. Cette cellule

sert à mesurer la variation de la force dans le câble durant les essais statiques et dynamiques.

Le taux d'acquisition des données pour les essais de rupture du joint et pour les essais dynamiques est de 1000 Hz. Pour ce qui est des essais statiques, le taux d'acquisition est de 200 Hz pendant 90 secondes. Le choix de la fréquence de 200 Hz a permis de détecter s'il avait un mouvement vertical du bloc lorsque les essais à déplacement contrôlé dans le sens horizontal étaient effectués.

3.6 Procédure d'essais dynamiques

Trois spécimens avec joint de reprise de bétonnage ont été produits. Le premier spécimen a rupturé au niveau du joint durant la manipulation de mise en place et a servi uniquement comme spécimen d'essai. Ce spécimen a permis de mettre en évidence les différents problèmes qui peuvent se produire durant la coulée, le transport et la mise en place du spécimen. Pour toutes ces raisons, ce premier spécimen n'a servi qu'à la mise au point d'une procédure expérimentale et les résultats obtenus de ce spécimen ne sont pas présentés dans ce mémoire.

3.6.1 Essais de fréquence naturelle et d'amortissement

Une fois le spécimen mis en place sur la table vibrante deux méthodes différentes pour obtenir la fréquence naturelle du spécimen sont possibles. La première méthode est d'appliquer un bruit blanc au spécimen et la deuxième est de le solliciter par des impulsions. Pour ce qui est de l'amortissement du spécimen, celle-ci peut être obtenue avec les tests d'impulsions. La procédure et les résultats sont présentés dans les sections suivantes pour chacun des spécimens.

3.6.1.1 Spécimen avec joint #2

Un bruit blanc est un accélérogramme aléatoire généré par ordinateur qui balaie une certaine plage de fréquence spécifiée par l'utilisateur. En plus de spécifier la plage de fréquence, l'utilisateur doit spécifier l'accélération RMS (racine de la somme des carrés de l'accélération, qui représente en quelque sorte l'accélération soutenue). Une plage de fréquence de dix à soixante Hz a été utilisée avec différentes accélérations RMS pour les essais de bruit blanc. Les accélérations RMS ont été variées de 5 % g à 10 % g. L'accélération en crête a été mesurée durant le bruit blanc. Par la suite, l'enregistrement de l'accéléromètre est traité par un logiciel qui effectue des transformées de Fourier et finalement ceci permet de trouver la fréquence naturelle du spécimen. L'historique de l'accélération mesurée en crête ainsi que la fréquence naturelle du spécimen sont présentées à la figure 3.10 pour une accélération RMS de 10 % g.

La figure 3.10 (b) représente la fréquence calculée du spécimen. Il y a deux fréquences prédominantes dans cette figure. La première est à environ 22 Hz et ceci est la fréquence naturelle du vérin hydraulique de la table vibrante et ne présente aucun intérêt. La deuxième fréquence du graphique, 49.5 Hz, est la fréquence naturelle du spécimen.

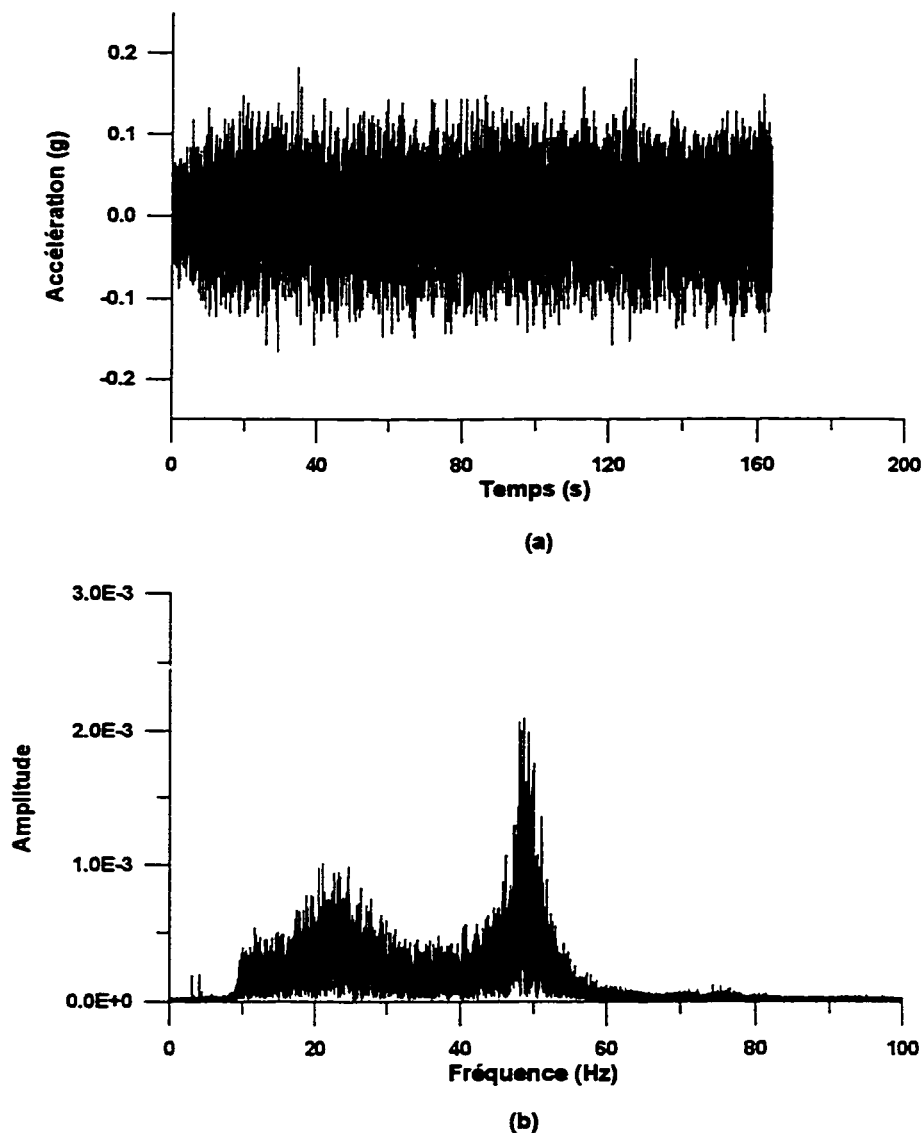


Figure 3.10 : Essais de bruit blanc (spécimen #2) : (a) accélération de la crête; (b) transformée de Fourier.

3.6.1.2 Spécimen avec joint #3

Pour déterminer la fréquence naturelle du spécimen 3, deux méthodes ont été utilisées. La première est avec un bruit blanc (expliquée à la section 3.6.1.1) et la seconde est d'appliquer une impulsion à 10 Hz sur le spécimen et le laisser par la suite en vibration

libre. L'amplitude de l'impulsion a été variée de 5 % g à 25 % g. Cependant, pour des accélérations plus faibles que 20 % g, le spécimen ne réagissait pas et aucun résultat n'a été obtenu. La meilleure réponse du spécimen a été obtenue avec une accélération de 25 % g. Les résultats pour l'essai de bruit blanc sont présentés à la figure 3.11 et les résultats des impulsions à la figure 3.12. Les deux méthodes pour déterminer la fréquence naturelle donnent une fréquence de 28.5 Hz pour le spécimen #3 avec joint. Cette baisse de la fréquence naturelle provient du fait que le joint de ce spécimen était déjà endommagé ou que la liaison entre les deux surfaces était d'une qualité moindre que celle du spécimen #2 avec joint.

La figure 3.12 (a) représente l'accélération en crête de barrage lorsque des essais d'impulsions ont été effectués. Lorsque l'impulsion est terminée, le spécimen se met en vibration libre. L'amortissement du spécimen peut être calculé en utilisant la formule du décrétement logarithmique :

$$\zeta = \frac{1}{2\pi} \ln \left(\frac{X''_n}{X''_{n+1}} \right) \quad (3.2)$$

Dans l'équation 3.2, le terme X''_n est l'accélération au temps t et X''_{n+1} est l'accélération après un cycle complet. Cette équation a été appliquée sur plusieurs cycles consécutifs pour obtenir l'amortissement moyen de la structure. Le tableau 3.2 présente l'amortissement pour quatre cycles et l'amortissement moyen.

Tableau 3.2 : Amortissement du spécimen #3

Cycle	ζ
1	0.042
2	0.040
3	0.032
4	0.035
Moyenne	0.038

3.6.2 Essais de rupture du joint

Les méthodes utilisées pour fissurer chaque spécimen sont décrites dans les sections qui suivent. Dans les deux cas, la masse suspendue de 700 kg a été utilisée pour fissurer le spécimen.

3.6.2.1 Spécimen avec joint #2

Puisque deux spécimens ont été produits, il a été décidé que le type d'accélération pour fissurer chacun des spécimens serait différent. Ceci permettrait de comparer l'effet de l'accélération sur le type de rupture du joint (instantané ou progressive). Pour le spécimen avec joint de bétonnage #2, l'accélération à la base a été une harmonique à 10Hz d'une durée total de 20 secondes, dont 10 secondes de rampe et 10 secondes d'amplitude constante à 2 g (fig.3.13 (a)).

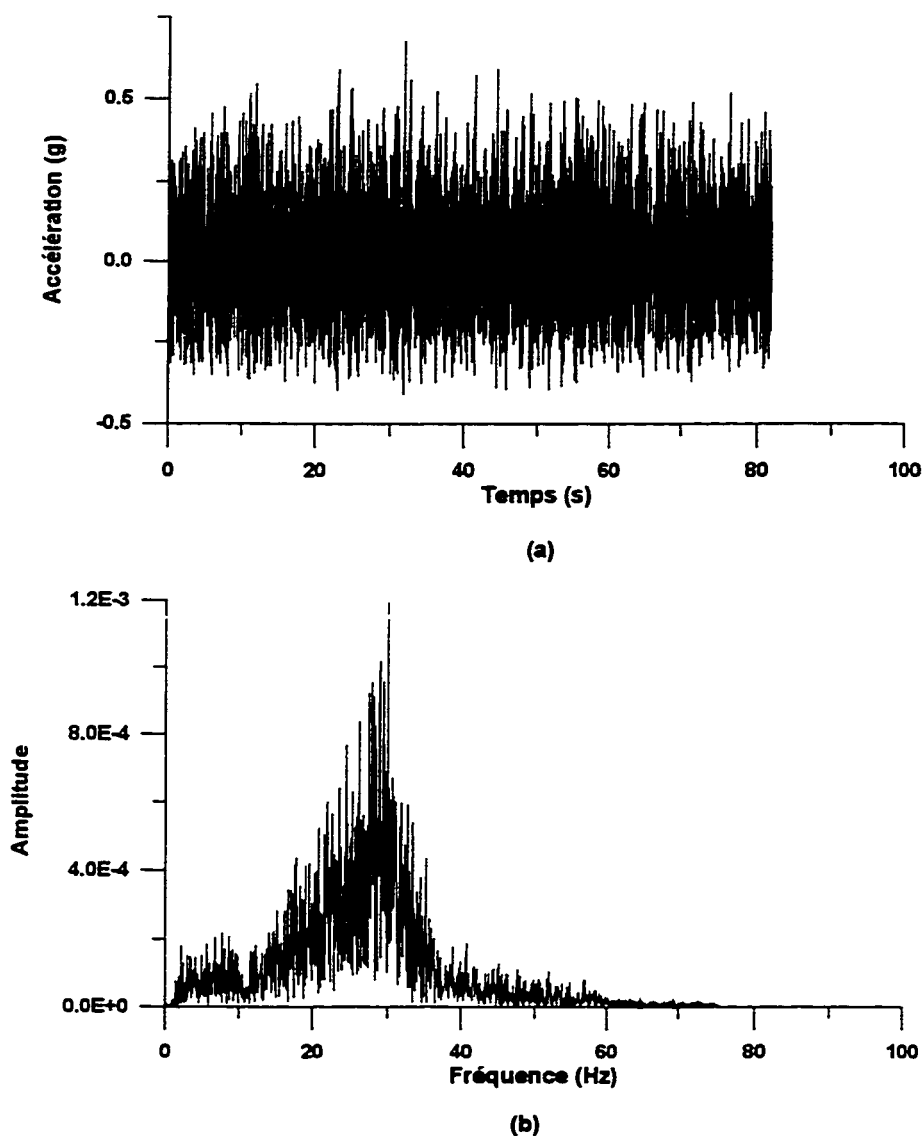


Figure 3.11 : Essais de bruit blanc (spécimen #3) : (a) accélération de la crête; (b) transformée de Fourier.

3.6.2.2 Spécimen avec joint #3

Pour fissurer le spécimen #3, un accélérogramme du séisme du Saguenay de 1988 a été utilisé. Une approche progressive a été utilisée, c'est-à-dire que l'accélérogramme a été

amplifié jusqu'à la rupture du spécimen. Cet accélérogramme est présente à la figure 3.13(b).

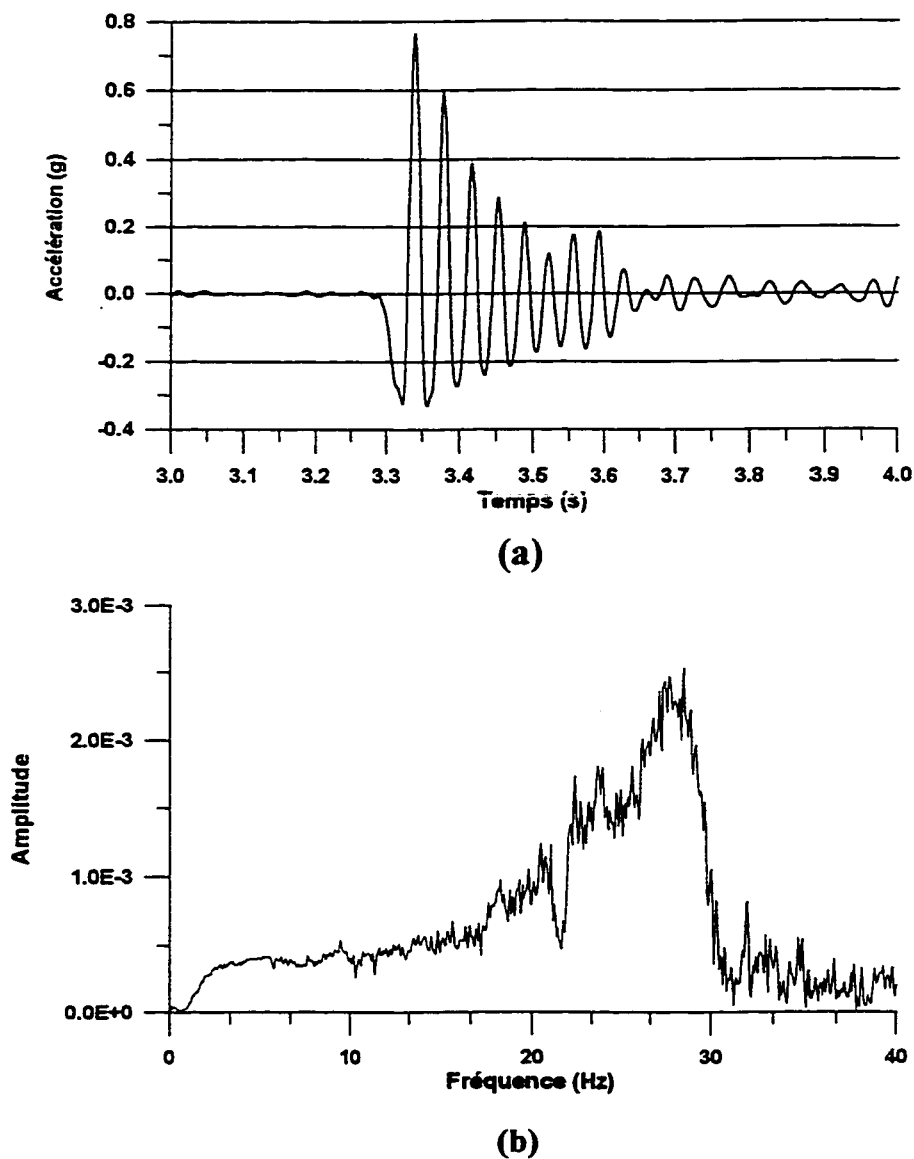


Figure 3.12 : Essais d'impulsion pour le spécimen #3 : (a) accélération en crête; (b) transformée de Fourier.

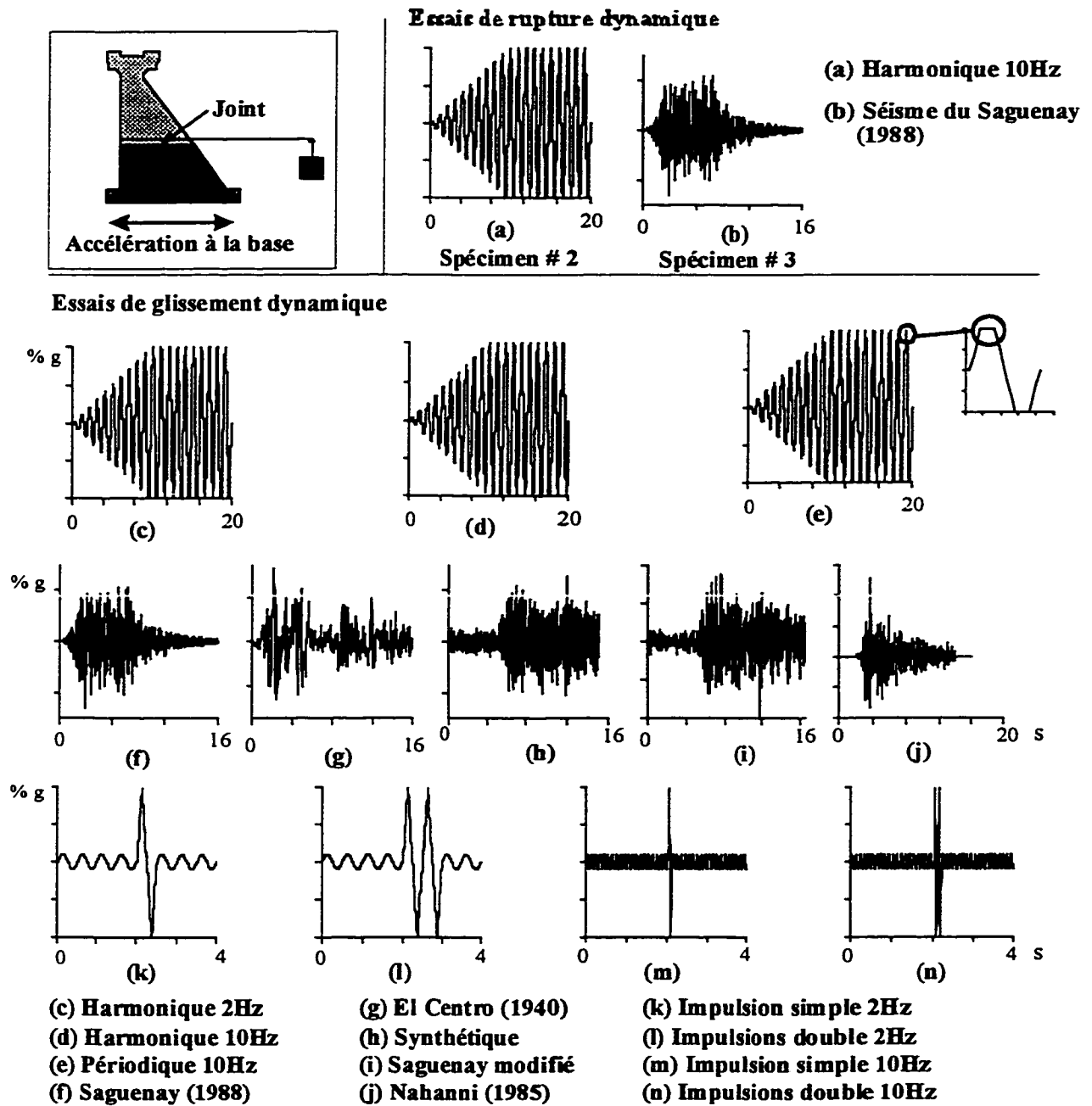


Figure 3.13 : Séquence d'essais sur les spécimens – Accélérographes choisis

3.6.3 Essais de glissement quasi-statique

Après avoir fissuré le joint des deux spécimens, des essais de glissement quasi-statiques ont été effectués pour déterminer le coefficient de frottement à l'interface béton-béton. Pour ces essais, le câble qui retenait la masse de 700 kg a été ancré au sol et des essais à déplacements contrôlés ont été effectués avec la table vibrante. Le déplacement de la table est montré à la figure 3.14. Le déplacement a une durée de 60 secondes à un taux de 1.25 mm/s.

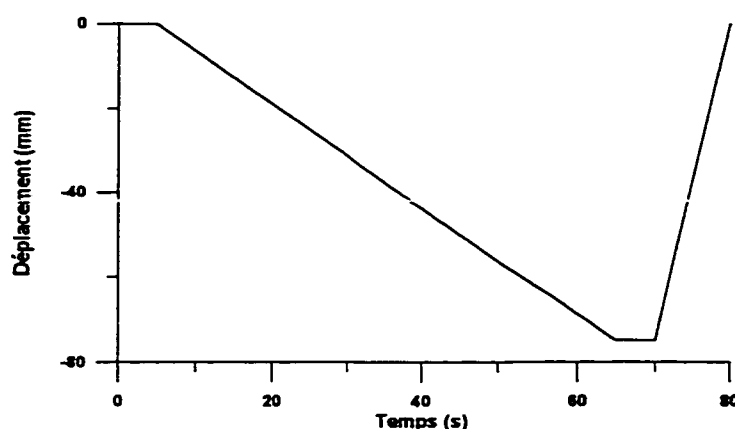


Figure 3.14 : Essais de glissement quasi-statique (taux de 1.25mm/s)

La figure 3.15 présente les résultats de l'essai de glissement quasi-statique sur le spécimen #2 avec joint de reprise de bétonnage. Deux essais de glissement statique ont été effectués sur ce spécimen. Le premier a été effectué après la fissuration du joint et le second à la fin des essais de glissement dynamique. Ceci permet de déterminer la variation du coefficient de frottement entre le début et la fin des essais.

Pour déterminer le coefficient de frottement statique initial, une moyenne des maximum des 10 premières secondes (fig. 3.15 (a)) à partir du moment où le bloc supérieur s'est mis à glisser a été utilisée. La raison pour laquelle seules les 10 premières secondes ont été prises est que le bloc est en instabilité de glissement (initiation de glissement). Après les 10 premières secondes, le bloc est en glissement permanent et le coefficient de

frottement statique ne peut être déterminé dans cette portion. La valeur obtenue pour μ_{stat} est de 0.7 pour le spécimen #2 avec joint de reprise de bétonnage. Pour les essais quasi-statique après les essais de glissement dynamique, le coefficient de frottement statique, μ_{stat} , est de 0.61 (fig. 3.15 (b)). Donc, le fait d'avoir effectué plusieurs essais de glissement dynamique avec le même spécimen a eu comme effet de rendre la surface plus lisse et de faire baisser l'accélération critique de glissement.

Pour les essais sur le spécimen #3 avec joint de reprise de bétonnage, le coefficient de frottement statique avant les essais de glissement dynamique était $\mu_{\text{stat}} = 0.68$ (fig. 3.16(a)). Seules les 10 premières secondes à partir du moment où le bloc se met à glisser ont été utilisées pour déterminer le coefficient de frottement. Le coefficient de frottement statique après les essais de glissement dynamique pour le joint # 3 est de $\mu_{\text{stat}} = 0.67$.

3.6.4 Essais dynamiques de glissement

Une fois les essais de glissement quasi-statiques terminés, la séquence de glissement dynamique a été exécutée. Les figures 3.13 (c) à 3.13 (n) présentent la séquence d'essais effectués sur les deux spécimens. Pour chaque accélération imposée à la base, l'amplitude a été variée pour en étudier l'influence sur le glissement final. Pour les accélérogramme choisis, la durée a été limitée à 16 s.

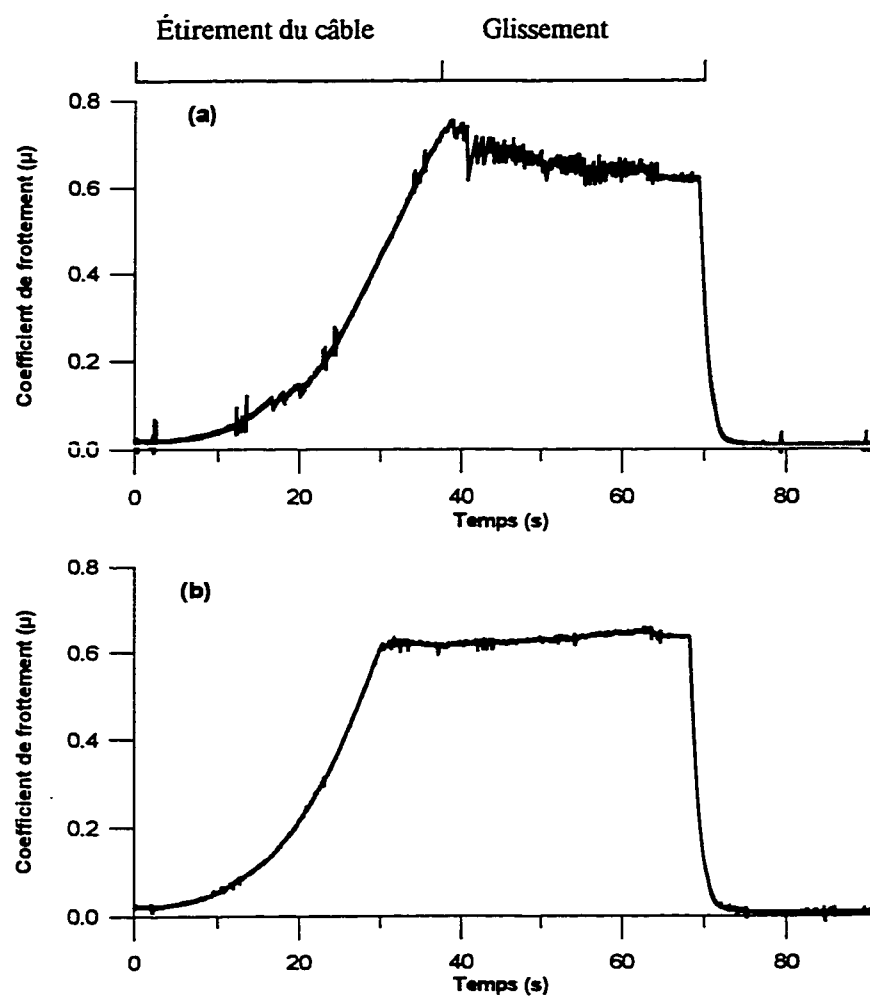


Figure 3.15 : Essais de glissement quasi-statique joint #2 : (a) avant essais de glissement dynamique; (b) après essais de glissement dynamique.

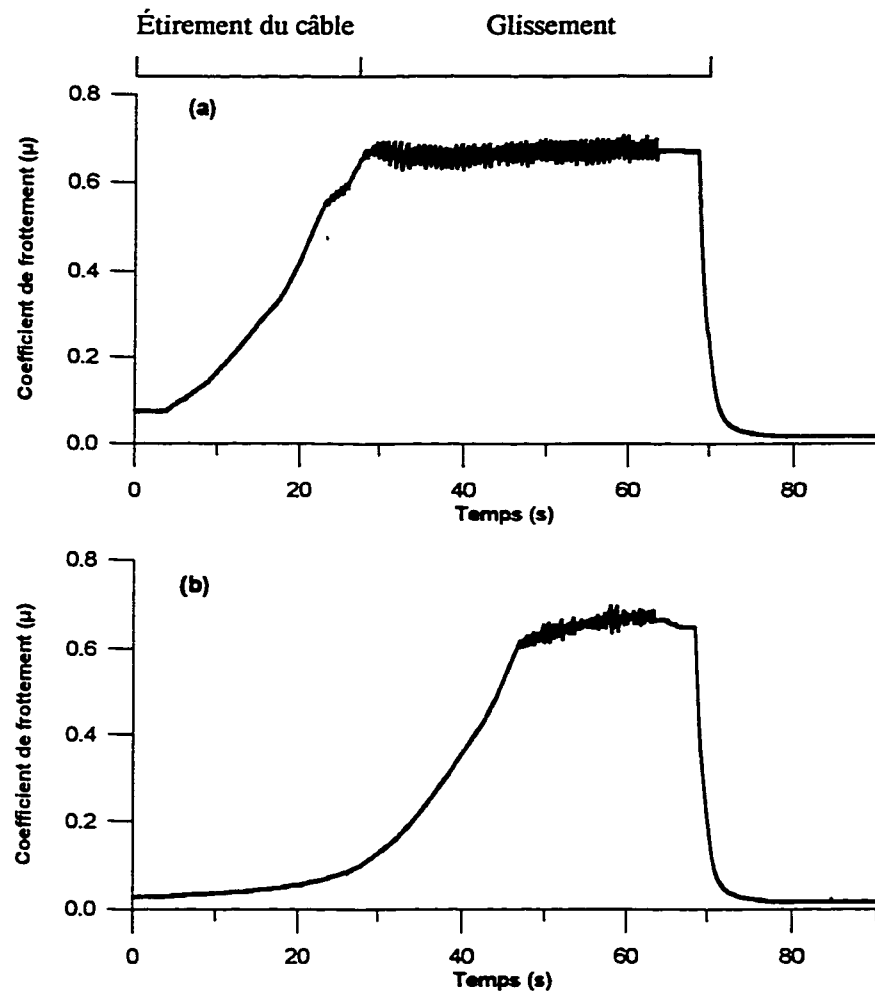


Figure 3.16 : Essais de glissement quasi-statique joint #3 : (a) avant essais de glissement dynamique; (b) après essais de glissement dynamique.

3.7 Synthèse et conclusions

Dans ce chapitre, on a présenté les différentes étapes de construction, l'instrumentation et les essais effectués sur les deux spécimens. Pour être en mesure de mieux exploiter les essais, les objectifs suivants étaient visés:

- Obtenir une base de données expérimentale pour simuler le glissement et la rotation qui peuvent se produire au joint de reprise de bétonnage lorsque soumis à un séisme et de valider, à l'aide de ces données, les modèles mathématiques existants pour déterminer quelle méthode (éléments finis, corps rigide) donne une meilleure approximation du comportement du spécimen en laboratoire.
- Déterminer l'influence du contenu fréquentiel, de la durée et de l'amplitude de l'excitation sur le comportement du bloc supérieur du spécimen.

Pour obtenir les résultats, les données expérimentales pertinentes ont été exposées afin de procéder à la planification de l'emplacement de l'instrumentation.

Pour les essais de fréquence naturelle du spécimen les deux méthodes utilisées (bruit blanc et impulsion) ont donné de bons résultats mais on a noté que le spécimen #3 était probablement endommagé avant que les essais ne débutent puisque sa fréquence naturelle était plus basse que celle du spécimen #2.

Deux méthodes différentes de rupture du joint ont été utilisées afin d'étudier le mécanisme de rupture du joint (instantané ou progressive). Par la suite, un choix diversifié d'accélérogrammes imposés à la base du spécimen ont permis de déterminer l'influence des différents paramètres d'excitation sur la réponse du spécimen fissuré.

CHAPITRE IV

Description des logiciels d'analyse du comportement sismique des barrage-poids

4.1 Introduction

Ce chapitre présente les trois logiciels utilisés dans cette étude pour simuler le comportement sismique de barrages-poids. Les logiciels utilisés pour faire l'analyse sont de deux types. Le premier type de logiciel utilise la méthode de corps rigide (théorie de grands déplacements) pour effectuer les calculs. Le deuxième type de logiciel utilise la méthode d'éléments finis avec des éléments de type "gap-friction" pour représenter le plan de rupture potentiel le long d'un joint de construction. Le chapitre commence par présenter les équations d'équilibre dynamique pour solutionner le problème. Par la suite les trois logiciels de calcul sont présentés.

4.2 Équations d'équilibre dynamique

La figure 4.1 présente les trois modes d'instabilité dynamique qui peuvent se produire lorsque le spécimen est soumis à une charge dynamique. Pour déterminer la réponse dynamique du bloc supérieur, il faut solutionner l'équation d'équilibre suivante :

$$[M]\ddot{x} + [C]\dot{x} + [R] = [F] \quad (4.1)$$

où

[M] : Masse du bloc supérieur.

[C] : Coefficient d'amortissement (dissipation d'énergie par frottement ou par impact).

[R] : Force de rappel qui stabilise le bloc (dans ce cas c'est la masse x gravité).

[F] : Force appliquée sur le bloc (force ponctuelle).

$\ddot{x}$, $\dot{x}$: L'accélération, la vitesse et le déplacement du bloc.

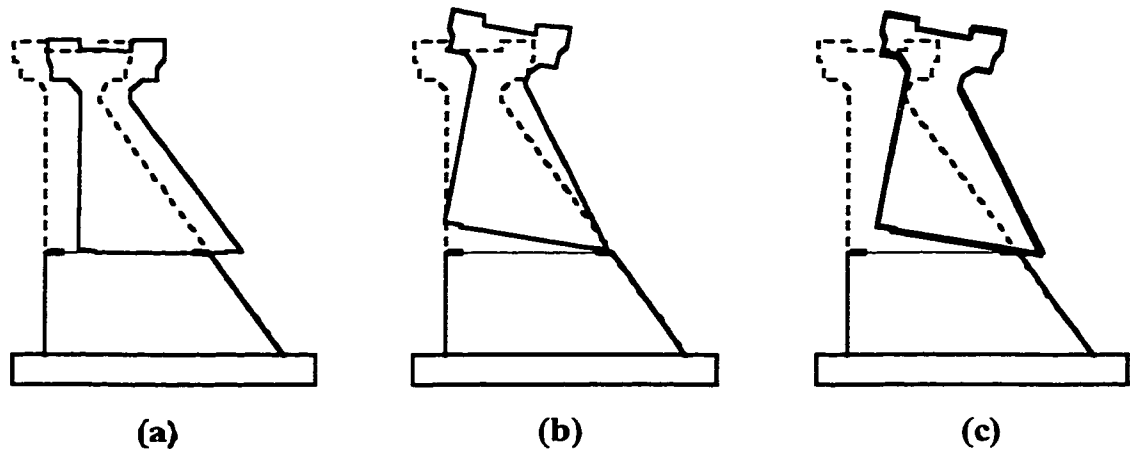


Figure 4.1: Instabilité dynamique : (a) glissement seul, (b) rotation seule, (c) rotation glissement combinée

En considérant les forces agissant sur le bloc supérieur, présentées à la figure 4.2, la solution de l'équation 4.1 pour le glissement seul est :

$$x'' = \left(\frac{1}{m} \right) \times (-\text{sign}(x') \mu_{\text{dyn}} \times m \times g + F) \quad (4.2)$$

où

m : Masse du bloc supérieur.

$\text{sign}(x')$: Signe de la vitesse.

F : Force externe appliquée sur le bloc.

μ_{dyn} : Coefficient de frottement.

g : Accélération gravitationnelle (9.81 m/s^2).

Le bloc va se mettre à glisser lorsque l'accélération du sol produira des forces d'inertie qui dépassent la force de frottement statique. L'équation pour l'accélération critique de glissement vers l'amont est :

$$x''_{\text{solcrit}} = \left(\frac{F}{m} \right) + (\mu_{\text{stat}} \times g) \quad (4.3)$$

et pour le glissement vers l'aval :

$$x''_{solcrit} = \left(\frac{F}{m} \right) - (\mu_{stat} \times g) \quad (4.4)$$

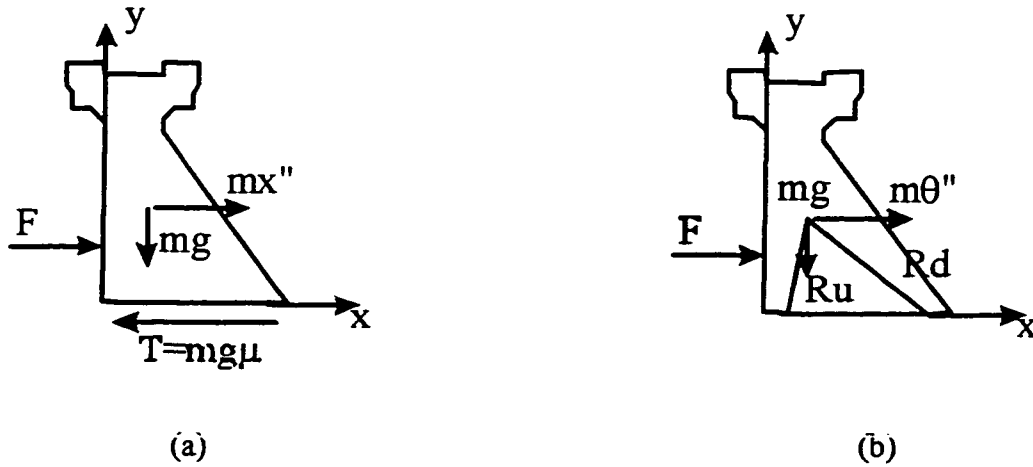


Figure 4.2: Forces agissant sur le bloc supérieur (a) glissement; (b) rotation.

Pour le calcul de la rotation seule, la solution suivante est obtenue pour l'accélération angulaire du centre de gravité pour la rotation dans la direction amont:

$$\theta''_u = \left(\frac{1}{I_u} \right) (-mgR_u \sin(\theta_{lu} - \theta_i) + mR_u u'' \cos(\theta_{lu} - \theta_i) - Fh_F \cos(\theta_i)) \quad (4.5)$$

et pour la rotation dans la direction aval :

$$\theta''_d = \left(\frac{1}{I_d} \right) (mR_d u'' \cos(\theta_{ld} - \theta_i) - F(B \sin(\theta_i) + h_F \cos(\theta_i)) + mgR_d \sin(\theta_{ld} + \theta_i)) \quad (4.6)$$

où

I_u I_d : Inertie de rotation du centre de gravité dans la direction amont et aval respectivement.

R_u R_d : Rayon entre le centre de gravité du bloc supérieur et le point de rotation amont et aval respectivement.

θ_{lu} θ_{ld} : Angle entre le rayon R_u et la verticale et l'angle entre le rayon R_d et la verticale respectivement.

θ_i : L'angle d'ouverture de rotation au temps $t-\Delta t$.

h_f : Hauteur d'application de la force ponctuelle

b : Largeur de la base

u'' : Accélération du sol

Le bloc va se mettre en mouvement lorsque l'accélération au sol induit des forces d'inertie supérieures à la force de rappel qui stabilise le bloc, soit une accélération critique pour la rotation dans la direction amont :

$$u''_{c,u} = \left(\frac{1}{mH_g} \right) (mgB_g + Fh_f) \quad (4.7)$$

et pour la rotation dans la direction aval :

$$u''_{c,d} = \left(\frac{1}{mH_g} \right) (-mg(b - B_g) + Fh_f) \quad (4.8)$$

où

H_g et B_g : Coordonnées X et Y du centre de gravité, respectivement.

Pour le calcul de rotation et glissement combinés, les équations sont tirées de Chopra et Zhang (1991) :

pour une rotation dans la direction amont et un glissement :

$$\begin{aligned}
 & \left\{ I_c + M R_1^2 \sin(\theta_1 - \theta) [\sin(\theta_1 - \theta) \mp \mu_d \cos(\theta_1 - \theta)] \right\} \ddot{\theta} = M_{o1} \\
 & + R_1 \cos(\theta_1 - \theta) \left(\frac{1}{2} \rho h^2 g \mp \mu_d F_{v1} \right) \\
 & - M R_1 [\sin(\theta_1 - \theta) \mp \mu_d \cos(\theta_1 - \theta)] [g + a_y(t) - R_1 \cos(\theta_1 - \theta) \dot{\theta}^2] \quad (4.9) \\
 & \ddot{s} + R_1 [\mp \mu_d \sin(\theta_1 - \theta) - \cos(\theta_1 - \theta)] \ddot{\theta} = -a_x(t) \pm \mu_d [g + a_y(t)] \\
 & + R_1 \dot{\theta}^2 [\mp \mu_d \cos(\theta_1 - \theta) + \sin(\theta_1 - \theta)] + \frac{\rho}{\alpha \rho_d} \left[\frac{h}{h_d} \right]^2 g \mp \mu_d F_{v1} / M
 \end{aligned}$$

et pour la rotation dans la direction aval et un glissement :

$$\begin{aligned}
 & \left\{ I_c + M R_2^2 \sin(\theta_2 + \theta) [\sin(\theta_2 + \theta) \pm \mu_d \cos(\theta_2 + \theta)] \right\} \ddot{\theta} = M_{o2} \\
 & + R_2 \cos(\theta_2 + \theta) \left(\frac{1}{2} \rho h^2 g \mp \mu_d F_{v2} \right) \\
 & + M R_2 [\sin(\theta_2 + \theta) \pm \mu_d \cos(\theta_2 + \theta)] [g + a_y(t) - R_2 \cos(\theta_2 + \theta) \dot{\theta}^2] \\
 & \ddot{s} - R_2 [\mp \mu_d \sin(\theta_2 + \theta) + \cos(\theta_2 + \theta)] \ddot{\theta} = -a_x(t) \pm \mu_d [g + a_y(t)] \quad (4.10) \\
 & + R_2 \dot{\theta}^2 [\mp \mu_d \cos(\theta_2 + \theta) - \sin(\theta_2 + \theta)] + \frac{\rho}{\alpha \rho_d} \left[\frac{h}{h_d} \right]^2 g \mp \mu_d F_{v2} / M
 \end{aligned}$$

où

I_c : Moment d'inertie de rotation.

R_1 R_2 : Rayon entre le centre de gravité et le point de rotation amont et aval respectivement.

μ_d : Coefficient de frottement dynamique.

θ_1 θ_2 : Angle entre le rayon R_1 et la verticale et l'angle entre le rayon R_2 et la verticale, respectivement.

θ : L'angle d'ouverture de rotation au temps $t-1$.

μ_d : Coefficient de frottement dynamique.

M_{o1} , M_{o2} : Moment hydrostatique par rapport au centre de rotation du barrage.

ρ : Densité de l'eau.

h : Hauteur d'eau.

g : Accélération gravitationnelle.

$a_x(t)$, $a_y(t)$: Accélération horizontale et verticale du sol, respectivement.

α : Pente aval du barrage.

F_{v1} , F_{v2} : Composante verticale de la force hydrostatique.

h_d : Hauteur du barrage.

M : Masse totale du barrage.

Cette équation est générale et tient compte de la pression hydrostatique et hydrodynamique. Pour obtenir l'équation sans ces effets, il faut poser égales à zéro toutes les variables qui se rapportent à l'influence de l'eau (ex : h , ρ , M_{o1} , M_{o2} ...).

4.3 Logiciel Working Model (Knowledge Revolution, 1996)

Cette section présente les caractéristiques du logiciel Working Model ainsi que le mode de calcul qu'il utilise.

4.3.1 Spécification du logiciel

- WORKING MODEL utilise la théorie de corps rigide non déformable. Il n'y a pas d'interpénétration entre deux corps qui entrent en collision. La méthode de Kutta-Merson (intégration pas-à-pas dans le temps) est utilisée pour solutionner les équations du mouvement développées à la section 4.1 (Working Model users manual, 1996).

- **WORKING MODEL** utilise une interface Windows pour créer un système à analyser (fig.4.3). Le logiciel est basé sur une programmation "orientée objet" pour créer le système à analyser. Les objets sont déjà programmés dans le logiciel, il suffit de choisir l'objet (polygone, ressort, câble-poulie, vérin...) et de venir le placer dans le système. Une fois l'objet placé dans le système, le logiciel permet de lui attribuer des propriétés. Les objets ainsi que les propriétés utilisés pour l'analyse des spécimens sont :

1. Polygones modélisant les blocs de béton

Pour chaque polygone (bloc) utilisé dans l'analyse il faut spécifier :

- Les dimensions (dimensions du spécimen décrit au Chapitre 3).
- La masse volumique du matériau ($\approx 2400 \text{ kg/m}^3$).
- Le coefficient de frottement à l'interface (à la surface de contact entre deux corps).
- Le coefficient de restitution d'impact (à la surface de contact entre deux corps discuté à la section 4.6).

2. Vérin modélisant la table vibrante

Le vérin utilisé sert à simuler la table vibrante. Un historique d'accélération peut être spécifié à l'aide d'un fichier externe. De plus, les accélérations contenues dans le fichier peuvent être amplifiées par une constante spécifiée par l'utilisateur. Le nombre maximum de points que le fichier d'entrées peut contenir est de 2000. Si le fichier est d'une longueur supérieure à 2000 points, il faut le diviser pour effectuer deux analyses consécutives. Il est possible dans Working Model de commencer une simulation avec les conditions initiales (position, vitesse et accélération) d'une simulation déjà effectuée. Il est alors possible de diviser le fichier d'entrées en plusieurs parties pour effectuer une analyse complète.

3. Câble et poulie

Le câble et la poulie peuvent être directement introduits dans le système selon l'emplacement donné au chapitre 3. Le câble est considéré inextensible. Il est accroché au parement amont du spécimen et permet de suspendre un bloc de 700 kg (figure 4.3).

4. Ressort

Le logiciel permet de placer un ressort le long du câble pour simuler la rigidité de celui-ci. Les propriétés à spécifier pour le ressort sont la constante de rappel k et sa longueur initiale.

5. Résultats

Le logiciel permet de calculer l'accélération, le déplacement et la rotation de tout polygone et de sauvegarder les résultats dans un format ASCII pour en faire le post-traitement. Pour les câbles et les ressorts, le logiciel permet de calculer l'effort axial interne et l'élongation (ressort seulement).

La figure 4.3 présente l'interface graphique du logiciel Working Model. Sur la barre d'outils du côté gauche on retrouve tous les objets qui sont déjà pré-programmés dans le logiciel. La figure 4.4(a) présente les paramètres de convergence pour la simulation. Le taux d'acquisition est fixé à 1000 Hz pour être en concordance avec l'acquisition des données du laboratoire. Le paramètre contrôlant l'erreur d'intégration a été fixé à 0.5 mm. Ce paramètre a été fixé après avoir effectué plusieurs simulations numériques. La réponse du système ne change plus lorsque le paramètre d'erreur d'intégration est plus petit que 0.5 mm. Ceci permet de diminuer le temps de calcul d'une simulation. La figure 4.4(b) présente les propriétés d'un polygone (bloc supérieur). La masse, le coefficient de frottement ainsi que le coefficient de restitution d'impact sont définis pour chaque corps. Finalement la figure 4.4(c) présente les paramètres qui peuvent être calculés, pour un objet donné, durant une analyse.

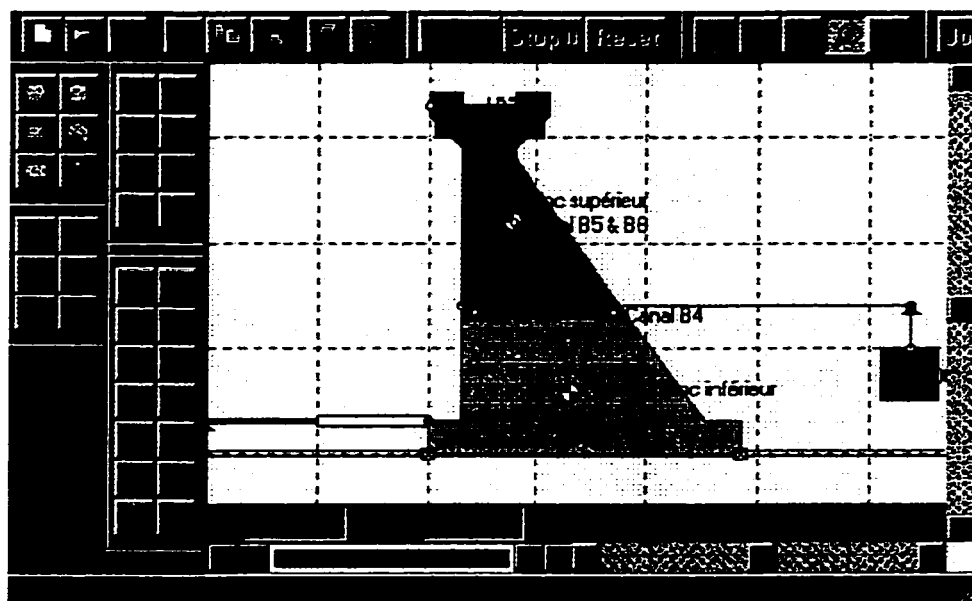
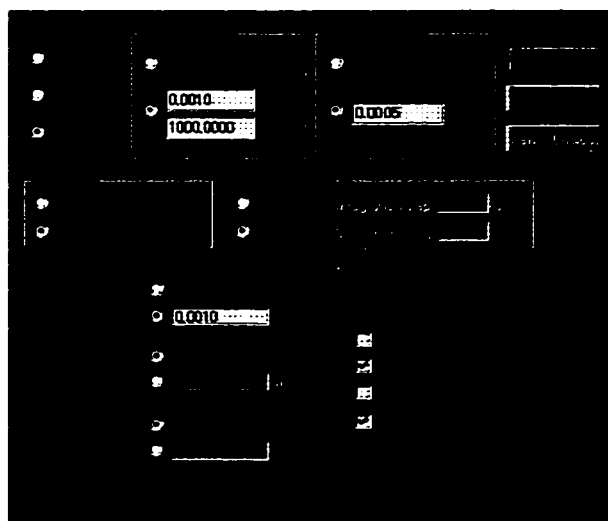
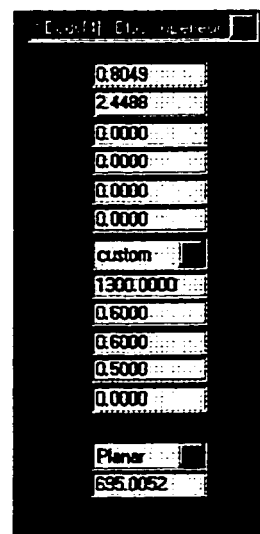


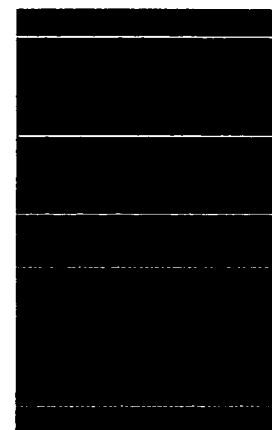
Figure 4.3 : Interface graphique orienté objet du logiciel Working Model.



(a)



(b)



(c)

Figure 4.4 : Paramètres de simulation : (a) Précision de la simulation; (b) Propriété d'un corps; (c) Paramètres mesurables d'un corps.

4.3.2 Avantages et inconvénients de WORKING MODEL

Le logiciel WORKING MODEL utilise la théorie des grands déplacements. La position et le point d'application des forces (poids propre, etc.) sont actualisés à chaque pas de temps. L'approche des grands déplacements permet de vérifier les conditions d'équilibre en position déformée, donc d'effectuer une évaluation de la stabilité dynamique plus réaliste que si on utilise la théorie de petits déplacements.

Le grand avantage du logiciel WORKING MODEL est que la création d'un système est très rapide puisque la majeure partie des objets à utiliser sont déjà programmés. Les propriétés des corps rigides sont directement introduites dans le logiciel. L'influence du coefficient de frottement et du coefficient de restitution d'impact peut être évaluée rapidement, ce qui est difficile avec un logiciel d'éléments finis utilisant des éléments de type "gap-friction". L'interface est complètement graphique et en temps réel. Il est donc possible de suivre l'évolution de tous les paramètres calculés pendant la simulation. Il est également possible de faire des analyses statiques et dynamiques avec le logiciel, ce qui le rend très versatile. Le temps de calcul pour un problème est rapide (environ 2h pour un Δt de l'ordre de 0.001 s) comparé à une analyse par éléments finis avec un maillage moyennement raffiné.

Pour ce qui est des inconvénients du logiciel, les corps ne sont pas déformables. L'amplification dynamique de la structure ne peut donc pas être évaluée. Il n'y a pas d'amortissement interne dans un corps, la seule perte d'énergie possible est par friction ou impact. Le logiciel a un problème d'allocation de mémoire. Il utilise de la mémoire virtuelle lorsque le problème à résoudre est complexe, il faut donc le séparer en plusieurs petites étapes pour calculer la solution complète.

4.4 Logiciel DARB

Cette section présente les caractéristiques du logiciel DARB (Dynamic Analysis of Rigid Blocks) ainsi que le mode de calcul qu'il utilise.

4.4.1 Spécifications du logiciel

Le logiciel DARB utilise la théorie de corps rigides pour solutionner les équations d'équilibres dynamiques d'une section de barrage-poids fissurée. Le logiciel est programmé en Turbo Pascal et fonctionne sous un environnement DOS. Il permet de faire l'analyse d'un corps rigide soumis à une charge statique et une excitation dynamique (sismique) à sa base. Cependant, seulement deux types de simulations sont possibles, soit l'analyse du glissement seul ou de la rotation seule.

4.4.2 Analyse du glissement seul

Pour faire l'analyse du glissement seul, cinq paramètres doivent être fournis au logiciel pour effectuer les calculs. Ces paramètres sont :

1. La masse du spécimen à analyser.
2. La force statique appliquée sur le spécimen (constante).
3. Le coefficient de frottement statique.
4. Le coefficient de frottement dynamique.
5. Le pas de calcul.

Le logiciel utilise la méthode de Newmark-Beta pour solutionner l'équation 4.2. Le logiciel utilise une technique d'intégration pas-à-pas dans le temps en faisant l'hypothèse d'une variation linéaire de l'accélération. La figure 4.5 présente la méthode d'intégration pour le calcul de la vitesse et du déplacement pour un pas de temps. Une fois l'analyse terminée, les résultats sont enregistrés dans un fichier spécifié par l'utilisateur et le glissement final est affiché à l'écran (fig. 4.6).

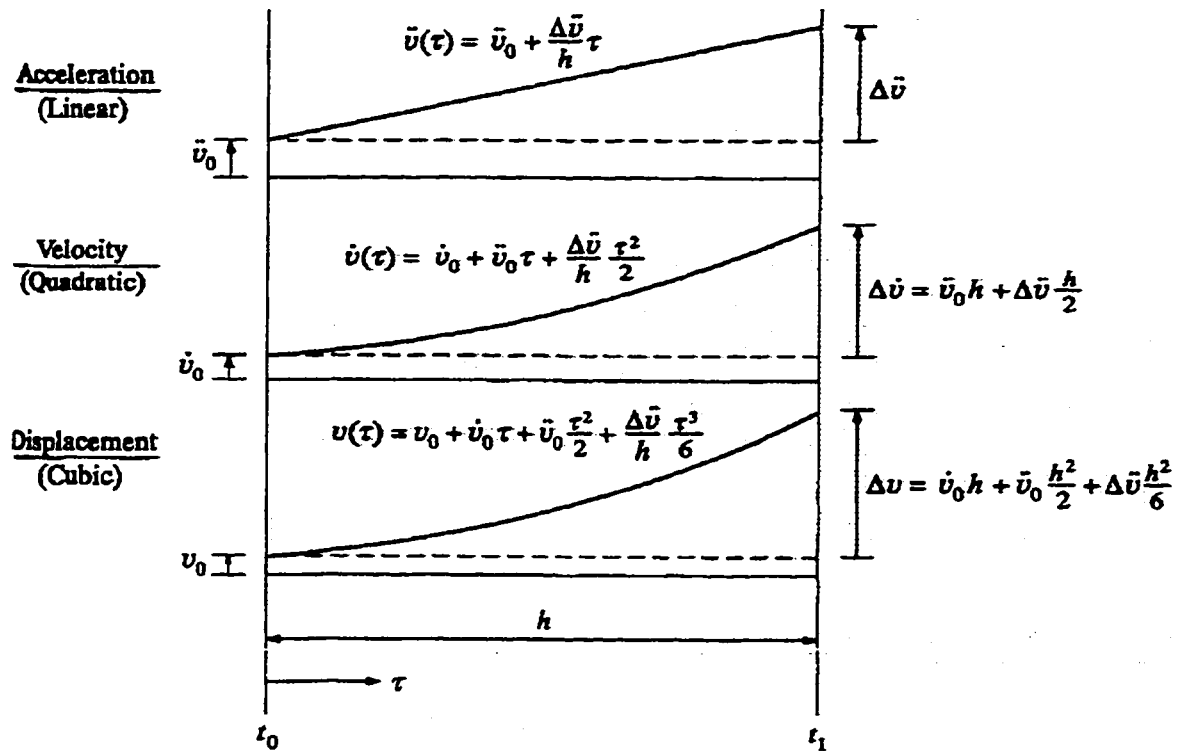


Figure 4.5: Méthode d'intégration pas-à-pas dans le temps pour une accélération linéaire (adapté de Clough & Penzien, 1993).

4.4.3 Analyse de la rotation seule

Pour ce qui est de la rotation seule, six paramètres doivent être fournis au logiciel DARB pour effectuer les calculs. Ces paramètres sont :

1. La géométrie du spécimen.
2. La densité du matériau utilisé (kg/m^3).
3. Le coefficient de frottement statique.
4. Le coefficient de frottement dynamique.
5. Coefficients de restitution d'impact du côté amont et aval (spécifiés directement ou calculés en fonction de l'inertie de rotation du bloc selon Chen et al., 1982).

6. Le pas de calcul.

```

Auto
=====STARTING CALCULATION=====
TIME: 1.0000 SLIDING: 0.0000 m
TIME: 2.0000 SLIDING: 0.0000 m
TIME: 3.0000 SLIDING: 0.0000 m
TIME: 4.0000 SLIDING: 0.0000 m
TIME: 5.0000 SLIDING: 0.0000 m
TIME: 6.0000 SLIDING: 0.0000 m
TIME: 7.0000 SLIDING: 0.0002 m
TIME: 8.0000 SLIDING: 0.0003 m
TIME: 9.0000 SLIDING: 0.0003 m
TIME: 10.0000 SLIDING: 0.0005 m
TIME: 11.0000 SLIDING: 0.0005 m
TIME: 12.0000 SLIDING: 0.0010 m
TIME: 13.0000 SLIDING: 0.0011 m
TIME: 14.0000 SLIDING: 0.0011 m
TIME: 15.0000 SLIDING: 0.0011 m
=====END OF CALCULATION=====

*****
***FINAL SLIDING OF BLOC IS :0.0011 m***
*****
PRESS KEY TO CONTINUE

```

Figure 4.6 : Affichage de la simulation de glissement seul, logiciel DARB.

La méthode de Newmark-Beta est également utilisée pour solutionner le problème de dynamique en rotation. Une fois que toutes les données pour le problème sont spécifiées, DARB effectue le calcul de toutes les propriétés nécessaires au calcul de la rotation du bloc (fig. 4.7).

```

Auto
RIGID BLOC DATA:
B: 2.000 BC: 0.500 D: 2.000 DC: 1.000
P: 30.000 PF: 1.500 DENSITY: 2400.000
PROPERTIES OF RIGID BLOC
AREA OF THE SECTION: 2.750 m^2
Y POSITION OF CENTER OF GRAVITY: 0.864 m
Z POSITION OF CENTER OF GRAVITY: 0.727 m
RADIUS FROM C.G. TO UPSTREAM BOTTOM CORNER: 1.129 m
RADIUS FROM C.G. TO DOWNSTREAM BOTTOM CORNER: 1.530 m
CRITICAL ANGLE FOR UPSTREAM TIPPING: 0.700 RAD
CRITICAL ANGLE FOR DOWNSTREAM TIPPING: 0.975 RAD
THE MASS OF THE SECTION: 6600.000 Kg
INERTIA OF SECTION ABOUT THE UPSTREAM DIRECTION: 11975.000 Kg*m^2
INERTIA OF SECTION ABOUT THE DOWNSTREAM DIRECTION: 19175.000 Kg*m^2
COEFFICIENT OF RESTITUTION AT THE UPSTREAM FACE: 0.500
COEFFICIENT OF RESTITUTION AT THE DOWNSTREAM FACE: 0.500
*****THE FOLLOWING ACCELERATION ARE IN m/s^2*****
CRITICAL ACCELERATION TO INDUCE ROTATION IN THE UPSTREAM DIRECTION: 10.057
CRITICAL ACCELERATION TO INDUCE ROTATION IN THE DOWNSTREAM DIRECTION: -12.661
CRITICAL ACCELERATION TO INDUCE SLIDING IN THE UPSTREAM DIRECTION: 5.939
CRITICAL ACCELERATION TO INDUCE SLIDING IN THE DOWNSTREAM DIRECTION: -3.071
PRESS A KEY TO CONTINUE

```

Figure 4.7 : Affichage de propriétés pour le calcul de la rotation seule, logiciel DARB.

4.4.4 Avantages et inconvénients du logiciel DARB

Le logiciel DARB, tout comme le logiciel WORKING MODEL, utilise la théorie des grands déplacements ce qui permet d'actualiser à chaque pas de temps le point d'application des forces. Le grand avantage du logiciel DARB est que le temps de calcul est très rapide (quelques minutes pour un Δt de 0.0001s). L'utilisateur peut spécifier un coefficient de frottement statique et dynamique à l'interface. Deux coefficients de restitution d'impact peuvent être spécifiés: l'un pour un impact amont et l'autre pour un impact aval.

Le principal désavantage du logiciel est que la force pour simuler le câble est constante et ne tient pas compte de l'effet d'amplification dynamique produite par la masse suspendue. L'analyse est limitée au glissement seul ou à la rotation seule, la combinaison de ces deux effets n'est pas programmée dans le logiciel.

4.5 Logiciel INTRFACE (Fronteddu, 1997)

Le logiciel INTRFACE est un logiciel d'éléments finis qui utilise des éléments de type "gap-friction" pour simuler des discontinuités dans une structure. Le logiciel utilise des modules du logiciel SAP80 (Wilson, 1986) qui est un logiciel d'éléments finis général. Le reste de cette section traite seulement de l'élément "gap-friction" et des paramètres associés à celui-ci. Plus de détails sur le logiciel INTRFACE sont disponibles dans Fronteddu (1997).

L'équation à résoudre est la suivante :

$$[M]\ddot{x} + [C]\dot{x} + [K]x = [f] \quad (4.11)$$

où

[M] : Matrice de masse de la structure.

[C] : Matrice d'amortissement du type Rayleigh ($[C] = \alpha [M] + \beta [K]$).

[K] : Matrice de rigidité de la structure.

[f] : Vecteur de forces externes et de sollicitations sismiques.

Puisque le logiciel est basé sur la méthode des éléments finis, la modélisation du système est plus complexe. Les matrices (équ. 4.11) possèdent plusieurs degrés de liberté dynamique (DDL) selon le nombre d'éléments.

Un élément "gap-friction" est un élément sans épaisseur qui relie deux nœuds ayant la même position dans l'espace. La figure 4.8 présente schématiquement cet élément. Les ressorts permettent un transfert de forces normales et tangentielles entre les deux corps. Les amortisseurs permettent une dissipation d'énergie qui, en quelque sorte, remplace le coefficient de restitution d'impact lors de la fermeture de l'élément. Deux conditions doivent être satisfaites à une interface. La première est qu'il ne peut y avoir d'interpénétration significative à une interface lorsque celle-ci se referme. La seconde est que le glissement ne peut se produire lorsque l'interface « bloque » en cisaillement (pas de glissement si les forces appliquées sur le bloc sont plus petites que les forces stabilisatrices).

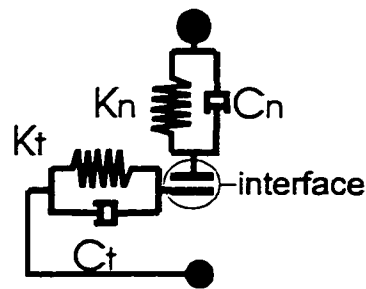


Figure 4.8: Représentation schématique de l'élément "gap-friction".

La difficulté encourue avec l'utilisation d'éléments "gap-friction" est que les propriétés des ressorts K_n , K_t et des amortisseurs C_n , C_t sont difficiles à obtenir et varient avec le type de problème à analyser. On n'a retrouvé qu'un seul article (Ohnishi et al., 1985) qui établit une correspondance entre le coefficient de restitution d'impact et la valeur des amortisseurs à utiliser. Cependant, les valeurs des ressorts et du coefficient de

restitution d'impact à l'interface doivent être connues a priori. Une méthode itérative est recommandée (Fronteddu, 1997) pour déterminer la valeur des ressorts à utiliser. Cette méthode consiste à faire plusieurs analyses en changeant la valeur des ressorts et de calculer la première période de vibration du système. En procédant de la sorte le graphique type de la figure 4.9 est obtenu.

Lorsqu'on augmente la valeur de K_n , la période tend vers une constante. Cette constante se rapproche de la période fondamentale de la structure homogène de même géométrie. Pour obtenir un bon résultat lors des analyses avec des éléments "gap-friction" c'est la valeur de K_n au début du plateau qu'il faut utiliser. Une valeur de K_n trop grande entraîne des problèmes numériques. Une valeur de K_n trop petite ne permet pas de simuler correctement le comportement dynamique de la structure. Une fois le coefficient normal K_n déterminé, il faut sélectionner le coefficient tangentiel, K_t . L'étude de Ohnishi et al. (1985) propose que la valeur de K_t doit être égal à 80% à 100% de la valeur de K_n pour obtenir de bons résultats. Une fois les valeurs de K_n et de K_t obtenues, il faut sélectionner la valeur du coefficient de restitution d'impact de la surface. Après le choix de ces paramètres, il est possible d'utiliser l'étude de Ohnishi et al. (1985) pour calculer la valeur des amortisseurs C_n et C_t . Ces paramètres étant

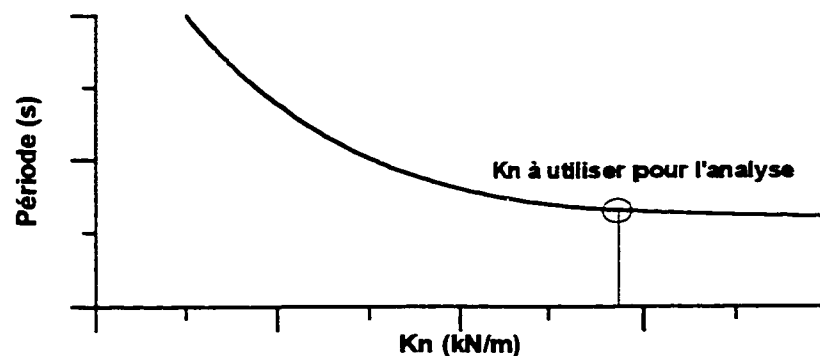


Figure 4.9 : Convergence de la période fondamentale en fonction de la rigidité normale K_n de l'élément "gap-friction".

déterminés, il faut spécifier le coefficient de frottement à l'interface. Les essais quasi-statiques discutés au chapitre 3 permettent de définir une valeur initiale du coefficient de frottement du joint du spécimen.

4.5.1 Avantages et inconvénients du logiciel INTRFACE

L'avantage de l'utilisation d'un logiciel d'éléments finis est qu'il reproduit mieux le comportement dynamique de grandes structures puisque le corps analysé peut se déformer. Le comportement dynamique est non-linéaire, un logiciel d'éléments finis conventionnel ne peut être employé pour étudier le comportement d'un barrage avec des joints de reprises de bétonnage faibles. Le logiciel INTRFACE a été développé spécifiquement pour ce type de problème grâce aux éléments "gap-friction".

Le logiciel permet d'effectuer le calcul des fréquences naturelles de la structure et d'introduire l'effet de l'eau dans l'analyse de barrages avec joints (sous-pression, poussées hydrostatiques, effets hydrodynamiques avec masses ajoutées de Westergaard). Le logiciel contient une loi constitutive sur les joints en fonction des caractéristiques des surfaces en contact selon le mode de construction (surface nettoyée au jet d'eau à haute pression, surface sans préparation, surface planes coulées séparément).

Le logiciel INTRFACE utilise la théorie d'éléments finis à petits déplacements. La position et le point d'application des vecteurs forces ne sont pas actualisés à chaque pas de temps. Cette approche ne permet pas de vérifier les conditions d'équilibre en position déformée. Donc la vérification rigoureuse de la stabilité dynamique ne peut pas être effectuée. L'inconvénient majeur du logiciel est la difficulté de déterminer les paramètres des éléments "gap-friction". Plusieurs analyses sont nécessaires avant d'obtenir les propriétés finales qui assurent la convergence, la stabilité et la précision de la solution. Il est difficile de modéliser directement le coefficient de restitution d'impact car il faut passer par un artifice d'amortissement visqueux équivalent. Il est également difficile de reproduire la rotation seule du bloc à cause de singularités numériques lors de la fermeture du "gap" (la force d'impact cause des accélérations et contraintes locales très grandes). Le temps de calcul est long à comparer au temps de calcul d'une

simulation de corps rigide (toujours en fonction de la taille de la structure et du degré de raffinement du maillage).

4.6 Coefficient de restitution d'impact

Un facteur important à considérer lorsque le bloc est en rotation est le coefficient de restitution d'impact. Quand le bloc finit sa rotation par rapport à un point de contact et commence sa rotation par rapport à l'autre, il y a un impact entre le support et le massif en mouvement. Lorsque le bloc heurte le support, celui-ci perd une partie de son énergie cinétique puisque la collision n'est pas parfaitement élastique. L'équation qui permet de trouver la vitesse angulaire, θ'_{t+1} , du bloc après impact est la suivante :

$$\theta'_{t+1} = e \cdot \theta'_t \quad (4.12)$$

où e est le coefficient de restitution d'impact et θ'_t est la vitesse avant impact. En pratique, on utilise $e=0.5$, mais quelques chercheurs ont suggéré des expressions mathématiques pour déterminer le coefficient en fonction de la géométrie du bloc analysé. Deux formulations différentes sont présentées ici :

Chopra et Zhang, (1991)

$$e = 1 \quad , \text{ si } \theta'_t > 0 \quad (4.13)$$

$$e = \frac{1 - \alpha^2}{1 + 5\alpha^2} \quad , \text{ si } \theta'_t < 0 \quad (4.14)$$

où

α = pente du parement aval du barrage

Pour le modèle du barrage, $\alpha = 0.7$ et $e = 0.14$ lorsque la rotation est dans la direction amont.

Chen et al., (1982)

$$e_u = \frac{I_u - m \cdot a_1(a_1 + a_2)}{I_u} , \text{ pour une rotation dans la direction amont,} \quad (4.15)$$

$$e_d = \frac{I_d - m \cdot a_2(a_1 + a_2)}{I_d} , \text{ pour une rotation dans la direction aval} \quad (4.16)$$

où

a_1 = distance horizontale entre le centre de gravité et le point de rotation du côté aval.

a_2 = distance horizontale entre le centre de gravité et le point de rotation du côté amont

Pour le cas présent, les coefficients de restitution suivants sont obtenus :

$$e_u = 0.495$$

$$e_d = 0.290$$

Les simulations numériques des modèles sur table vibrante ont indiqué que le coefficient de restitution d'impact n'a pas d'effet sur le résultat final des simulations lorsque la masse suspendue est présente. Dans ce cas les rotations du bloc supérieur sont très petites et le glissement est prédominant. Pour les essais sans la masse suspendue, l'effet du coefficient de restitution est important. Les résultats expérimentaux et numériques sont présentés au chapitre 5.

4.7 Synthèse

Ce chapitre décrit différents logiciels et les équations d'équilibre dynamique nécessaires pour résoudre le problème de stabilité dynamique de barrages-poids fissurés.

- Deux types d'analyses ont été examinés pour solutionner le problème de stabilité dynamique. Le premier type d'analyse est effectué par la méthode de corps rigides

et la seconde par la méthode des éléments finis en utilisant des éléments de type "gap-friction".

- Le grand avantage d'utiliser la méthode des corps rigides est qu'il est facile de modéliser le problème à analyser. Le logiciel Working Model (Knowledge Revolution, 1996) permet de créer un système en peu de temps et l'interface orientée objet permet d'introduire les éléments nécessaires à l'analyse du problème (bloc, masse suspendue, câbles). Le temps de calcul de ce logiciel, qui permet la simulation du glissement et de la rotation combinée, est relativement rapide et son utilisation simple. Le logiciel DARB, développé dans le cadre de cette recherche, est facile d'utilisation et donne de bons résultats mais permet seulement de faire l'analyse du glissement seul ou de la rotation seule. Le temps de calcul du logiciel DARB est très rapide comparé à WORKING MODEL.
- Le désavantage de l'utilisation de corps rigides est que les corps ne sont pas déformables. Donc, il n'est pas possible de déterminer l'amplification dynamique qui pourrait se produire dans un modèle soumis à un chargement dynamique. La seule perte d'énergie possible dans le système est par frottement ou par impact puisqu'il n'y a pas d'amortissement interne.
- Le logiciel d'éléments finis INTRFACE (Fronteddu, 1997) a été développé pour analyser le problème de stabilité dynamique de barrages-poids fissurés. Le logiciel INTRFACE utilise un élément de type "gap-friction" qui permet de simuler des discontinuités dans un corps. Il y a un modèle constitutif programmé dans le logiciel qui permet de simuler le comportement de joints de reprise de bétonnage en fonction de la préparation des surfaces en contact.
- Le désavantage des logiciels d'éléments finis est que les propriétés à attribuer à l'élément de type "gap-friction" sont difficiles à déterminer et sont différentes pour chaque type de problème. Une méthode qui permet d'obtenir les propriétés des éléments "gap-friction" a été brièvement décrite dans ce chapitre. Un autre

désavantage de ce type de logiciel est le temps de calcul. Le temps de calcul est fonction du degré de raffinement du maillage utilisé dans l'analyse.

CHAPITRE V

Résultats du programme expérimental et comparaison avec les simulations numériques

5.1 Introduction

Ce chapitre présente les résultats des essais en laboratoire ainsi que les résultats des simulations numériques. On y décrit tout d'abord les propriétés mécaniques des matériaux utilisés. Par la suite, les résultats des essais de rupture dynamique, des essais de glissement dynamique et finalement des essais dynamiques de rotation sont présentés.

5.2 Propriétés des matériaux

Cette section présente les propriétés mécaniques du béton utilisé pour réaliser les spécimens en laboratoire. Les résultats pour les propriétés de la base (partie sous le joint) ainsi que ceux de la partie supérieure (partie au dessus du joint) sont présentés pour chaque spécimen.

5.2.1 Spécimen #2 avec joint de reprise de bétonnage

Le tableau 5.1 présente les résultats des essais de compression ainsi que les essais brésiliens réalisés sur des cylindres standards (150 mm de diamètre par 300 mm de hauteur) prélevés lors de la construction du spécimen #2 avec joint de reprise de bétonnage. Deux coulées ont été effectuées pour construire ce spécimen, la première pour la partie sous le joint (semelle et bloc inférieur) et la deuxième pour la partie au dessus du joint (bloc supérieur). Les coulées ont été effectuées à trois jours d'intervall. Ces résultats sont nécessaires pour effectuer les analyses par éléments finis. Cependant,

ils n'ont pas d'importance pour les analyses de corps rigides car la résistance et la rigidité du béton n'interviennent pas pour ces analyses.

La valeur de chaque propriété correspond à la moyenne de 2 cylindres pour le bloc supérieur et de 2 cylindres pour la semelle et le bloc inférieur.

Tableau 5.1 : Essais de compression et brésilien spécimen #2 avec joint de bétonnage.

Emplacement		Cure (jours)	f_c (MPa)	E_c (GPa)	ν	ρ (kg/m ³)	f_t (kPa)
Bloc supérieur	Moy.	53	23.5	26.6	0.18	2360	2820
	E.T.		± 0.5	± 0.6	± 0.02		± 330
Semelle et bloc inférieur	Moy.	56	14.1	18.0	0.18	2380	1825
	E.T.		± 0.3	± 0.25	± 0.02		± 25

f_c = résistance à la compression; ν = coefficient de Poisson; f_t = résistance à la traction

E_c = module d'élasticité; ρ = masse volumique; E.T. = écart type

5.2.2 Spécimen #3 avec joint de reprise de bétonnage

Le tableau 5.2 présente les résultats des essais de compression ainsi que les essais brésiliens sur les cylindres prélevés lors de la construction du spécimen #3 avec joint de reprise de bétonnage. Le spécimen #3 a été construit selon la même procédure que le spécimen #2.

Tableau 5.2 : Essais de compression et brésilien spécimen # 3 avec joint de bétonnage.

Emplacement		Cure (jours)	f_c (Mpa)	E_c (GPa)	ν	ρ (kg / m ³)	f_t (kPa)
Bloc supérieur	Moy.	75	18.0	20.6	0.21	2380	1910
	E.T.		± 1.0	± 1.85	± 0.02		± 83
Semelle et bloc inférieur	Moy.	78	11.9	18.0	0.18	2400	1813
	E.T.		± 0.1	± 0.2	± 0.0		± 605

f_c = résistance à la compression; ν = coefficient de Poisson; f_t = résistance à la traction

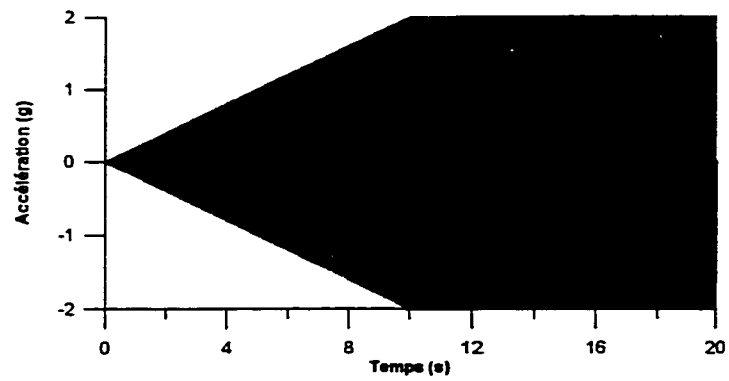
E_c = module d'élasticité; ρ = masse volumique; E.T. = écart type

5.3 Essais de rupture des joints de reprise de bétonnage

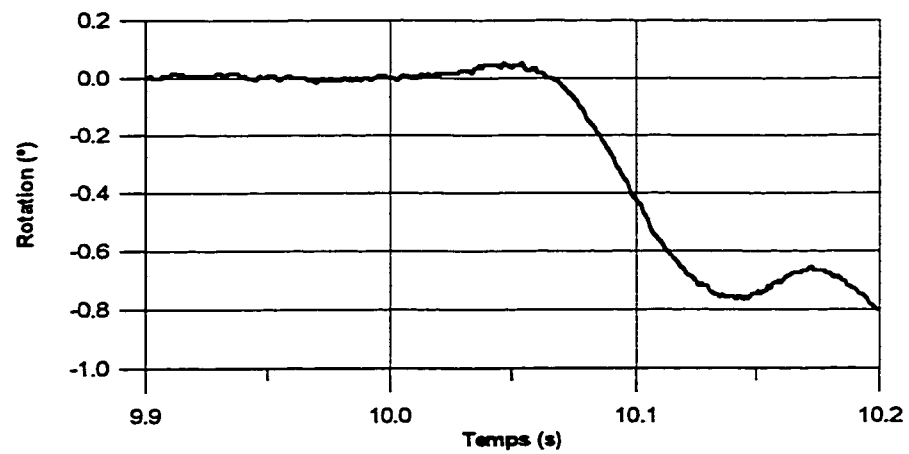
Cette section présente une description du chargement et du mode de rupture de chaque spécimen. Il s'agit de mettre en évidence l'influence de l'excitation sur le mode de rupture du joint de reprise de bétonnage (fragile ou progressif). Puisque deux spécimens ont été construits, il a été décidé d'utiliser deux accélérogrammes différents pour fissurer les joints. Premièrement on a appliqué une accélération harmonique à 10 Hz. Pour le second on a appliqué un séisme (Saguenay historique de 1988).

5.3.1 Essais de rupture joint # 2

Une accélération harmonique à 10 Hz a été appliquée au spécimen #2 avec joint de reprise de bétonnage. Cette excitation a une durée de 20 s qui est composée de 10 s de d'augmentation graduelle de l'amplitude et 10 s d'accélération harmonique soutenue (fig.5.1(a)). L'amplitude maximale de l'harmonique appliquée est de 2 g.



(a)



(b)

Figure 5.1 : Rupture du joint #2; (a) excitation harmonique à 10Hz pour fissurer le spécimen #2 avec joint de reprise de bétonnage, (b) rotation du bloc supérieur du spécimen #2 lors de la fissuration (une rotation positive indique une rotation vers l'aval).

Un seul essai a été effectué et la table vibrante a fourni une accélération supérieure à 2g, ce qui a induit une fissuration fragile au spécimen à 2.1g. La fissure s'est amorcée du côté aval par la suite du côté amont et finalement il y a eu propagation instantanée de la fissure le long du joint de reprise de bétonnage. L'instrumentation (deux cordes sur le parement aval) a permis de déterminer comment la fissure s'est produite dans le spécimen. La figure 5.1(b) présente la rotation du bloc supérieur. Au moment de l'initiation de la fissure, une rotation importante du bloc s'est produite. Par la suite, le spécimen s'est mis à glisser rapidement dû à la grande accélération appliquée à la base qui était encore à un peu plus que 2 g. La masse suspendue était présente et appliquait un effort tranchant au joint. Les points importants à retenir de ces essais sont les suivants :

- Sous un chargement harmonique, la fissuration est de type fragile et se propage instantanément à travers le joint de reprise de bétonnage.
- Dû à la grande accélération appliquée à la base et la masse suspendue, le bloc subit un glissement important après la fissuration du joint.
- La rotation du bloc supérieur ne se produit pas après la fissuration à cause de la charge horizontale présente.

La cohésion du joint a été estimée selon l'équation 5.1 :

$$F_i + F_h = Ac \quad (5.1)$$

où

F_i = Force d'inertie = $W \cdot (a/g)$ ($W=12753$ N) (Fig. 5.2)

a = accélération appliquée (2.1g) $g = 9.81$ m/s²

F_h = Force dans le câble = 6867 N (Fig. 5.2)

A = Aire de la section = .25 m * 1.05 m

c = Cohésion

De ce calcul, la cohésion du joint a été évaluée à 129 kPa.

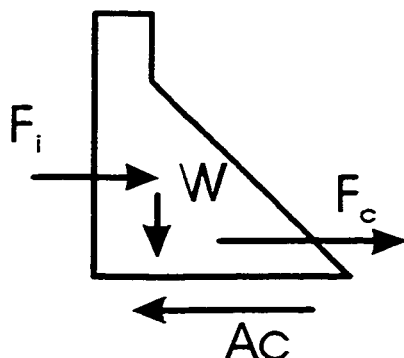


Figure 5.2 : Diagramme des forces pour calcul de la cohésion.

5.3.2 Essais de rupture joint #3

Avant de décrire le phénomène de fissuration du spécimen #3, il faut mentionner que le joint a été endommagé lors du transport du spécimen sur la table vibrante. Ceci a été remarqué lors des essais d'impact pour déterminer la fréquence naturelle du spécimen. Le spécimen #2 a une fréquence de ≈ 50 Hz et le spécimen #3 de ≈ 30 Hz mais il n'a pas été possible de déterminer visuellement l'ampleur de l'endommagement puisque le joint était fermé et possédait encore une certaine résistance.

Pour ces essais, il a été décidé d'appliquer une excitation sismique pour étudier le mécanisme de fissuration correspondant. Un accélérogramme du séisme du Saguenay de 1988 qui a une accélération de pointe au sol de 0.13 g a été utilisé. Une approche progressive a été employée pour fissurer le joint, c'est-à-dire que plusieurs essais ont été effectués jusqu'à la fissuration en amplifiant le séisme de base. Il faut noter que la charge horizontale était présente lors de ces essais.

Le tableau 5.3 présente l'historique des excitations appliquées au spécimen et l'endommagement observé.

Tableau 5.3 : Historique de l'excitation appliquée au spécimen #3 et endommagement.

Amplitude Saguenay historique (0.13g)	Endommagement
100% (0.13g)	Non
150% (0.2g)	Non
200% (0.26g)	Fissuration partielle localisée
250% (0.33g)	Progression de la fissuration
300% (0.39g)	Progression de la fissuration (50% de la section)
350% (0.46g)	Rupture du joint

Une amplification du séisme par un facteur de 2 a été nécessaire pour induire une fissuration localisée au joint de reprise de bétonnage sur le parement aval. En augmentant l'amplitude graduellement, la fissuration s'est étendue vers l'amont à 50% de la section après l'essai à 300% d'amplitude (0.39 g). Lors de l'essai à 350% (0.46 g) le joint s'est complètement fissuré et il y a eu un glissement résiduel de 27 mm du bloc supérieur. Les points importants suivants sont à retenir pour ces essais :

- Une seule impulsion (pointe d'accélération) est suffisante pour induire une fissuration partielle du spécimen.
- L'étendue de cette fissuration est fonction de l'amplitude de l'impulsion.
- La rupture du joint est de nature plus progressive sous un chargement sismique que sous une sollicitation harmonique.

Le glissement après la fissuration complète du joint dépend de l'historique de l'excitation appliquée après que la rupture se soit produite. Il faut que l'accélération au joint dépasse l'accélération critique de glissement pour que le spécimen se mette à glisser. Donc il peut y avoir fissuration durant un séisme sans qu'un glissement significatif ne se produise. Un calcul de la cohésion a été effectué en utilisant l'équation 5.1 avec une accélération de 0.39 g (300% l'amplitude du Saguenay). Pour ce spécimen, la cohésion est estimée à 45.5 kPa .

5.4 Essais dynamiques de glissement

Cette section présente les résultats des essais dynamiques de glissement pour les spécimens #2 et #3 avec joint de reprise de bétonnage. Tout d'abord, une comparaison est effectuée entre les résultats obtenus au laboratoire et les simulations numériques effectuées à l'aide des logiciels utilisés pour analyser le problème du glissement. Par la suite, cette section est divisée en trois parties selon le type de sollicitation appliquée à la base :

- Séismiques
- Harmoniques
- Impulsions

Dans les trois cas, le même montage expérimental a été utilisé et la masse suspendue de 700 kg est présente pour minimiser les rotations du bloc et favoriser le glissement toujours vers l'aval.

5.4.1 Accélération critique pour induire le glissement

Selon les essais de glissement statique, les coefficients de frottement au joint de reprise de bétonnage des spécimens #2 et #3 sont:

- $\mu_s = 0.70$ pour le spécimen #2
- $\mu_s = 0.68$ pour le spécimen #3

Selon les équation 4.3 et 4.4, les accélérations critiques pour induire le glissement (en tenant compte de la masse suspendue) sont :

- Pour le spécimen #2 :
 -1.585 m/s² (0.16g) pour initier le glissement dans la direction aval;
 12.149 m/s² (1.24g) pour initier le glissement dans la direction amont.
- Pour le spécimen #3 :

-1.388 m/s² (0.14g) pour initier le glissement dans la direction aval;

11.953 m/s² (1.22g) pour initier le glissement dans la direction amont.

La figure 5.3(a) présente le glissement du spécimen #2 et la figure 5.3(b) l'accélération de la table vibrante. Un glissement significatif du bloc supérieur se produit à 8.7 s. L'accélération correspondante à 8.7 s est de 0.14 g. L'erreur entre l'accélération critique théorique et expérimentale est de 14%. Cette erreur est en partie attribuée au fait que l'amplification dynamique dans le câble n'est pas considérée dans l'évaluation de l'accélération critique de glissement théorique. Néanmoins, cette accélération théorique reste une bonne évaluation de l'accélération réelle pour induire le glissement.

La figure 5.4(a) présente le glissement du spécimen #3 et la figure 5.4(b) l'accélération de la table. Un glissement significatif commence à apparaître à 7.3 s. L'accélération de la table à cet instant est de 0.14 g. Dans ce cas-ci, la valeur expérimentale de l'accélération critique pour induire le glissement concorde avec la valeur théorique. Un facteur important à considérer est le coefficient de frottement. Ce paramètre sera discuté plus en détail dans les sections qui suivent car il influence énormément les résultats des simulations numériques lorsque le glissement est étudié.

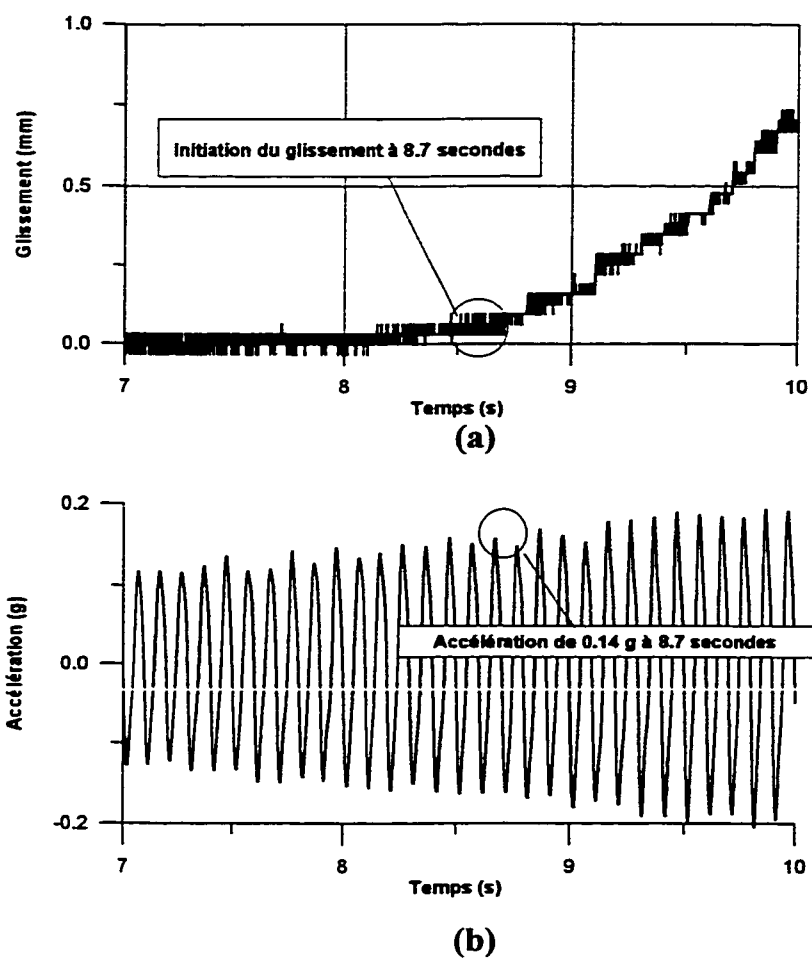


Figure 5.3 : Accélération critique pour induire un glissement significatif du spécimen #2 : (a) glissement du bloc, (b) accélération de la table.

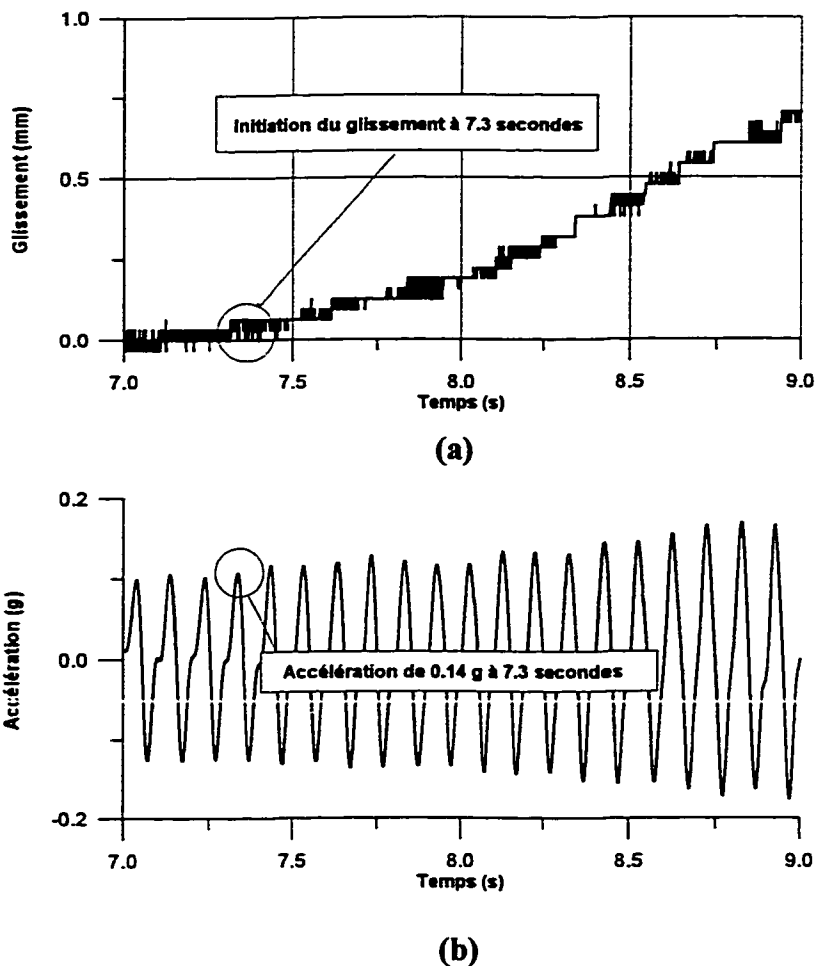


Figure 5.4 : Accélération critique pour induire un glissement significatif du spécimen #3 : (a) glissement du bloc, (b) accélération de la table.

5.4.2 Sollicitations sismiques

Il y a trois caractéristiques de l'excitation sismique qui influencent le comportement d'une structure lorsque soumise à un tremblement de terre soit : (i) le contenu fréquentiel, (ii) l'amplitude de l'accélération et (iii) la durée. Pour étudier l'influence de ces paramètres, plusieurs séismes ont été sélectionnés (tableau 5.4). Un accélérogramme additionnel provenant du séisme de Nahanni de 1985 a aussi été utilisé pour le spécimen #3 pour étudier l'influence d'impulsions sismiques de grandes

amplitudes et de durée soutenue. Les résultats de ces essais sont présentés à la fin de cette section.

Tableau 5.4 : Liste des séismes appliqués sur les spécimens #2 et #3.

Séisme	Amplitude
Saguenay historique (0.13g)*	100, 200, 300, 400, 500 %
El Centro 1940 (0.34g)*	50, 75, 100 %
Saguenay modifié (0.13g)*	100, 200, 300, 400, 500 %
Synthétique (0.13g)*	100, 200, 300, 400, 500 %

* accélération de pointe au sol à 100%

(A) Saguenay historique (1988)

L'analyse des résultats de glissement a été effectuée à l'aide des logiciels INTRFACE, DARB et WORKING MODEL. Il s'agissait de déterminer quel logiciel permettait de mieux simuler le comportement des essais au laboratoire afin de poursuivre l'analyse des résultats pour les autres formes d'excitation avec ce logiciel.

• INTRFACE

Le modèle d'éléments finis utilisé pour l'analyse du problème est montré à la figure 5.5. Il n'est pas possible de simuler directement le câble avec la masse suspendue en utilisant le logiciel INTRFACE. Le câble est remplacé par un élément de poutre sans inertie, la masse suspendue est remplacée par une masse ponctuelle sur rouleau avec une force appliquée qui égale la masse du bloc multipliée par l'accélération gravitationnelle ($F = 700 \text{ kg} * 9.81 \text{ m/s}^2 = 6870 \text{ N}$). La rigidité du câble, $K = 425 \text{ kN/m}$, a été mesurée par un essai de traction élastique en laboratoire. Les propriétés des matériaux ont été définies à partir des essais mécaniques réalisés sur les échantillons de béton prélevé des

spécimens. Les propriétés des éléments "gap-friction" pour le joint de reprise sont données au tableau 5.5.

Tableau 5.5 : Propriété des éléments "gap-friction" pour l'analyse non-linéaire par EF.

K_n N/mm/mm ²	K_t N/mm/mm ²	C_n N-s/mm ²	μ
400	300	77.4e-3*	0.7**

* Ce coefficient a été varié car il permet de simuler un coefficient de restitution d'impact

** Ce coefficient de friction a été varié entre 0.65 et 0.7 pour étudier son influence sur le glissement

K_n = Rigidité normale

K_t = Rigidité tangentielle

μ = Coefficient de frottement

C_n = Coefficient d'amortissement normal (utilisé pour simuler un coefficient de restitution d'impact)

Un amortissement de 1.5 % a été utilisé pour la structure.

• DARB

Pour ce qui est des analyses par corps rigide qui sont effectuées avec le logiciel DARB, les paramètres qu'il faut spécifier pour l'analyse du glissement sont :

- La masse du bloc supérieur et des fixtures métalliques : 1300 kg.
- Les coefficients de frottement statique et dynamique : variés entre 0.6 et 0.7 pour étudier leur influence. Pour simplifier les analyses un seul coefficient de frottement a été utilisé; le coefficient de frottement statique est posé égale au coefficient de frottement dynamique.
- La force constante appliquée sur le bloc supérieur : 6867 N.

Pour l'analyse de la rotation les paramètres suivants doivent être spécifiés :

- Géométrie du spécimen.
- La densité du béton : 2400 kg/m³.
- Le coefficient de restitution d'impact à l'amont et l'aval : varié entre 0.1 et 1.0.

- La force constante appliquée sur le bloc supérieur : 6867 N.

Le logiciel DARB fait l'analyse du glissement seul et de la rotation seule, il n'est pas présentement possible de combiner ces deux comportements.

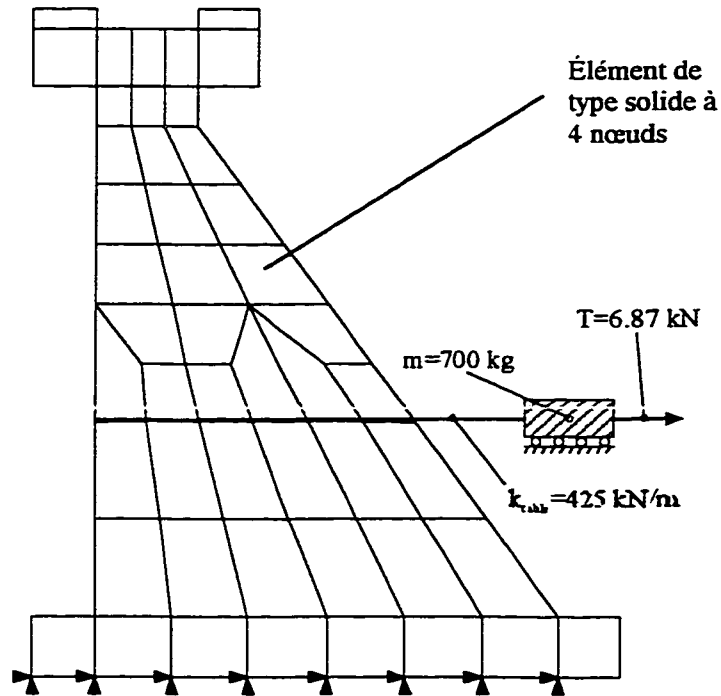


Figure 5.5 : Modèle d'éléments finis INTRFACE pour l'analyse du glissement.

- **WORKING MODEL**

Pour l'analyse par corps rigide à l'aide du logiciel WORKING MODEL, les paramètres suivants sont requis :

- La géométrie du bloc supérieur.
- La densité du matériau utilisé ou la masse totale du bloc et des fixtures métalliques (1300 kg).

- Le coefficient de frottement statique et dynamique : varié entre 0.5 et 1.0. Le coefficient de frottement statique a été posé égal au coefficient dynamique.
- Le coefficient de restitution d'impact : varié entre 0.5 et 1.0. Le coefficient de restitution d'impact, e , n'avait pas d'effet sur le résultat des simulations numériques lorsque la masse suspendue était présente. Plusieurs simulations ont été effectuées pour examiner si le glissement était influencé par ce paramètre. Les variations obtenues étaient négligeables (différence de 1 à 2 mm entre une simulation avec un coefficient $e = 0.5$ et un coefficient $e = 1$). Pour toutes les simulations de glissement, la valeur de e a été fixé à 0.5 pour l'amont et l'aval.
- La masse suspendue : câble avec poulie et masse suspendue de 700 kg (la constante de rigidité du câble a été fixée à 425 kN/m pour les simulations).
- La table vibrante est simulée directement avec le bloc inférieur qui est placé sur des rouleaux. Un vérin est appliqué pour imposer l'accélération voulue.

Les résultats expérimentaux pour les essais effectués avec l'accélérogramme du Saguenay sont présentés au tableau 5.6. Les résultats des simulations numériques des trois logiciels sont présentés sous forme graphique avec les résultats des essais expérimentaux pour fin de comparaisons.

Tableau 5.6 : Résultats expérimentaux des essais de glissement : accélérogramme historique du Saguenay pour les joint de reprises de bétonnage #2 et #3

Amplitude relative	Joint #2 Glissement (mm)	Joint #3 Glissement (mm)
0.13g	2.4	0.7
0.26g	10.7	8.4
0.39g	25.4	22.7
0.52g	46.3	44.2
0.65g	81.3	92.8

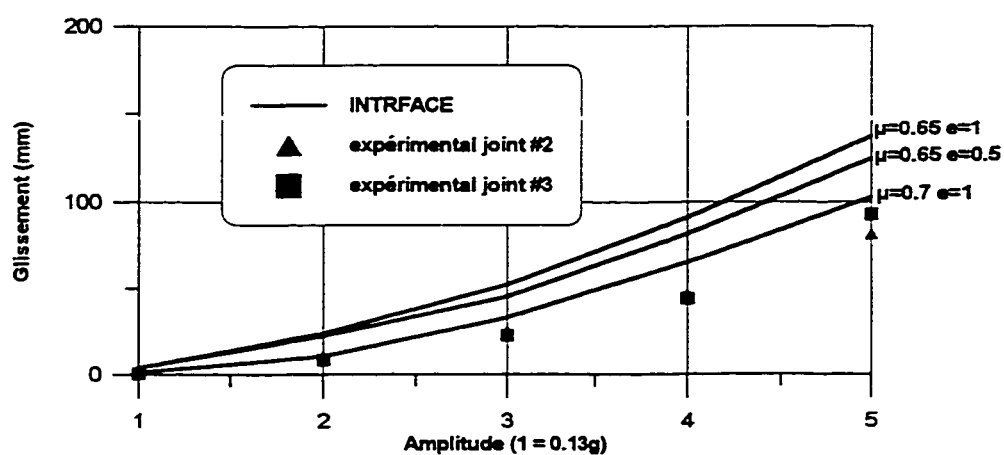


Figure 5.6 : Résultats des simulations de glissement pour l'accélérogramme historique du Saguenay avec le logiciel INTRFACE (μ = coefficient de frottement; e = coefficient de restitution d'impact).

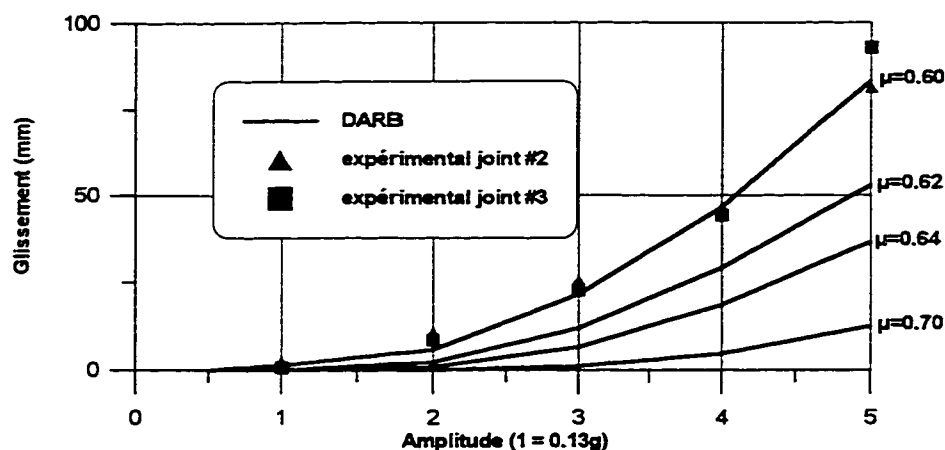
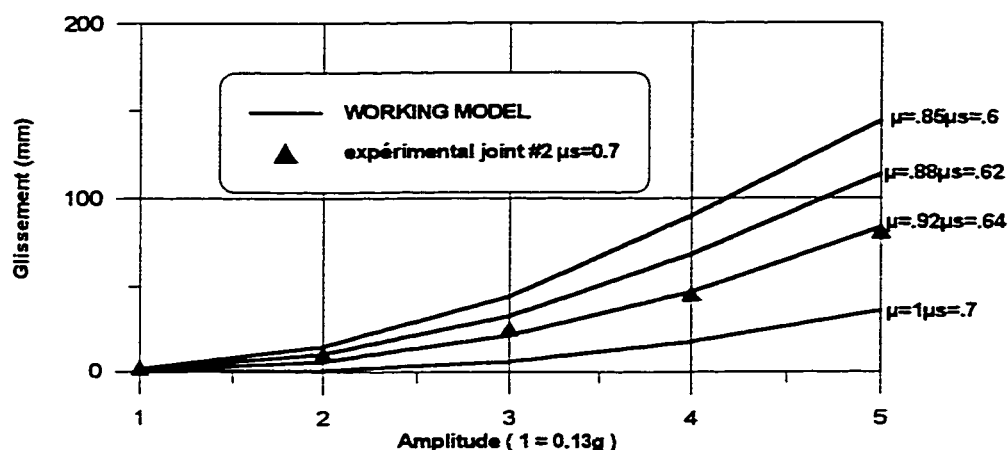
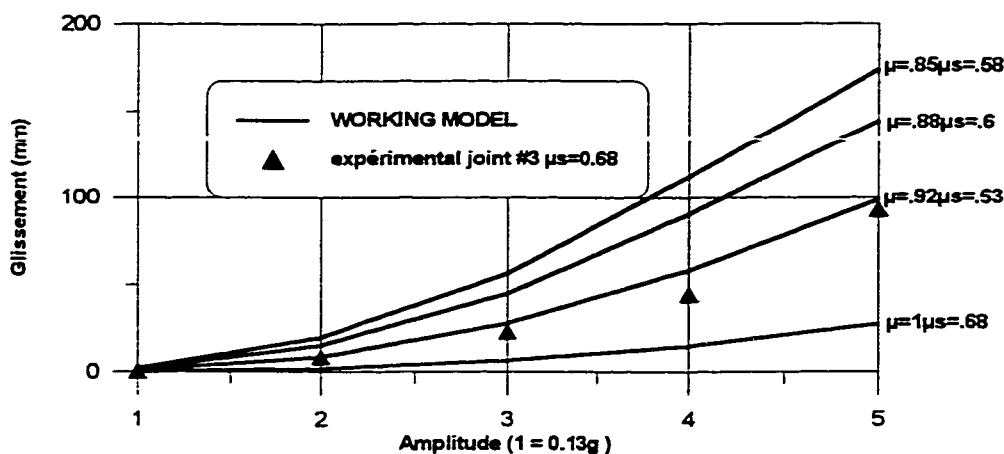


Figure 5.7 : Résultats des simulations de glissement pour l'accélérogramme historique du Saguenay avec le logiciel DARB.

Le coefficient de frottement statique obtenu des essais était égal à 0.7 pour le joint #2 et 0.68 pour le joint #3. Selon Fronteddu (1997), une bonne approximation du coefficient de frottement dynamique béton-béton est de $0.85 \cdot \mu_{\text{stat}}$, ce qui donne 0.6 pour le joint #2 et 0.58 pour le joint #3. Le coefficient de frottement moyen (moyenne du coefficient statique et dynamique) pour les deux surfaces donne les valeurs suivantes : 0.65 pour le joint #2 et 0.63. Le logiciel INTRFACE indique que le coefficient de frottement devrait être légèrement plus grand que 0.7 pour arriver à simuler les résultats expérimentaux (Fig.5.6).



(a)



(b)

Figure 5.8 : Résultats des simulations de glissement pour l'accélérogramme historique du Saguenay avec le logiciel WORKING MODEL; (a) joint #2; (b) joint #3.

Une autre difficulté de simulation du logiciel INTRFACE est la loi de comportement des amortisseurs qui sont nécessaires à l'interface pour stabiliser la solution et modéliser le coefficient de restitution d'impact. L'amortisseur C_n est toujours présent, c'est-à-dire que lorsque le joint ouvre, l'amortisseur le ralentit et quand le joint se referme l'amortisseur dissipe de l'énergie lors de l'impact. Le fait que l'amortisseur soit présent lorsque le joint ouvre est défavorable car en réalité il ne devrait pas y avoir

d'amortissement à cet instant. Ceci contribue certainement à une moins bonne corrélation avec les résultats expérimentaux pour $\mu=0.65$. Ce qui est rassurant c'est que le logiciel surestime le glissement final, donc d'une certaine manière le résultat obtenu est du côté sécuritaire. De plus, lors d'une application réelle, le coefficient de frottement est une valeur difficile à déterminer. Il devient alors sécuritaire de surestimer la valeur de glissement.

La valeur du glissement obtenue avec le logiciel DARB, sous-estime le glissement qui peut se produire à l'interface (fig.5.7). Ce résultat peut être expliqué par le fait que l'amplification dynamique du câble n'est pas simulée par DARB qui considère une force constante. Le point fort du logiciel est qu'il permet de d'obtenir une approximation du glissement très rapidement (simulation de 30 secondes vs 10 h pour une simulation avec INTRFACE et de 2 h avec WORKING MODEL).

Les simulations avec le logiciel WORKING MODEL semblent bien reproduire les résultats expérimentaux. Les résultats expérimentaux se situent entre les courbes $\mu=0.70$ et $\mu=0.60$. Il a été décidé de raffiner la valeur du coefficient de frottement pour chaque essai effectué. La figure 5.8 présente les simulations pour différents coefficients de frottement. La première simulation a été effectuée avec la valeur du μ statique soit 0.70 pour le joint #2 et 0.68 pour le joint #3. Ces valeurs sont trop grandes, les glissements obtenus sont trop petits. La deuxième itération a été effectuée avec la valeur du coefficient de frottement dynamique soit $0.85 \cdot \mu_{\text{stat}}$. Le glissement obtenu avec cette valeur est trop grand. Le coefficient de frottement a été varié jusqu'à ce que les valeurs numériques soient semblables aux valeurs expérimentales. Le coefficient qui semble bien reproduire les essais est de $0.92 \cdot \mu_{\text{stat}}$ ce qui correspond à $\mu = 0.64$ pour le joint #2 et $\mu = 0.63$ pour le joint #3. Ces valeurs de μ sont compatibles avec les valeurs moyennes (statique et dynamique $0.85 \mu_{\text{stat}}$) anticipées pour les joints. Donc, pour les autres analyses de glissement, le logiciel WORKING MODEL est utilisé.

Une constatation importante a été faite lors des simulations avec les logiciels. Le glissement résiduel final est très sensible au coefficient de frottement sélectionné. Si

l'étude d'un cas réel est effectuée, des analyses paramétriques sont nécessaires pour établir une borne supérieure et une borne inférieure du glissement résiduel en fonction de l'incertitude reliée au coefficient de frottement.

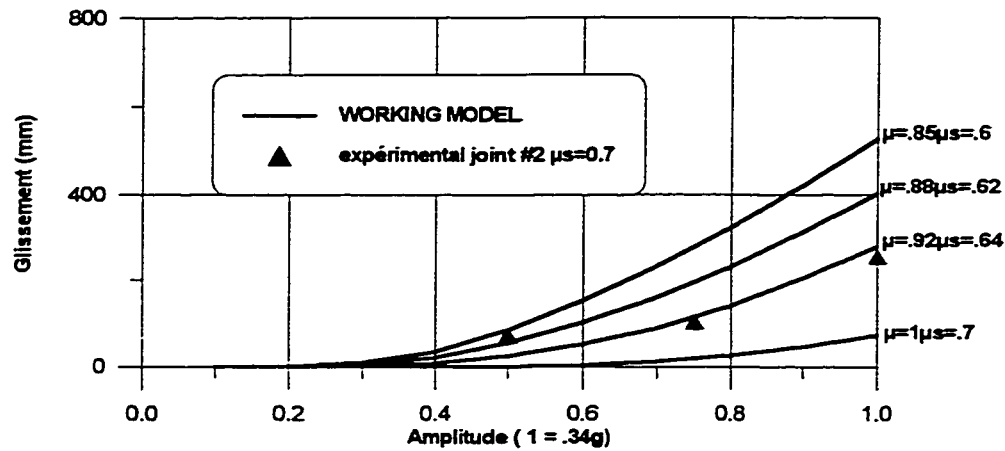
- **El Centro (1940)**

Pour étudier l'effet du contenu fréquentiel sur la réponse dynamique du spécimen, un séisme de l'est (Saguenay historique (1988)) et un séisme de l'ouest (El Centro (1940)) ont été choisis. Les résultats des essais expérimentaux et des simulations numériques sont présentés pour le séisme d'El Centro. Par la suite, quelques observations sont présentées sur l'effet du contenu fréquentiel de l'excitation sismique sur le glissement final du spécimen. Le tableau 5.7 présente les résultats des essais expérimentaux pour le séisme d'El Centro de 1940.

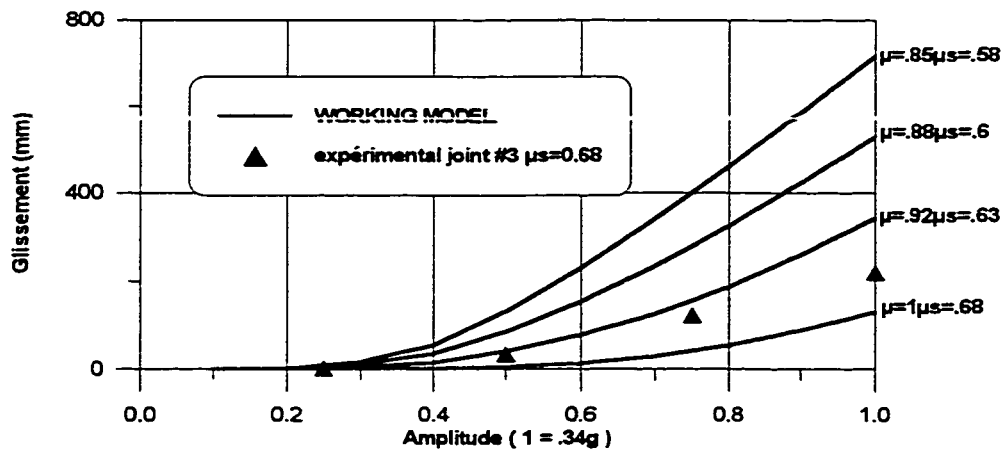
Tableau 5.7 : Résultats des essais de glissement du séisme d'El Centro pour les joints de reprises de bétonnage #2 et #3.

Amplitude 1 = 0.34g	Joint #2 Glissement (mm)	Joint #3 Glissement (mm)
0.25 (0.09g)	-	1
0.5 (0.17g)	73	34
0.75 (0.26g)	105	123
1.0 (0.34g)	257	219
1.0 (0.34g)	256	-

Pour les simulations numériques, seul le logiciel WORKING MODEL a été utilisé (Fig.5.9).



(a)



(b)

Figure 5.9 : Résultats des simulations de glissement pour l'accélérogramme historique d'El Centro avec le logiciel WORKING MODEL; (a) joint #2 (b) joint #3.

L'essai de glissement du joint #2 avec une amplitude relative de 0.5 (0.17g) semble donner un résultat trop élevé lorsque comparé aux simulations numériques avec $\mu = 0.92$ $\mu_{\text{stat}}=0.64$. Ceci peut provenir du fait que l'accélération réellement imposée par la table vibrante est plus grande que celle qui avait été spécifiée. En effet, en examinant l'historique d'accélération de la table de cet essai, on observe que l'accélération maximale appliquée était de 0.21g au lieu de la valeur demandée de 0.17g. Ce phénomène n'a pas été remarqué pour les autres essais. Il y a probablement eu un

problème dans le système mécanique de la table vibrante pour cet essai particulier. Dans l'ensemble, les simulations numériques semblent bien reproduire les résultats expérimentaux en utilisant encore un facteur multiplicateur de 0.92 appliqué au coefficient de friction statique. Pour les essais du joint #3, les simulations numériques avec $\mu = 0.92\mu_{\text{stat}} = 0.63$ semblent adéquates pour de faibles amplitudes mais surestiment le glissement pour les essais à amplitude égale à 0.75 et 1 g. Une vérification de l'accélération de la table vibrante a été effectuée. L'accélération de pointe au sol (0.35g (102%)) et l'historique qu'a fourni la table étaient adéquats. Cette différence peut provenir du fait qu'entre chaque essai le bloc supérieur du spécimen est levé et la surface du joint nettoyée et par la suite déposée à sa position initiale. Il se peut que le bloc n'ait pas repris la position initiale et que le glissement en ait été affecté. Une autre explication pourrait être au niveau du câble qui supporte la masse de 700 kg. Tous les essais de glissement du joint #3 ont été effectués avec le même câble et les essais du séisme d'El Centro ont été effectués les derniers. Après avoir effectué tous les essais, on a remarqué que le câble était endommagé au niveau de la rotule, ce qui a pu influencer les résultats.

Mais, en général, le coefficient $\mu = 0.92*\mu_{\text{stat}}$ permet d'obtenir de bons résultats pour les deux joints. Encore une fois, il faut remarquer la grande influence du coefficient de frottement sur le glissement final lors des simulations numériques. La figure 5.10 présente l'historique du glissement calculé à l'aide du logiciel WORKING MODEL et les résultats expérimentaux pour les joints #2 et #3 pour le séisme d'El Centro à 75% d'amplitude relative (APS 0.26g). En comparant les résultats numériques et expérimentaux, on remarque que le comportement général semble être le même. Lorsqu'il y a glissement, la durée et la grandeur du glissement expérimental et numérique sont presque identiques. Donc, les simulations numériques semblent bien reproduire les résultats expérimentaux. Une meilleure approximation du glissement obtenu au laboratoire avec les simulations numériques serait obtenue si la courbe de transition entre le coefficient de frottement statique et dynamique était connue. Mais il est préférable de simplifier l'analyse et d'utiliser un seul coefficient pour les deux cas

car la courbe de transition est difficile à obtenir et des essais particuliers auraient été nécessaires pour la déterminer. Donc pour le reste des simulations numériques, seulement les courbes de $\mu = 0.92 * \mu_{\text{stat}}$ sont présentées pour chaque essai effectué.

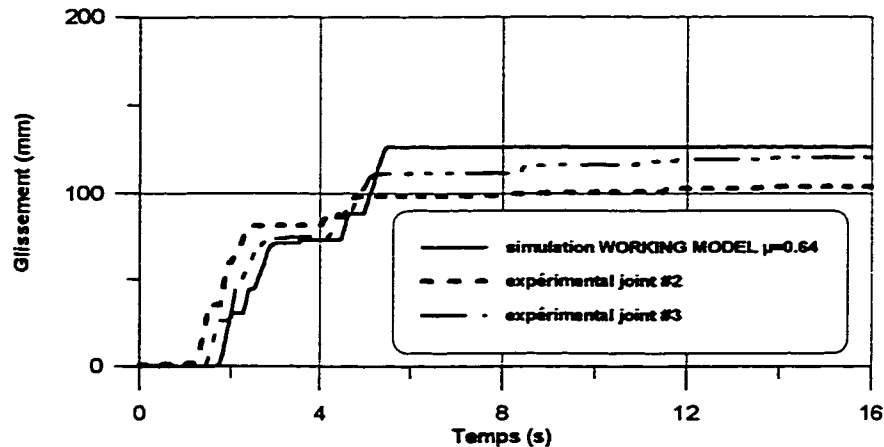


Figure 5.10 : Historique du glissement avec le logiciel WORKING MODEL et résultats expérimentaux des joints #2 et #3 (séisme El Centro à 75% d'amplitude).

Le contenu fréquentiel a une très grande influence sur le glissement final du spécimen. L'accélérogramme du Saguenay (1988) a une fréquence prédominante de 15 Hz (selon une analyse FFT) et celui d'El Centro une fréquence prédominante de 2 Hz. Le tableau 5.8 présente une comparaison du glissement final des spécimens pour les deux excitations sismiques.

Tableau 5.8 : Comparaisons du glissement résiduel : séismes Saguenay (1988) historique vs. El Centro (1940)

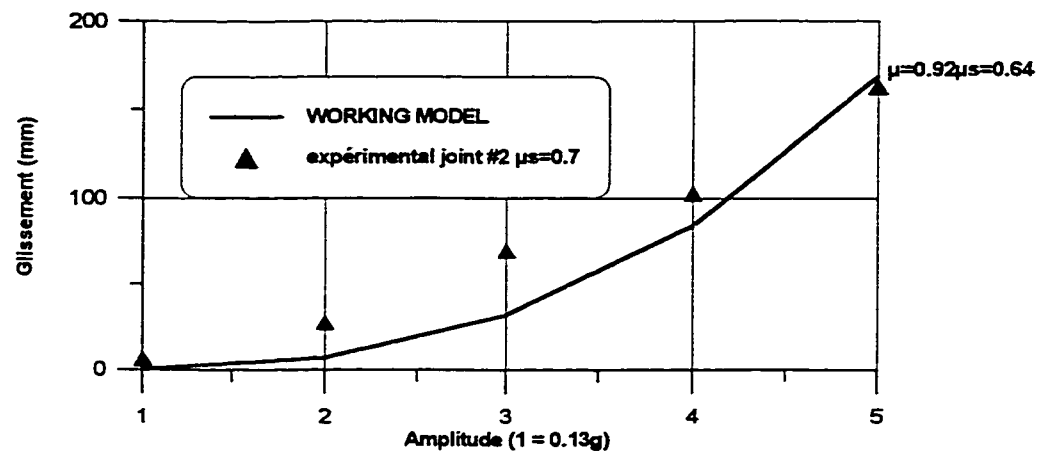
	Saguenay historique à 200% d'amplitude relative (0.26g) Glissement (mm)	El Centro à 75% d'amplitude relative (0.26g) Glissement (mm)
Joint #2	10.72	104.82
Joint #3	8.45	122.59

Pour une accélération de pointe au sol équivalente, le glissement obtenu avec le séisme à basse fréquence (El Centro) est 10 fois supérieur à celui obtenu avec le séisme à haute

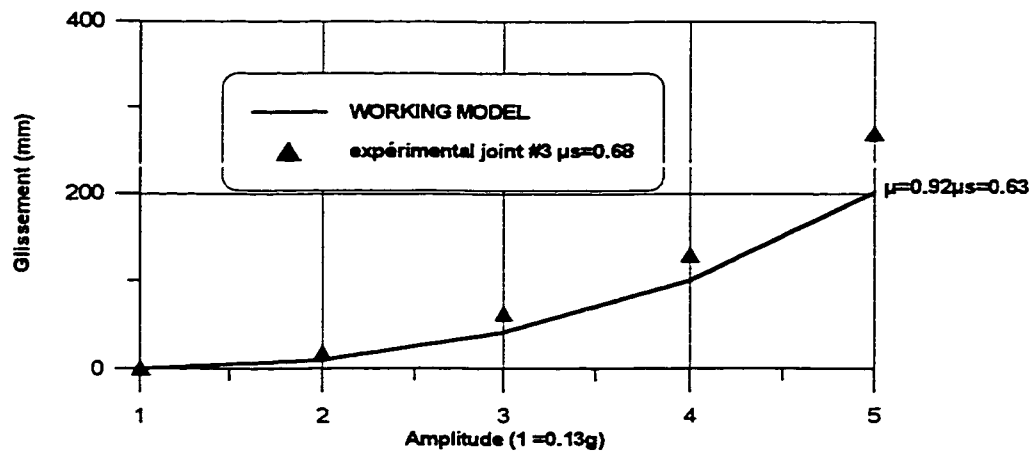
fréquence (Saguenay). En appliquant l'effet du contenu fréquentiel à un cas réel, un barrage qui a un joint faible est plus susceptible de glisser lorsque soumis à un séisme de l'ouest par rapport à un séisme de l'est (pour une même accélération de pointe au sol).

- **Saguenay modifié**

L'accélérogramme du Saguenay modifié (Léger et Leclerc, 1996) est basé sur l'accélérogramme du Saguenay historique. On a modifié son amplitude et contenu fréquentiel à l'aide des transformées de Fourier afin de le rendre compatible avec un spectre lisse de dimensionnement suggéré par CEA (1990). Les résultats des essais expérimentaux et des simulations numériques sont présentés à la figure 5.11.



(a)



(b)

Figure 5.11 : Résultats des simulations de glissement pour l'accélérogramme "Saguenay modifié" avec le logiciel WORKING MODEL (a) joint #2 (b) joint #3

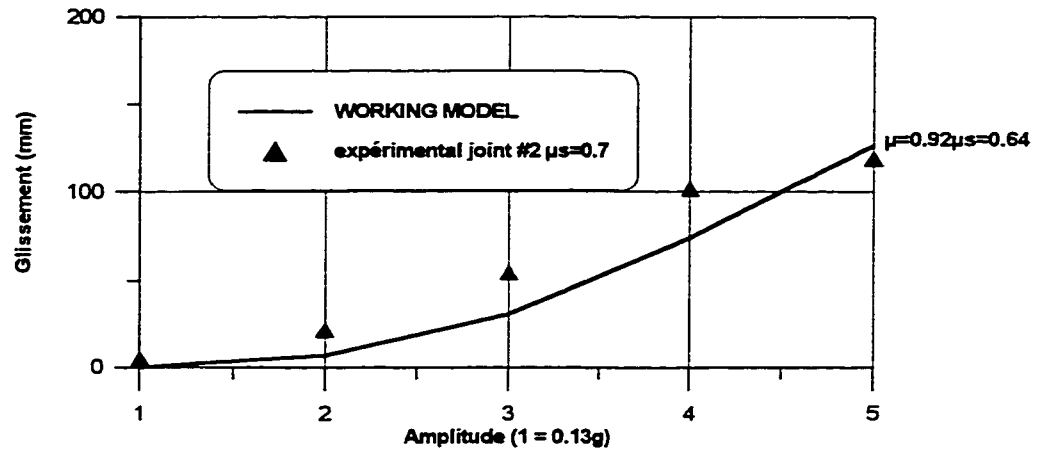
Les simulations avec le logiciel WORKING MODEL ont été effectuées avec le coefficient $\mu = 0.92 \cdot \mu_{\text{stat}}$. Les simulations numériques semblent bien reproduire les résultats expérimentaux. Cependant, plusieurs essais ont été effectués avec le même spécimen. Le coefficient de frottement statique à l'interface a probablement diminué légèrement à environ $\mu_{\text{stat}} = 0.68$ pour le spécimen #2 et à $\mu_{\text{stat}} = 0.67$ pour le spécimen #3 ce qui peut expliquer le glissement plus élevé des spécimens. Cependant, les résultats obtenus avec $\mu = 0.92 \cdot \mu_{\text{stat}}$ ($\mu = 0.64$ pour le joint #3 et $\mu = 0.63$ pour le joint

#3) sont très bons et il a été jugé qu'il n'était pas nécessaire de faire des simulations avec des coefficients μ plus petits car les valeurs précises de μ ne sont pas connues.

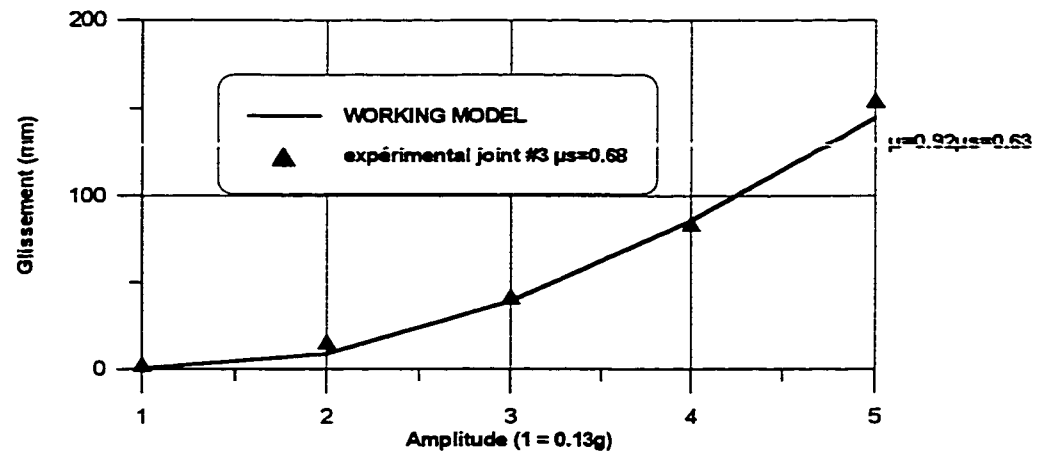
Lors de la fissuration du joint #3, l'interface était plus lisse (moins d'imperfections) que la surface du joint #2 car il y a eu une meilleure adhérence entre le bloc supérieur et inférieur pour le spécimen #2. Le coefficient de frottement a donc moins diminué pour le spécimen #3 car la surface s'est moins détériorée lors des essais de glissement successifs. Les résultats des simulations numériques reproduisent mieux les résultats expérimentaux après plusieurs essais sur le joint #3.

- **Synthétique**

L'accélérogramme synthétique est généré par la théorie des vibrations aléatoires à l'aide du logiciel SIMQKE (1976) afin d'obtenir la compatibilité avec un spectre lisse défini selon l'ACE (1990) pour l'est du Canada (Léger et Leclerc, 1996). On a ajusté l'accélération de pointe au sol à 0.13g. La fréquence prédominante est de 15Hz (selon la transformée de Fourier) ce qui est semblable à l'accélérogramme historique du Saguenay. Les résultats des essais expérimentaux et des simulations numériques sont présentés à la figure 5.12 pour les spécimens #2 et #3.



(a)



(b)

Figure 5.12 : Résultats des simulations de glissement pour l'accélérogramme Synthétique avec le logiciel WORKING MODEL : (a) joint #2;(b)joint #3.

Les simulations numériques arrivent à bien reproduire les essais expérimentaux en utilisant $\mu = 0.92 \cdot \mu_{\text{stat}}$. L'effet de la détérioration de la surface du joint #2 est encore évident à la figure 5.12. Les résultats des simulations numériques semblent mieux reproduire le comportement du joint #3, tandis qu'il faudrait légèrement réduire le coefficient de frottement statique lors des simulations numériques du joint #2 pour obtenir une meilleure évaluation du glissement.

- Nahanni (1985)

Des essais de glissement dynamique ont été effectués sur le joint #3 avec le séisme de Nahanni (1985). Ce séisme de l'ouest contient quelques impulsions localisées ce qui permet d'étudier l'influence d'impulsions sur la réponse du spécimen. La figure 5.13 présente le séisme de Nahanni (1985). L'accélération de pointe au sol (APS) de ce séisme a été normalisé à 0.13g et son contenu fréquentiel prédominant est de 5Hz (selon une analyse de Fourier).

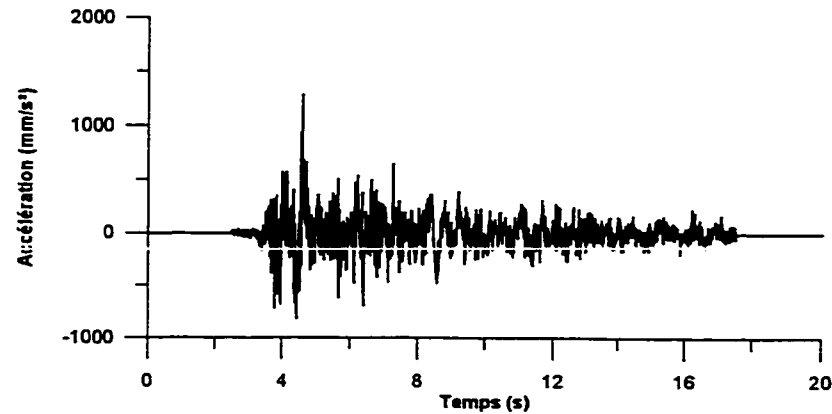


Figure 5.13 : Séisme de Nahanni de 1985 APS de 0.13g.

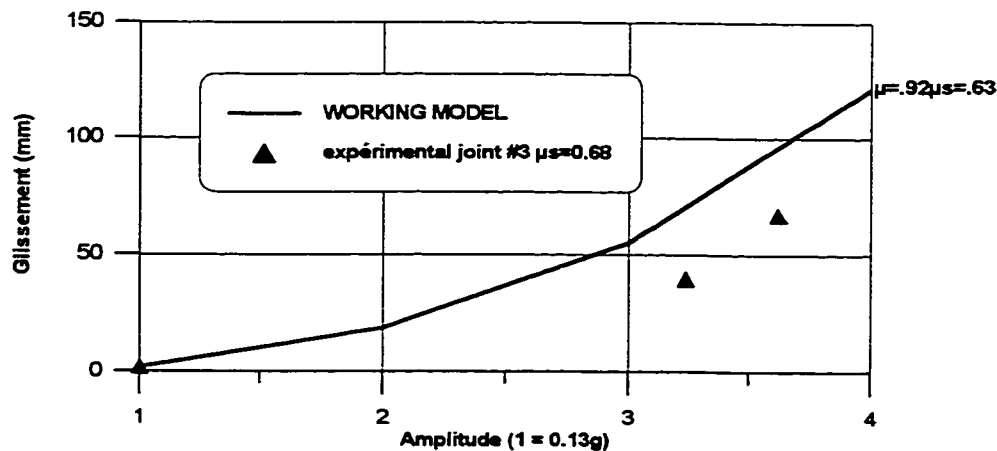


Figure 5.14 : Résultats des simulations de glissement pour l'accélérogramme de Nahanni avec le logiciel WORKING MODEL (joint #3).

Les résultats de ces essais et des simulations pour le séisme de Nahanni sont présentés à la figure 5.14. Le glissement final est surestimé par les simulations numériques. Une explication pour ce résultat pourrait être que le coefficient de frottement est trop petit lorsque l'impulsion dépasse l'accélération critique pour un laps de temps relativement long. Le spécimen se met à glisser et prend de la vitesse ce qui peut influencer le coefficient de friction dynamique. Un meilleur résultat serait obtenu si la courbe de transition entre le coefficient de frottement statique et dynamique était connue. Cependant, les résultats obtenus restent acceptables et aucune modification du coefficient de frottement utilisé n'a été effectué.

5.4.3 Sollicitations harmoniques

Deux types de sollicitations harmoniques ont été appliqués sur chacun des spécimens :

- Harmonique à 2 Hz variant entre 5%g et 30%g
- Harmonique à 10 Hz variant entre 10%g et 30%g

En utilisant ces sollicitations, il est possible d'étudier directement l'influence du contenu fréquentiel sur la réponse des spécimens. L'accélération harmonique imposée à la base a une rampe de 10 s et 10 s de sollicitation soutenue. Ceci permet d'avoir un meilleur contrôle de la table quand le spécimen est initialement au repos. Le tableau 5.9 résume tous les essais effectués sur les spécimens #2 et #3. Le tableau 5.10 présente les résultats des essais de glissement. La figure 5.15 présente les simulations numériques pour les essais de glissement de l'excitation harmonique à 10 Hz pour les joints #2 et #3.

Des simulations avec une excitation harmonique à 2 Hz ont été effectuées mais il n'a pas été possible de reproduire adéquatement les résultats qui ont été obtenus au laboratoire. Ceci peut provenir du fait que l'harmonique à 2 Hz est trop intense et induit trop d'amplification dans le système (résonance). Les résultats obtenus de ces simulations sont 2 fois supérieurs aux résultats obtenus lors des essais expérimentaux. La figure 5.16 présente les résultats des simulations pour les harmoniques à 2 Hz. Seules les

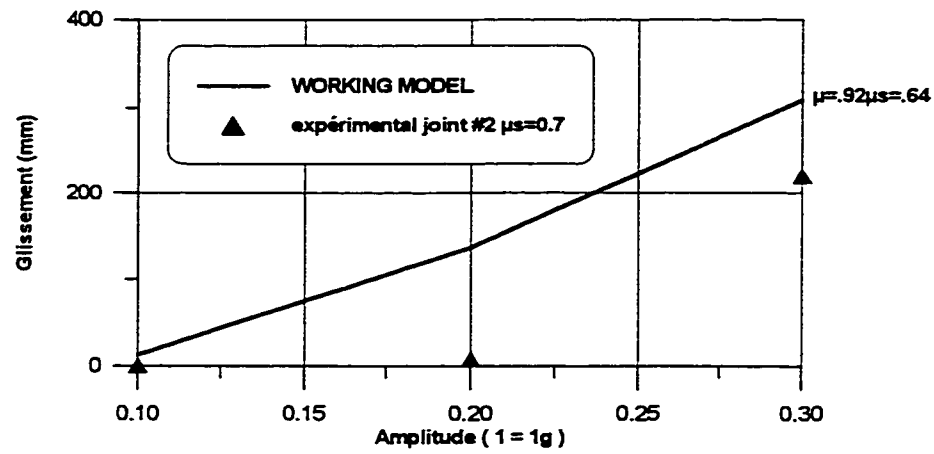
simulations à 10 % g ont donné de bons résultats avec $\mu = 0.64$ pour le joint #2 et $\mu = 0.63$ pour le joint #3. Dans les simulations avec une accélération de 20 % g, le bloc supérieur a glissé de façon excessive entraînant la chute du bloc supérieur.

Tableau 5.9 : Essais sur les spécimens #2 et #3 avec joint de reprises de bétonnage.

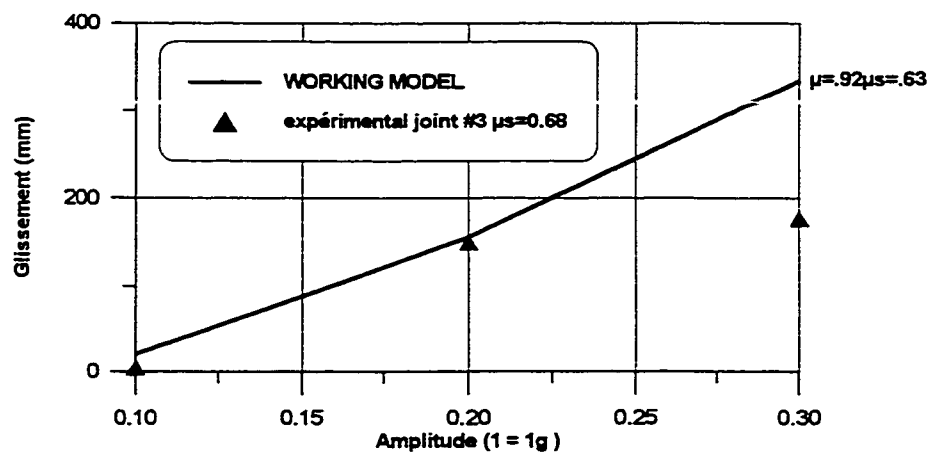
Sollicitation	Fréquence Hz	Amplitude %g
Harmonique	10	10
Harmonique	10	20
Harmonique	10	30
Harmonique	2	5
Harmonique	2	10
Harmonique	2	15
Harmonique	2	20

Tableau 5.10 : Résultats des essais de glissement pour les accélérations harmoniques à 2Hz et 10Hz pour les joints #2 et #3.

Amplitude %g	Harmonique 2 Hz joint #2 Glissement (mm)	Harmonique 10 Hz joint #2 Glissement (mm)	Harmonique 2 Hz joint #3 Glissement (mm)	Harmonique 10 Hz joint #3 Glissement (mm)
5	2	-	5	-
10	30	1	49	-
15	-	-	142	5
20	Essai #1 328 Essai#2 381	9	399	Essai#1 161 Essai#2 140 Essai#3 178
30	-	Essai #1 235 Essai#2 219 Essai#3 208	-	-



(a)



(b)

Figure 5.15 : Résultats des simulations de glissement pour l'accélération harmonique à 10Hz avec le logiciel WORKING MODEL :(a) joint #2;(b) joint #3.

Il y a eu un problème avec la masse suspendue pour l'essai de glissement à 10 Hz à 20%g (Fig. 5.15 (a)). Le câble a resté coincé et ceci explique la petite valeur de glissement obtenu expérimentalement.

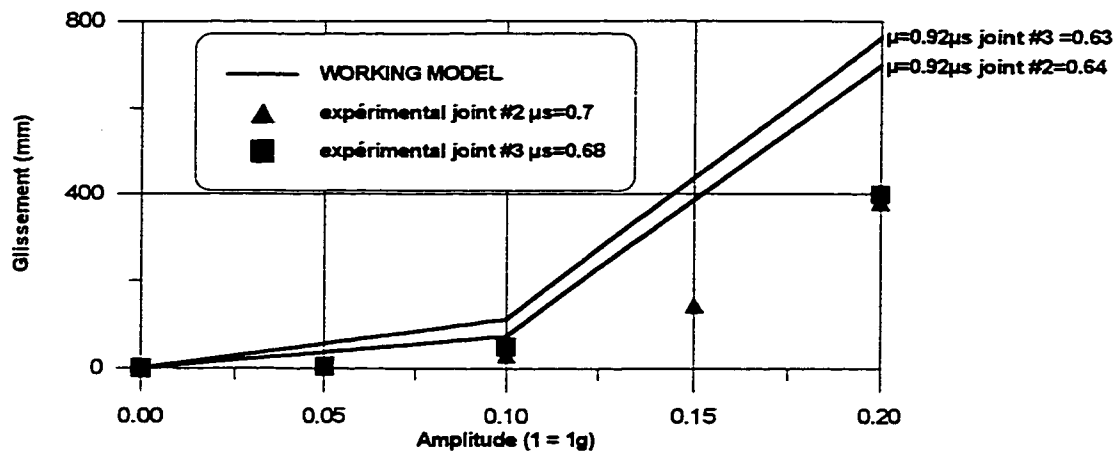


Figure 5.16 : Résultats des simulations de glissement pour l'accélération harmonique à 2 Hz avec le logiciel WORKING MODEL, joints #2 et #3.

Ces résultats démontrent clairement que le contenu fréquentiel de l'excitation a une très grande importance sur le glissement final du spécimen. Ils confirment ce qui a été observé lors de la comparaison du glissement obtenu pour les accélérogramme du Saguenay historique et de El Centro. Pour une même accélération (10%g), le spécimen a un glissement 10 fois supérieur pour une excitation à 2 Hz par rapport à une excitation à 10 Hz.

5.4.3 Sollicitation par impulsions

Des essais d'impulsions ont été effectués sur le joint #3 (Fig. 3.13). Le but de ces essais était de vérifier si l'application d'une seule ou de deux impulsions consécutives pouvait induire un glissement significatif du joint. Quatre types d'impulsion ont été appliqués sur le spécimen :

- Simple impulsion à 10 Hz avec une accélération qui a été variée entre 5%g et 50 % g.

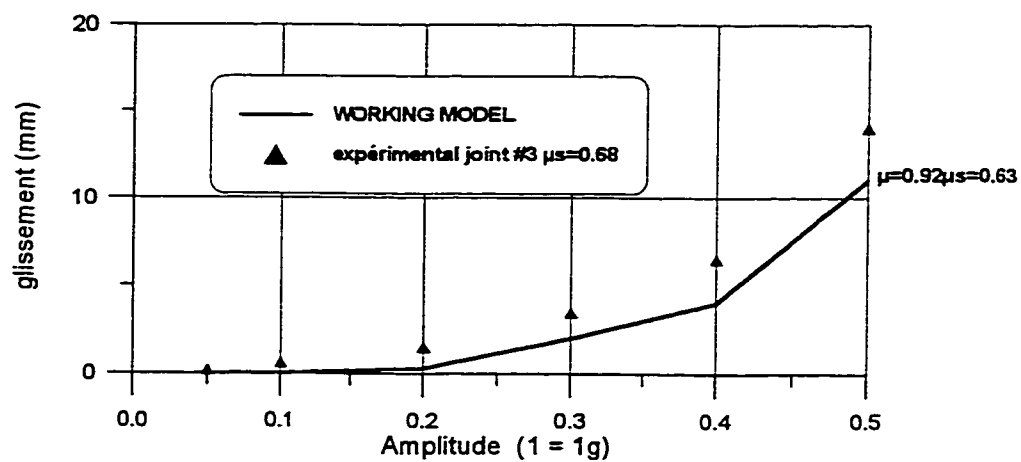
- Double impulsion à 10 Hz avec une accélération qui a été variée entre 10%g et 50%g.
- Simple impulsion à 2 Hz avec une accélération qui a été variée entre 10%g et 25%g.
- Double impulsion à 2 Hz avec une accélération qui a été variée entre 10%g et 25%g.

Le tableau 5.11 présente les résultats expérimentaux pour les essais d'impulsions sur le joint #3.

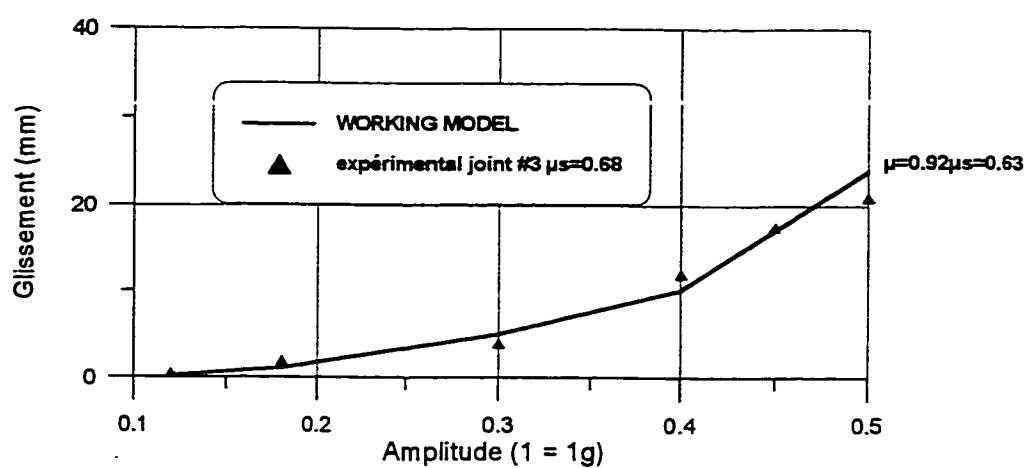
Tableau 5.11 : Résultats des essais de glissement par impulsions à 2Hz et 10Hz pour le joint #3.

Amplitude %g	Impulsion simple @ 10 Hz Glissement (mm)	Impulsion double @ 10 Hz Glissement (mm)	Impulsion simple @ 2 Hz Glissement (mm)	Impulsion double @ 2 Hz Glissement (mm)
5 (0.05g)	0	-	-	-
10 (0.10g)	0.4	0.5	1.1	16.5
15 (0.15g)	0.6	1.8	14	62.1
20 (0.20g)	1.3	3.9	36	108
25 (0.25g)	-	-	114	166.5
30 (0.30g)	3.4	7.4	118	-
40 (0.40g)	6.7	12.2	-	-
50 (0.50g)	14.5	20.7	-	-

Les résultats des analyses numériques avec le logiciel WORKING MODEL sont présentés à la figure 5.17.

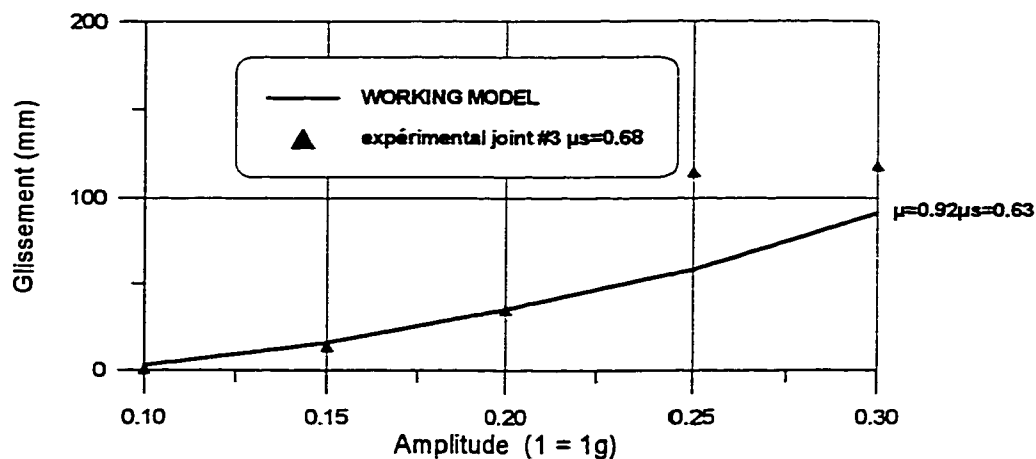


(a)

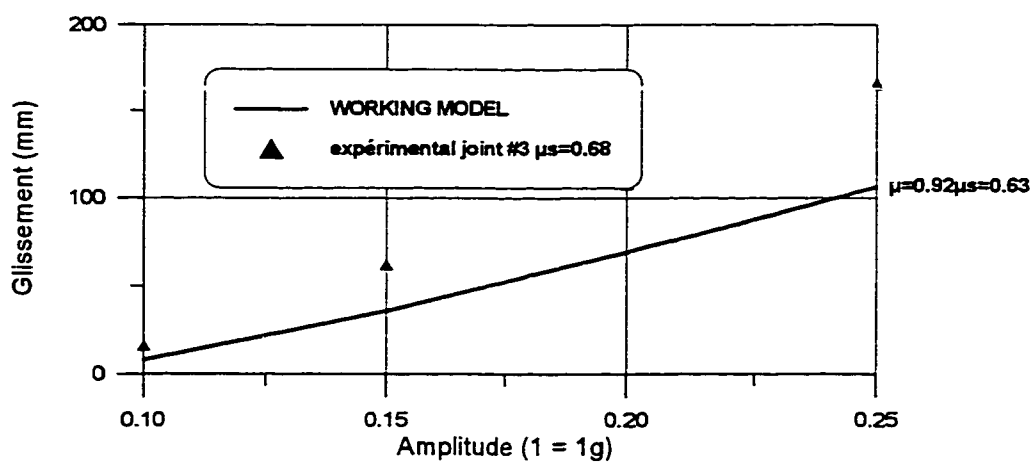


(b)

Figure 5.17 : Résultats des simulations de glissement pour les impulsions à 10Hz avec le logiciel WORKING MODEL , $\mu=0.63$: (a) joint #3 pour impulsion simple; (b) joint #3 pour impulsion double.



(a)



(b)

Figure 5.18 : Résultats des simulations de glissement pour les impulsions à 2Hz avec le logiciel WORKING MODEL, $\mu=0.63$: (a) joint #3 pour impulsion simple; (b) joint #3 pour impulsion double.

Pour les essais à 10 Hz avec impulsion simple, les résultats des simulations numériques semblent suivre la forme des résultats expérimentaux mais le coefficient de frottement statique est trop grand. Il est probable que le coefficient de friction ait diminué par usure ce qui peut expliquer que le glissement des analyses numériques soit trop faible. Pour ce qui est des essais à double impulsion, les résultats numériques semblent bien reproduire les résultats expérimentaux.

Pour ce qui est des impulsions simples à 2 Hz, les résultats numériques semblent bien reproduire les résultats expérimentaux pour des basses amplitudes (fig. 5.18(a)) mais sous-estiment le glissement lorsque l'amplitude est supérieure à 0.25 g. Pour les essais à double impulsion, les simulations numériques sous-estiment également le glissement final.

5.5 Essais dynamiques de rotation

Le problème de la rotation d'un corps rigide soumis à un chargement dynamique a été étudié pour estimer le coefficient de restitution d'impact et la possibilité de renversement. Plusieurs essais ont été effectués en laboratoire pour étudier l'effet de l'amplitude et du contenu fréquentiel de l'excitation sur la réponse du spécimen sans la présence de la charge horizontale (masse suspendue) afin de favoriser la rotation. Les sections suivantes expliquent plus en détails la procédure ainsi que la réponse du spécimen lors des essais. Par la suite, des comparaisons entre les simulations numériques et les résultats expérimentaux sont effectuées pour déterminer le coefficient de restitution d'impact de la surface de contact.

5.5.1 Description des essais

Deux types d'essais ont été effectués sur les spécimens, soit l'application d'une accélération harmonique à 10 Hz et l'application d'une accélération harmonique à 2 Hz. Dans les deux cas les accélérations ont été variées entre 10% g et 30 % g afin de déterminer l'accélération critique pour induire la rotation et, par la suite, étudier le comportement du spécimen lorsque la sollicitation harmonique est soutenue.

L'historique de la sollicitation harmonique appliquée au spécimen est décrite au chapitre 3 (figures 3.13 (c) et 3.13 (d)); soit une rampe de 10 s et 10 s d'accélération harmonique soutenue.

5.5.2 Comportement général

Cette section décrit le comportement général pour les essais de rotation effectués sur les deux spécimens.

Il faut encore souligner la grande influence du contenu fréquentiel sur la réponse des spécimens. La figure 5.19 présente la rotation du bloc supérieur soumis à des accélérations harmoniques de 10 Hz et 2 Hz d'amplitude égale à 30% g. Une rotation négative représente une rotation dans la direction amont.

Pour une même amplitude d'accélération imposée par la table vibrante, la rotation du bloc supérieur à 2Hz est 15 fois plus importante que la rotation subie lorsque l'excitation est de 10 Hz. Donc, l'influence du contenu fréquentiel est très marquée pour ce type d'essais.

La prochaine étape est de vérifier si le calcul théorique de l'accélération critique pour mettre le bloc en rotation est valide. Les équations 4.7 et 4.8 permettent de calculer les accélérations critiques, $u''_{cu, cd}$, pour initier la rotation :

- $u''_{cu} = 2.183 \text{ m/s}^2$ (0.22g) pour induire une rotation dans la direction amont,
- $u''_{cd} = -8.303 \text{ m/s}^2$ (-0.84g) pour induire une rotation dans la direction aval.

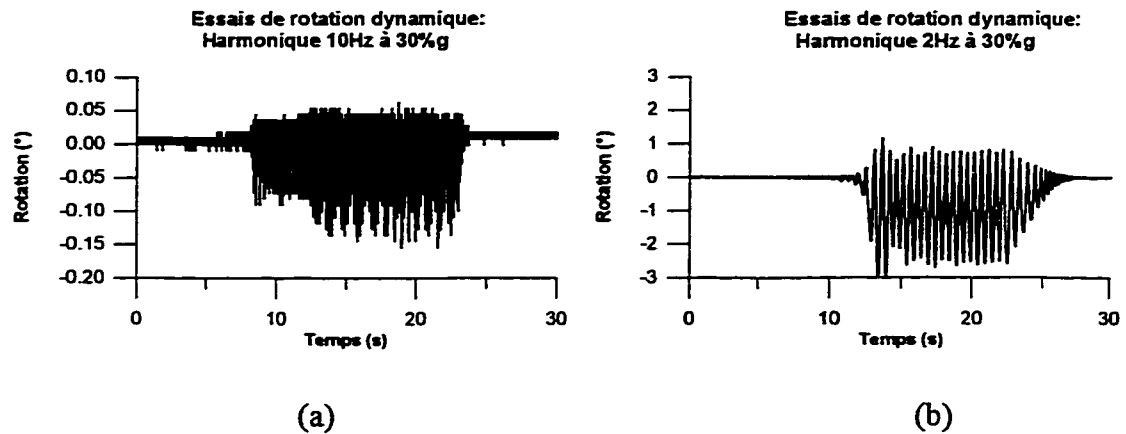


Figure 5.19 :Rotation du bloc supérieur (a) sollicitation harmonique de 10Hz à 30%g; (b) sollicitation harmonique de 2Hz à 30%g.

Pour vérifier l'accélération critique de rotation, les essais de 2 Hz ont été utilisés car les rotations sont plus grandes. Il est donc plus facile de déterminer la première rotation du bloc. En examinant la figure 5.20 (a) entre 9.2 s et 10.5 s, on constate que la rotation est initiée à 9.64 s. La figure 5.20 (b) représente l'accélération de la table vibrante entre 9.2 s et 10.5 s et permet de déterminer l'accélération critique qui est de 0.225g (une accélération négative représente une accélération dans la direction aval). La valeur théorique $u''_{cu} = 0.22g$ et la valeur expérimentale de 0.225g présente une excellente concordance.

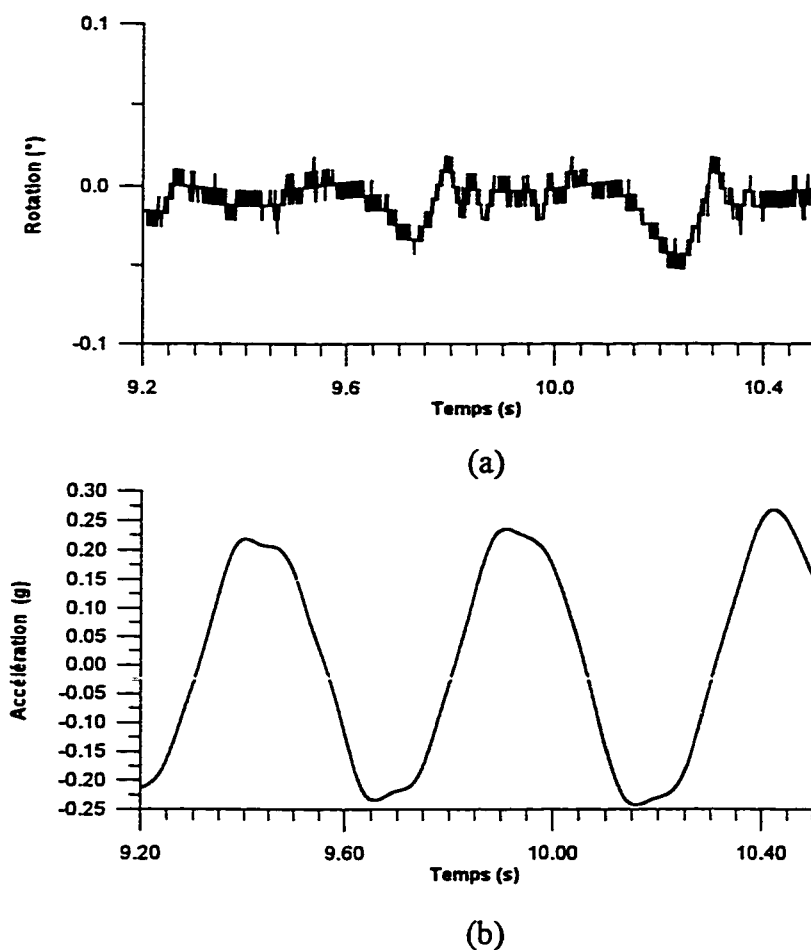


Figure 5.20 : Accélération critique de rotation; (a) rotation du bloc supérieur, (b) accélération de la table vibrante.

Lors de la revue de la littérature au chapitre 2, trois méthodes pour déterminer le coefficient de restitution d'impact ont été identifiées. La première méthode pose le coefficient de restitution d'impact, e , égal à 0.5 pour un impact amont et aval. La seconde méthode (Chen et al., 1982) propose un calcul de e selon l'inertie de rotation du bloc (éqs. 4.15 et 4.16). Selon la troisième méthode (Chopra et Zhang, 1991), on calcule le coefficient en fonction de la pente aval du spécimen (éqs. 4.13 et 4.14). Des simulations numériques ont été effectuées avec les trois approches pour une sollicitation harmonique à 2Hz avec une amplitude de 30 % g (fig. 5.21). Toutes les simulations pour les essais dynamiques de rotation ont été effectuées avec le logiciel DARB.

Une comparaison entre la figure 5.19 (b) qui correspond à la réponse expérimentale du spécimen, et les trois simulations numériques utilisant les coefficients de restitution d'impact différents indiquent (Fig. 5.21) :

- qu'aucune des trois méthodes arrive à obtenir la bonne valeur de la rotation maximale du bloc supérieur;
- pour ce qui est de la forme de la réponse, la simulation utilisant $e = 0.5$ semble favoriser une faible rotation dans la direction aval en accord avec les résultats expérimentaux.

Aucune des méthodes de calcul du coefficient de restitution d'impact ne fait intervenir le type de matériaux utilisés. Lors d'un impact il y a écrasement local du béton (pâte et agrégats). L'énergie absorbée est certainement affectée par les caractéristiques géométriques (rugosité) et mécaniques des surfaces en cause.

Afin d'améliorer les simulations numériques, le coefficient de restitution d'impact a été augmenté pour réduire la perte d'énergie lors d'un impact. On a également posé le même coefficient, e , en amont et en aval. Le coefficient de restitution, e , a été varié entre 0.5 et 0.8 pour étudier son influence. La valeur du coefficient de restitution d'impact qui permet d'obtenir une bonne corrélation entre les analyses numériques et la réponse expérimentale du bloc est $e = 0.76$. Les résultats de cette analyse sont présentés à la figure 5.22.

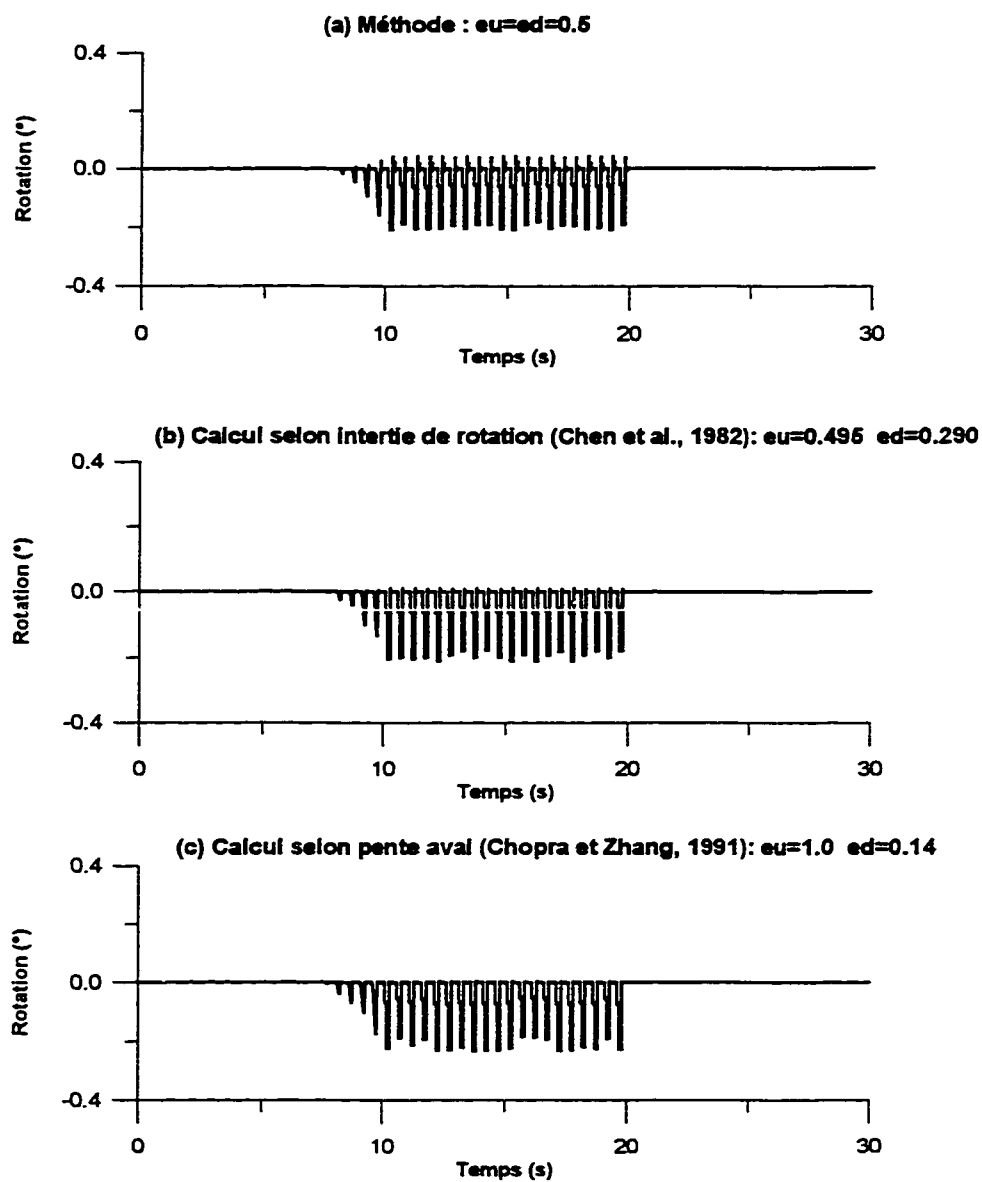


Figure 5.21 : Rotation du bloc supérieur selon différents coefficients de restitution d'impact pour une excitation harmonique de 2Hz à 30%g (e_u = coefficient amont, e_d = coefficient aval).

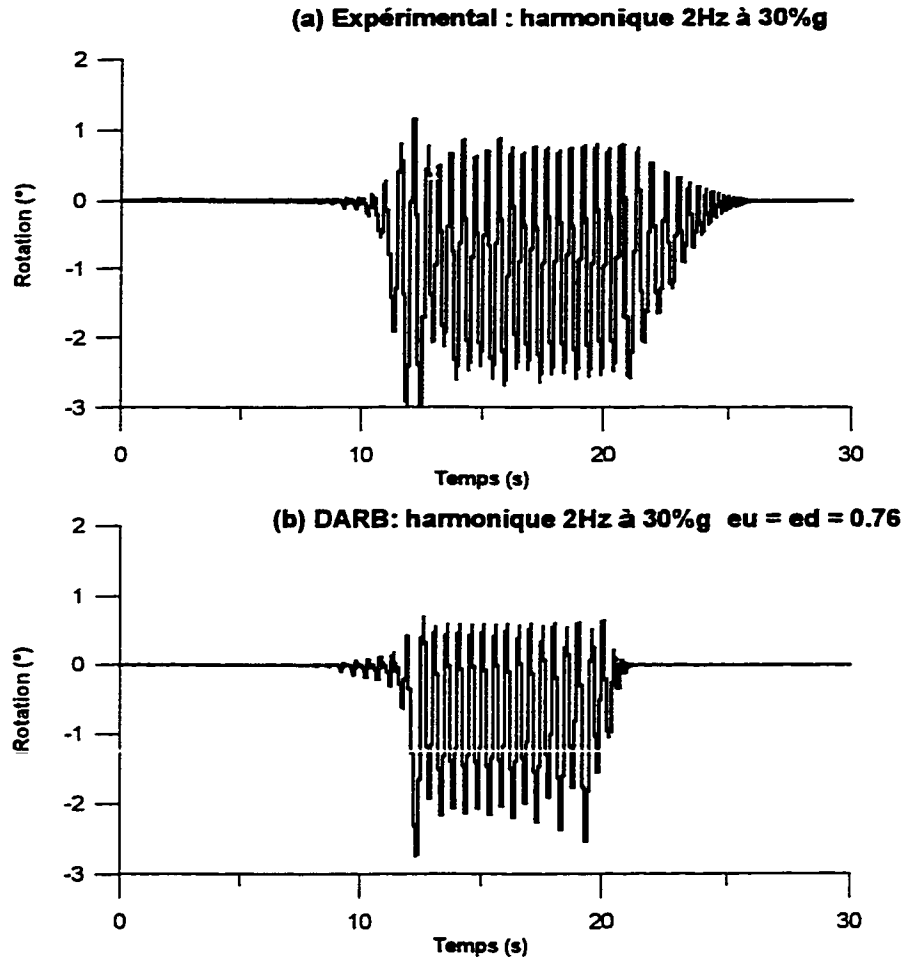


Figure 5.22 : Rotation du bloc supérieur : (a) expérimental; (b) simulation numérique DARB avec $e_u=e_d=0.76$ (harmonique 2Hz, 30%g).

La figure 5.22 montre que l'initiation de la rotation s'effectue au même moment dans les deux cas. L'analyse numérique prédit que la rotation maximale est de 2.74° . La rotation expérimentale maximale du spécimen est de 2.98° , soit une différence de 8%, ce qui est très acceptable.

Il y a un décrétement progressif de la rotation expérimentale après 20 secondes à la figure 5.22(a) qui n'est pas obtenu lors des simulations numériques. Ceci provient sans doute du fait que la table vibrante ne s'est pas immobilisée à la fin de l'harmonique. Il y avait encore de l'inertie dans le système et la table a fait quelques cycles de plus pour arrêter le spécimen, ce qui a induit de la rotation supplémentaire dans le spécimen. On ne

retrouve pas ce décrétement dans l'analyse numérique car l'accélération du sol passe instantanément à zéro à la fin de l'excitation. Le bloc est alors en rotation libre à la fin de la sollicitation harmonique.

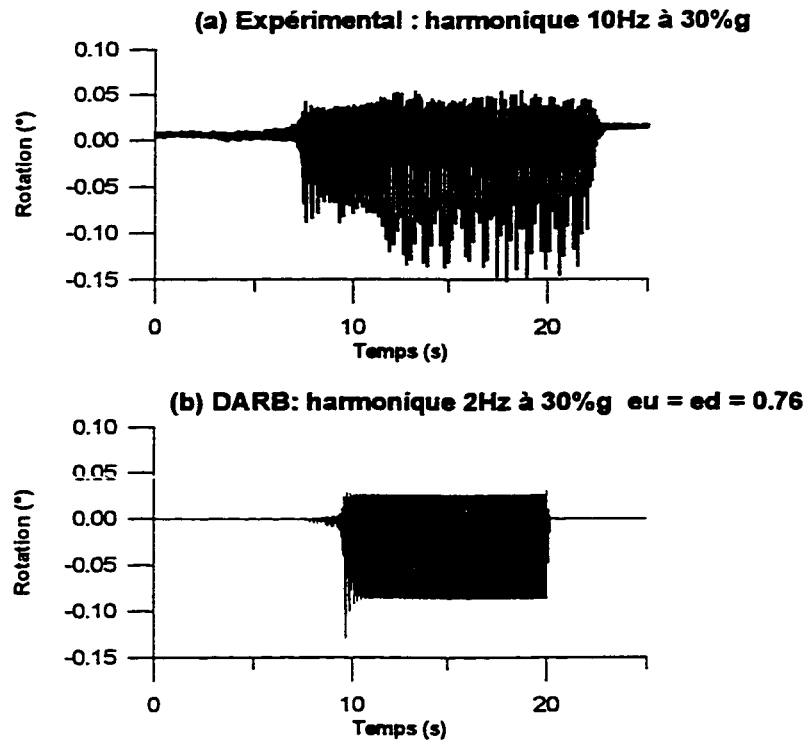


Figure 5.23: Comparaison de la rotation du bloc supérieur; (a) expérimental, (b) simulation numérique DARB avec $e_u = e_d = 0.76$ (harmonique 10Hz 30%g).

Des essais de rotation dynamique ont été effectués avec des sollicitations harmoniques à 10 Hz pour déterminer l'influence du contenu fréquentiel sur la réponse du bloc supérieur. La figure 5.23(a) présente un essai de rotation pour une sollicitation de 10 Hz à 30% g. La rotation maximale du bloc supérieur est de 0.15° , produisant une ouverture de 2.5 mm, ce qui est négligeable. La simulation numérique a été effectuée avec un coefficient de restitution d'impact de 0.76 à l'amont et à l'aval. La rotation maximale obtenue est de 0.15° mais elle ne se produit pas au même moment que la rotation maximale de l'essai expérimental. De plus, cette rotation se produit qu'une seule fois dans la simulation numérique alors qu'elle se produit plusieurs fois expérimentalement.

Le coefficient de restitution d'impact a une très grande influence sur la réponse du spécimen lors des simulations numériques. La figure 5.24 montre une simulation sous une sollicitation à 2 Hz avec 30%g d'amplitude pour $e = 0.76$ (fig. 5.24(a)) et $e = 0.77$ (fig. 5.24(b)). La réponse du spécimen est très différente dans les deux cas. Le coefficient de restitution d'impact de 0.77 induit une rotation du bloc hors phase avec l'excitation à la base.

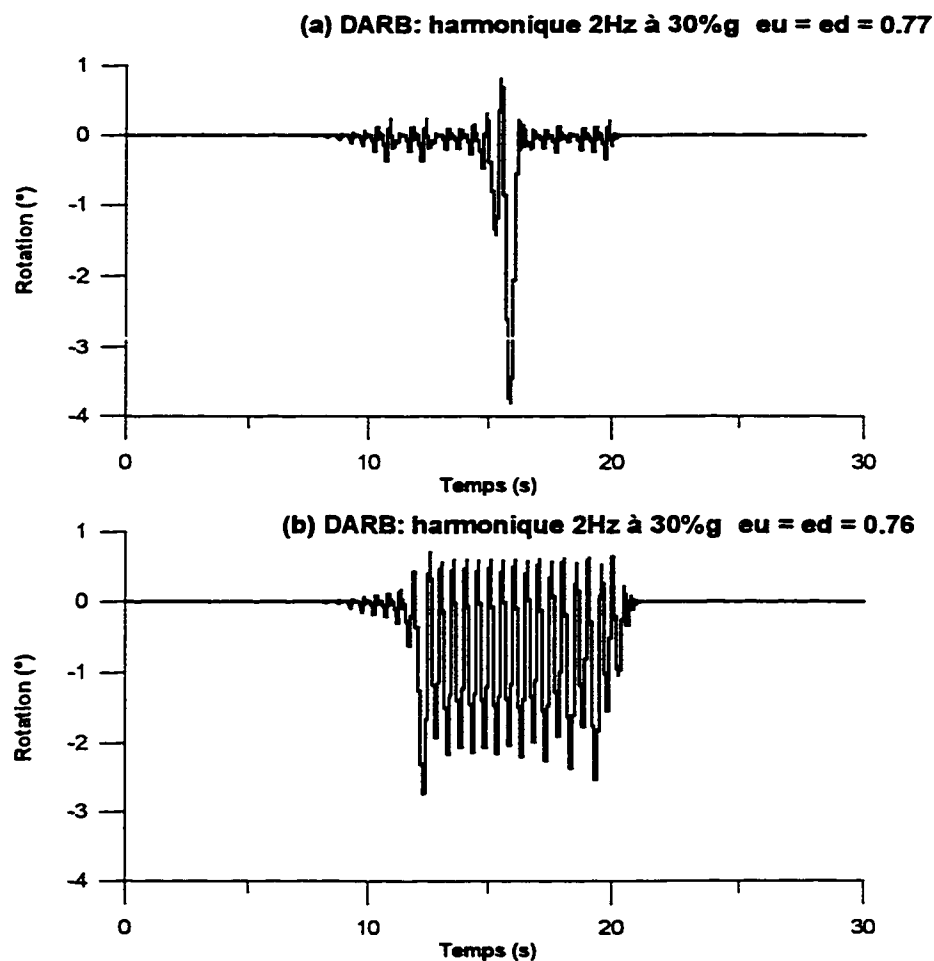


Figure 5.24 : Influence du coefficient de restitution sur la réponse du bloc supérieur :
(a) réponse avec $e_u=e_d=0.77$; (b) réponse avec $e_u=e_d=0.76$.

Des simulations numériques ont été effectuées avec le logiciel WORKING MODEL mais ces simulations n'arrivent pas à bien reproduire ce qui s'est produit au laboratoire. La méthode que le logiciel utilise pour faire la gestion de l'impact n'est pas

documentée dans le manuel d'utilisation du logiciel. De plus, des coefficients de pénalité (grande rigidités de contact normal et tangentielle) sont sans doute utilisés pour éviter l'interpénétration des surfaces du joint lorsque le spécimen se met en rotation et qu'il y a un impact, avec $e = 0.76$ le bloc rebondit et se met en vol libre, ce qui influence la réponse et ne permet pas d'obtenir de bons résultats lors des simulations sous sollicitations harmoniques.

5.6 Synthèse et conclusions

• Fissuration

Deux spécimens ont été construits et deux méthodes différentes ont été utilisées pour induire la rupture des joints.

Sous chargement harmonique la rupture observée est de type fragile. Cette rupture fragile est provoquée par la succession d'impulsions à grande amplitude (2.1g) et il y a un glissement résiduel très important. Lorsque le spécimen est soumis à une excitation sismique (Saguenay historique, 1988, $APS = 0.46g$), la rupture observée est de type progressive et le glissement résiduel est petit (27mm).

Donc, pour induire une rupture fragile du spécimen, celui-ci doit être soumis à une succession d'impulsions de fortes intensités. Une impulsion n'est peut-être pas assez pour induire une fissuration totale dans le joint de reprise de bétonnage. Dû à la nature aléatoire des séismes, il est difficile de prévoir l'endommagement que peut subir un barrage.

Le glissement résiduel est directement lié à l'historique du séisme après fissuration totale du joint de reprise de bétonnage. L'amplitude doit dépasser l'accélération critique de glissement pour produire un glissement résiduel.

Le spécimen #2 avait un joint intact lorsque mis sur la table vibrante et il avait alors une fréquence naturelle de 50 Hz. Le spécimen #3 a probablement été endommagé lors du transport sur la table vibrante et ceci a été noté lorsque des essais de fréquence naturelle ont été effectués. Le spécimen #3 avait une fréquence naturelle de 30 Hz avant fissuration. L'endommagement était partiel, car aucune fissure n'était apparente lors de la mise en place et le joint de reprise de bétonnage possédait encore une résistance.

La fissuration du spécimen peut être fragile (instantanée) ou progressive selon le type d'excitation imposé. La fissuration a été de type fragile pour le spécimen avec joint de reprise de bétonnage #2 lorsque soumis à une accélération harmonique de 10 Hz à 2.1g. Cette rupture fragile est provoquée par la succession d'impulsions à grande amplitude (2.1g). Il est possible que si une impulsion à 2.1g est appliquée sur le spécimen, il y ait probablement fissuration totale mais peu ou pas de glissement. Pour ces essais, le glissement final n'a pas été déterminé car le bloc supérieur a trop glissé et est venu butter contre le système de guidage. Donc, le glissement après fissuration est fonction de l'historique qui est appliqué sur le spécimen après fissuration.

Pour ce qui est du spécimen avec joint de reprise de bétonnage #3, celui a été fissuré avec le séisme du Saguenay historique de 1988 (APS = 0.13g). Une approche progressive a été utilisée pour fissurer le spécimen. Il a fallu appliquer une accélération de 0.26g pour noter une première fissuration partielle du spécimen. Cette accélération semble basse comparativement à l'accélération de 2.1g mais il ne faut pas oublier que le joint était endommagé. La fissuration a été progressive et la rupture totale du joint s'est produite à 350 % l'amplitude du séisme original. Le glissement final du spécimen après fissuration était de 27 mm. Donc le type de fissuration qui sera induit dans une structure dépend des caractéristiques de l'excitation à la base. Une excitation soutenue provoque une fissuration rapide et un glissement appréciable. Une excitation aléatoire (séisme) peut induire une fissuration partielle ou totale (qui peut être influencée par l'accélération de pointe au sol) et un glissement mineur ou majeur qui dépend de l'historique du séisme après la fissuration.

- **Logiciels**

Trois logiciels ont été utilisés pour étudier le glissement des spécimens avec joints de reprises de bétonnage : (a) INTRFACE, (b) DARB et (c) WORKING MODEL. Le logiciel INTRFACE (Fronteddu, 1997) exécute l'analyse par la méthode des éléments finis avec des éléments "gap-friction" pour simuler les discontinuités dans la structure. Les résultats obtenus avec ce logiciel sont bons mais, pour un coefficient de friction donné, ils surestiment la valeur du glissement final par rapport aux autres logiciels. Ceci peut provenir du fait qu'il y a un problème d'amplification dynamique mal contrôlé par l'amortissement visqueux global. L'utilisation d'amortisseurs nécessaires à l'interface du joint pour la stabilité numérique de la solution, dissipe de l'énergie lorsque le joint ouvre. Cette dissipation d'énergie peut avoir un effet sur la réponse du spécimen. Néanmoins, le logiciel permet d'obtenir une évaluation de la borne supérieure qui peut se produire dans une structure.

Le logiciel DARB (Cipolla, 1998) sous-estime la valeur du glissement. Le câble est remplacé par une force constante, il n'existe donc pas d'amplification dynamique de la masse suspendue ce qui cause la sous-estimation du glissement final. Pour que le logiciel soit utilisable pour l'étude de cas réels, il faut introduire les effets hydrodynamiques de l'eau (masses ajoutées de Werstergaard) pour obtenir une meilleure évaluation du glissement et de la rotation du bloc supérieur lors des analyses. Le grand avantage de ce logiciel est le temps de calcul. En quelques minutes, une analyse de glissement peut être effectuée et l'ordre de grandeur du glissement qui peut se produire est obtenu. Les résultats obtenus avec ce logiciel sont, par contre, très sensibles au coefficient de frottement sélectionné.

Les simulations avec le logiciel WORKING MODEL permettent d'obtenir les meilleurs résultats à l'aide de coefficients de friction représentatifs des essais statiques, lorsque ces coefficients sont ajustés pour les sollicitations dynamiques ($\mu = 0.92\mu_{\text{stat}}$) car la courbe de transition entre le coefficient statique et dynamique n'est pas connue. La réponse dynamique du système de câble et poulie est bien représentée en conjonction avec le

comportement de corps rigides des spécimens. Toutes les analyses ont été effectuées avec ce logiciel car les résultats sont plus près des résultats expérimentaux et le logiciel et les modèles sont facilement créés avec l'interface graphique. Le temps de calcul est relativement rapide (2h) par rapport à une analyse par éléments finis (10h à 24h).

- **Résultats expérimentaux et numériques**

- (a) **Contenu fréquentiel de l'excitation**

Lors des analyses sismiques, les résultats numériques semblent bien reproduire les résultats expérimentaux. Le contenu fréquentiel de l'excitation a une très grande influence sur le glissement final du spécimen. Pour une même accélération de pointe au sol, le spécimen glisse 10 fois plus lorsque soumis à un séisme à basse fréquence (El Centro, 1940) par rapport à un séisme à haute fréquence (Saguenay historique, 1988). En comparant des séismes de même contenu fréquentiel (Saguenay historique, Saguenay modifié, Synthétique) et de même accélération de pointe au sol, le glissement final du spécimen est du même ordre de grandeur.

Les résultats des excitations harmoniques à 2 Hz et 10 Hz confirment l'importance du contenu fréquentiel sur le glissement résiduel du spécimen. Par exemple le glissement pour une excitation harmonique à 2Hz est 30 fois supérieur au glissement d'une excitation à 10Hz pour une même accélération de pointe au sol (10 % g).

L'accélération de pointe au sol n'est pas le facteur prédominant dans l'analyse de glissement. Il n'est pas un bon indicateur pour l'estimation du glissement résiduel qui peut se produire. Le facteur qui contrôle le glissement est la fréquence d'excitation. La magnitude du glissement est une fonction de l'aire sous la courbe d'accélération lorsque l'accélération critique de glissement est dépassée. Plus cette aire est grande, plus le glissement résiduel est grand. L'aire sous la courbe est directement liée à la fréquence de l'excitation et c'est pour cette raison que le glissement pour des excitations à basses fréquences (périodes plus longues) est plus élevé que le glissement à hautes fréquences (périodes plus courtes).

Il est très difficile de développer une formulation empirique pour évaluer le glissement résiduel. Il faut utiliser des formulations mathématiques avancées pour obtenir des résultats qui évaluent bien le résultat final du glissement. Ces formulations doivent tenir compte de la fréquence de l'excitation, de l'accélération critique de glissement, de l'amplitude de l'excitation et de la durée de l'excitation.

(b) Amplitude

Des difficultés ont été encourues lors des simulations numériques à basses fréquences et grandes amplitudes. Des différences de l'ordre de 8 % ont été notées pour le glissement final lors des essais du séisme d'El Centro à grande amplitude pour le spécimen #2. Le spécimen #3 donne des différences de l'ordre de 50% sur le glissement final pour ce même séisme à forte amplitude. Pour les simulations avec l'accélérogramme historique du Saguenay, la différence entre les glissements expérimentaux et calculés diminue lorsque l'on augmente l'amplitude. À faible amplitude la différence est de 77% (0.54mm numérique vs. 2.43 mm expérimental) tandis qu'à grande amplitude la différence est seulement de 2% pour le spécimen #2 (83mm numérique vs 81mm expérimental). Les résultats du spécimen #3 sont plus stables, la différence à basse amplitude est seulement de 11% (0.78mm numérique vs. 0.7mm expérimental) tandis qu'à forte amplitude, la différence est réduite à 6% (98.4mm numérique vs. 92.9mm expérimental), ce qui semble être très acceptable. On peut conclure que les résultats obtenus avec les simulations numériques permettent donc de bien reproduire les résultats expérimentaux pour des sollicitations sismiques.

Les simulations numériques pour des excitations harmoniques à 10 Hz arrivent à bien reproduire les résultats expérimentaux avec $\mu=0.92\mu_{\text{stat}}$. Un plus grand nombre d'essais aurait dû être effectués pour mieux analyser le comportement (incrément d'amplitude de 5 % g au lieu de 10 % g). Pour ce qui est des excitations à 2 Hz, les résultats sont acceptables pour de faibles amplitudes (10 % g) mais les résultats divergent lorsque de grandes amplitudes sont appliquées (>10 % g). Le fait d'utiliser une faible fréquence qui induit trop de dynamisme dans le modèle (résonance) combiné à une forte amplitude

produit une divergence de la solution numérique. Les résultats des simulations numériques seraient probablement meilleurs si la courbe de transition entre le coefficient de frottement statique et dynamique était connue. Lors des analyses numériques, le coefficient de frottement utilisé a été de $\mu=0.92\mu_{\text{stat}}$, ce qui diminue l'accélération critique pour initier le glissement. Ceci a comme effet de faire glisser le spécimen plus rapidement lors des simulations numériques et d'obtenir un glissement trop élevé. Donc, pour avoir de meilleurs résultats, une formulation de la valeur du coefficient de frottement doit être développée en fonction de la vitesse de glissement du bloc.

L'accélération critique de glissement est très sensible au coefficient de frottement utilisé pour l'analyse numérique. Le glissement résiduel est très influencé par le rapport A_c/A (accélération critique de glissement/amplitude de l'accélération). Lorsque l'accélération critique de glissement est dépassée, les paramètres qui gouvernent le glissement sont l'amplitude de l'impulsion et la durée de l'impulsion excédant l'accélération critique de glissement pour des excitations à basses fréquences. Pour des excitations à hautes fréquences, c'est l'amplitude qui contrôle le glissement car la durée de l'impulsion est courte. Donc, pour avoir un glissement significatif il faut que l'amplitude soit forte.

Les essais d'impulsions simples et doubles viennent confirmer l'influence du contenu fréquentiel et de l'amplitude. Des essais d'impulsions à 2 Hz et à 10 Hz ont été effectués à des amplitudes variables. Pour obtenir un glissement de 14 mm (expérimentalement) avec une impulsion simple à 10 Hz, il faut imposer une accélération de 50 %g. Pour obtenir un glissement de 14 mm (expérimentalement) avec une impulsion simple à 2 Hz il faut une accélération de 15 %g seulement. Ce résultat confirme clairement que l'amplitude gouverne le glissement à haute fréquence et que la durée des impulsions gouverne le glissement pour les excitations à basse fréquence. Le glissement final pour une impulsion simple à 2 Hz à 50%g est 10 fois supérieur au glissement d'une impulsion simple à 10 Hz de même amplitude. Pour les essais avec impulsion double, le glissement pour des essais à 2 Hz donne un glissement 8 fois supérieur au glissement obtenu avec des impulsions à 10 Hz de même amplitude.

Les points importants à retenir sont :

1. L'accélération de pointe au sol n'est pas le seul indicateur du glissement résiduel qui peut se produire.
2. Le glissement résiduel est contrôlé par la fréquence et l'amplitude de l'excitation.
3. Pour des excitations à haute fréquence, un glissement résiduel est susceptible de se produire pour de grandes amplitudes d'excitation.
4. Pour des excitations à basse fréquence, un glissement résiduel important est susceptible même pour des excitations de faibles amplitudes.
5. Le coefficient de frottement est un facteur très important dans l'évaluation du glissement final. Le glissement résiduel est réduit avec l'augmentation du rapport A_{cr}/A .
6. Une formulation mathématique simple n'est pas adéquate pour évaluer le glissement résiduel. L'évaluation du glissement doit tenir compte de la fréquence d'excitation, de l'amplitude de l'excitation, de l'accélération critique de glissement et de la durée de l'excitation.

- **Coefficient de frottement**

Le coefficient de frottement est le facteur qui a le plus grand effet sur le glissement final obtenu lors des simulations numériques. Une réduction de 1/10 du coefficient de frottement produit un glissement final 10 fois supérieur. Le coefficient de frottement effectif pour une interface est difficilement déterminable d'une structure réelle. On doit donc procéder à des analyses paramétriques pour borner la valeur maximale de glissement en fonction de l'incertitude sur la caractérisation de la résistance frictionnelle de l'interface.

Dans le cas présent d'un joint froid lisse et sec, la valeur du coefficient de frottement effectif qui permet d'obtenir une bonne corrélation entre les résultats expérimentaux et numériques est de $\mu=0.92*\mu_{stat}$. Il est préférable d'utiliser une seule valeur pour le

coefficient de frottement statique et dynamique afin de simplifier les analyses en égard à l'incertitude inhérente à l'évaluation de ces coefficients et celle reliée à la courbe de transition entre les deux types de coefficients.

Coefficient de restitution d'impact

Trois méthodes ont été exposées dans ce chapitre pour estimer le coefficient de restitution d'impact "e". Dans la première méthode, on pose le coefficient de restitution d'impact aval et amont égal à 0.5. Dans la deuxième méthode (Chen et al., 1982), on calcule le coefficient e en tenant compte de l'inertie de rotation du bloc. Dans la troisième méthode (Chopra et Zhang, 1991), on propose une formulation pour e en fonction de la pente aval du barrage. Des simulations numériques ont été effectuées avec ces trois méthodes mais aucune d'elle n'a reproduit la rotation expérimentale du spécimen. Aucune méthode ne fait intervenir le type de matériau constituant le joint. Ceci semble être un aspect qui mérite d'être examiné plus en détails lors d'études futures.

La valeur du coefficient de restitution d'impact, e, qui permet de mieux simuler les résultats expérimentaux est de 0.76. Cette valeur permet de reproduire les rotations maximales du bloc supérieur. Les résultats numériques sont très sensibles à la variation du coefficient de restitution d'impact "e" lors des analyses de rotation. Les comportements calculés pour un coefficient de 0.76 et de 0.77 sont très différents! Il n'est pas possible, d'après les essais expérimentaux, de déterminer une formulation générale qui permettrait d'estimer avec plus de confiance le coefficient e. Il faudrait effectuer des essais expérimentaux avec différents matériaux pour des spécimens de mêmes géométries afin d'être en mesure d'obtenir une formulation générale pour définir le paramètre e.

CHAPITRE VI

Conclusions

6.1 Sommaire du mémoire

La revue de la littérature a permis de mettre en évidence les problèmes qu'ont subi certains barrages qui ont été soumis à des séismes de forte intensité. Les barrages de Koyna (Inde), de Xinfengjiang (Chine) et de Menjil (Iran) démontrent que les barrages peuvent subir de l'endommagement lors des séismes. Ces endommagements étaient reliés à la fissuration du béton principalement près de la crête et à l'interface béton-rocher. Les évidences expérimentales ont résumé les travaux effectués sur le problème de fissuration et ont permis de fixer le type de matériaux (béton) et la géométrie des spécimens utilisés dans la présente étude. Les évidences numériques ont permis d'examiner la performance des différentes méthodes disponibles pour effectuer des analyses non-linéaires de barrages fissurés et de retenir deux méthodes pour cette étude : la méthode des corps rigides et la méthode des éléments finis avec des éléments de type "gap-friction". Les points importants à retenir sont :

- Deux profils de fissuration sont généralement observés pour les ouvrages-poids; le premier est l'interface barrage-fondation et le second près de la crête aux joints de reprises de bétonnage. Ceux-ci introduisent des faiblesses dans les barrages et constituent le point d'amorce de la fissuration lors de séismes de forte ou moyenne intensité.
- Malgré la possibilité de fissuration à la base ou en crête, on n'a pas observé de glissement pour les ouvrages qui ont subi une fissuration.
- La préparation de la surface des joints de reprises de bétonnage a une incidence importante sur la résistance à la traction, la cohésion et la friction qui peuvent être développées aux joints.

A part le problème de fissuration qui dépasse le cadre de cette recherche, l'objectif principal de cette étude était d'obtenir une base de données expérimentale pour corroborer les simulations numériques de glissement et de rotation se produisant aux joints de reprises de bétonnage pour des ouvrages lorsque soumis à un séisme, à une excitation harmonique ou à une impulsion. Pour le cas présent, deux méthodes ont été utilisées pour analyser le problème de glissement et de rotation. La première méthode est la méthode des éléments finis (théorie de petits déplacements) qui utilise des éléments à fissuration diffuse et la seconde est la méthode des corps rigides non déformables (grands déplacements). Finalement on voulait déterminer l'influence du contenu fréquentiel, de la durée et de l'amplitude de l'excitation sur le comportement du bloc supérieur du spécimen.

Trois logiciels ont été utilisés pour effectuer l'analyse du comportement des spécimens. Le premier logiciel est INTRFACE (Fronteddu, 1997) basé sur la méthode des éléments finis. Il permet de simuler des discontinuités dans un barrage par des éléments de type "gap-friction". Le deuxième logiciel utilisé pour analyser le comportement du bloc supérieur est le logiciel DARB. Ce logiciel a été développé dans le cadre de cette recherche pour effectuer l'analyse du glissement seul et de la rotation seule à partir des équations de mouvement de corps rigides présentées dans la littérature (Chopra et Zhang (1991), Saini et Krishna (1973), Tso et Wong (1987), Chen et al. (1982)). Finalement, on a utilisé le logiciel commercial WORKING MODEL (Knowledge Revolution, 1996) qui permet d'effectuer l'analyse de corps rigides. La performance des trois logiciels est discutée dans les sections qui suivent.

Deux spécimens d'une hauteur de 3.4 m ont été fabriqués avec un béton conventionnel ayant une résistance à la compression d'environ 15 MPa. La géométrie des spécimens est celle d'un barrage-poids type avec un corps triangulaire et une crête carrée. Deux entailles ont été effectuées : une sur le parement amont et l'autre sur le parement aval, à 1 m de la base du spécimen. Le joint de reprise de bétonnage (joint froid) a été introduit à cette même hauteur. Le temps écoulé entre la coulée des deux parties du spécimen

était de trois jours. La base du spécimen a été coulée en position horizontale et la partie supérieure en position verticale pour obtenir une meilleure cohésion au niveau du joint.

Après la rupture du joint de bétonnage, trois types d'excitation ont été appliqués à l'aide de la table vibrante pour déterminer l'influence des paramètres de l'excitation sur la réponse du spécimen:

- Des excitations harmoniques à 2 Hz et à 10 Hz.
- Des sollicitations sismiques (Saguenay historique (1988), El Centro (1940), Nahanni (1985), Saguenay modifié, Synthétique).
- Des impulsions simples et doubles à 2 Hz et à 10 Hz.

6.2 Conclusions

6.2.1 Programme expérimental

Le type de rupture qui peut se produire à un joint de reprise de bétonnage lié (avec cohésion) dépend du type de sollicitation imposée. La rupture est de type fragile lorsque le spécimen est soumis à une sollicitation harmonique et le glissement résiduel est très élevé à cause de l'historique de l'excitation après-fissuration. Une accélération de 2.1g a été nécessaire pour induire une fissure complète dans un des spécimens. Lorsque le spécimen a été fissuré avec une excitation sismique, la rupture a été de type progressif et le glissement résiduel était petit. La rupture totale (fissuration et glissement) du joint dépend donc en partie de l'historique de l'accélérogramme appliqué. Une fois le spécimen fissuré, le glissement ne peut se produire que si l'accélération au joint de reprise de bétonnage dépasse l'accélération critique de glissement. Puisqu'un séisme est très aléatoire, il est difficile de prévoir avec exactitude le glissement résiduel qui peut se produire au joint. Le glissement est toujours dans la direction aval à cause de la présence de la charge horizontale.

Le coefficient de frottement existant à l'interface béton-béton dépend en grande partie de la préparation du joint. Un joint préparé au jet d'eau permet d'obtenir un coefficient plus élevé à l'interface qu'un joint sans préparation (Fronteddu, 1997). Dans le cas présent, un joint lisse a été obtenu puisqu'aucune préparation du joint n'a été effectuée. Le coefficient de frottement statique mesuré variait entre 0.67 et 0.7. La valeur du coefficient de frottement a diminué avec le nombre d'essais effectués puisque les spécimens fissurés ont été utilisés pour tous les essais de glissement. Ceci a eu une influence sur l'accélération critique requise pour induire le glissement et, par conséquent, sur le glissement résiduel qui peut se produire. Le coefficient de frottement dynamique, μ_{dyn} est difficilement déterminable puisqu'il est fonction de la vitesse de glissement du bloc. Une bonne approximation de ce coefficient peut être obtenue en utilisant $0.85\mu_{stat}$ (Fronteddu, 1997). Il est cependant nécessaire d'effectuer des essais plus approfondis pour être en mesure de déterminer la courbe de transition entre le coefficient de frottement statique et dynamique pour obtenir une meilleure corrélation entre les essais expérimentaux et les simulations numériques. De plus, la présence d'eau dans le joint, une condition susceptible de se produire en pratique, pourrait sans doute influencer les caractéristiques frictionnelles du joint. L'évaluation de la présence d'eau sur la résistance du cisaillement des joints de reprise de bétonnage pourrait faire l'objet d'études futures.

Les essais avec des sollicitations sismiques montrent clairement que le glissement résiduel est plus élevé (approximativement 10 fois) pour un séisme à basse fréquence comparé à un séisme à haute fréquence, pour une même accélération de pointe au sol et une même durée. À cette fin, des séismes caractérisant l'est et l'ouest Canadien ont été appliqués pour déterminer l'influence de la fréquence et de l'amplitude de l'excitation sur le glissement résiduel. Ces essais démontrent que l'accélération de pointe au sol n'est pas le facteur prédominant dans l'évaluation du glissement et on ne peut estimer le glissement résiduel avec ce paramètre seul. Les trois facteurs qui contrôlent le glissement sont la fréquence d'excitation, l'accélération critique, A_{cr} , nécessaire pour induire le glissement, et la durée de l'excitation. La magnitude du glissement est

fonction de l'aire sous la courbe de l'accélération lorsque l'accélération critique de glissement est dépassée. Le glissement résiduel augmente alors avec l'augmentation de l'aire sous la courbe. Pour augmenter l'aire sous la courbe sans augmenter l'amplitude il faut allonger la période de l'excitation ce qui explique le glissement plus élevé à basses fréquences. Le facteur qui contrôle le glissement pour des sollicitations à hautes fréquences est l'amplitude. Les essais d'impulsions simples et doubles ont confirmé l'influence du contenu fréquentiel et de l'amplitude sur le glissement résiduel. Ces essais montrent aussi qu'une seule impulsion à grande amplitude et à basse fréquence peut induire un glissement significatif dans le spécimen (de l'ordre de quelques centimètres).

Une formulation empirique simple pour évaluer le glissement résiduel probable est difficile à obtenir dû à la nature aléatoire d'un séisme. L'analyse du glissement doit tenir compte de la fréquence de l'excitation, de l'accélération critique de glissement, de l'amplitude de l'excitation et de la durée de l'excitation. Les formulations existantes ne tiennent pas compte de l'ensemble de ces paramètres.

On a observé que le mode d'instabilité dépend en grande partie de la présence d'une force horizontale (câble et masse suspendue). Lorsque la force horizontale est présente, le mode d'instabilité est naturellement le glissement du bloc. Par contre, lorsque la force horizontale n'est pas présente, le mode d'instabilité prédominant est la rotation du bloc. Les essais ont également montré que la fréquence d'excitation a une grande influence sur la réponse du spécimen. Des rotations du bloc supérieur de plus de 3° ont été observées pour une sollicitation harmonique à 2Hz et de seulement 0.15° pour une sollicitation à 10Hz. Un facteur important dans l'évaluation de la rotation du bloc est le coefficient de restitution d'impact, e . Ce paramètre est difficile à évaluer car il est fonction de la géométrie du bloc et du type de matériau utilisé. Les relations qu'ont développées Chopra et Zhang (1991) et Chen et al.(1982) n'ont pas permis d'obtenir une bonne évaluation de ce paramètre car elles ne font pas intervenir les propriétés du matériau du bloc dans le calcul. Les simulations numériques démontrent que la réponse

du bloc est très sensible à ce paramètre. Pour certaines conditions (excitation à 2 Hz), une variation de 1/100 du coefficient de restitution permet d'obtenir deux comportements totalement différentes. Une étude plus approfondie de l'influence de ce paramètre en fonction des caractéristiques dynamiques du système à l'étude serait utile. Les essais devraient idéalement être effectués avec plusieurs matériaux et différentes géométries pour arriver à trouver la relation entre ces deux paramètres et le coefficient de restitution d'impact.

6.2.2 Résultats des analyses numériques

L'analyse du glissement a été effectuée avec deux méthodes différentes, soit la méthode des éléments finis et la méthode des corps rigides. La méthode des éléments finis donne de bon résultats mais elle tend à surévaluer le glissement qui peut se produire à l'interface béton-béton et nécessite la définition de plusieurs paramètres de rigidité et d'amortissement pour effectuer une analyse. Ces paramètres de simulation sont difficiles à évaluer pour des cas pratiques. Le temps de calcul est relativement long (10h à 24h) et le comportement obtenu est très sensible aux paramètres de calcul utilisés.

La méthode des corps rigides permet d'évaluer le glissement final plus adéquatement et est plus facile à mettre en oeuvre. Les seuls paramètres nécessaires pour effectuer une analyse sont les coefficients de frottement statique et dynamique (ou un coefficient effectif) et le coefficient de restitution d'impact. Le glissement final obtenu par la méthode des corps rigides est très sensible au coefficient de frottement utilisé pour l'analyse. Une variation de 1/10 de ce paramètre peut faire varier le glissement final du spécimen par un facteur de 4 à 5.

Le logiciel DARB sous-estime le glissement probable car l'amplification dynamique de l'effort présent dans le câble n'est pas modélisée. Par contre, il permet d'obtenir une évaluation du glissement en quelques minutes ce qui est relativement rapide comparé aux autres logiciels utilisés dans cette étude. Le modèle de barrage-poids construit en laboratoire est relativement petit comparé à une structure réelle. La méthode des corps

rigides s'applique bien ici car les déformations des corps sont très petites. Il faudrait évaluer l'applicabilité de cette méthode à une structure de plus grande dimension pour vérifier si cette méthode permet d'obtenir encore de bons résultats. Les travaux de Chopra et Zhang (1991) confirment qu'il y a effectivement une différence dans le glissement résiduel quand le corps étudié est considéré déformable ou non. Des travaux futurs devraient indiquer la taille maximale d'un barrage pour que la méthode des corps rigides soit applicable. Pour l'analyse de la rotation du bloc, DARB permet d'obtenir une meilleure approximation comparée au logiciel WORKING MODEL qui a démontré certains problèmes de convergence. Malheureusement, il est difficile d'identifier les raisons de ce comportement car l'algorithme de gestion d'impact du logiciel n'est pas documenté. Des simulations ont été effectuées avec les coefficients de restitution d'impact développés dans la littérature. Cependant, les résultats obtenus ne simulent pas les essais expérimentaux. Il a fallu augmenter le coefficient de restitution à 0.76 pour obtenir moins de perte d'énergie lors de l'impact des deux blocs.

Le logiciel WORKING MODEL permet d'obtenir les meilleurs résultats pour l'analyse du glissement. Il permet de simuler avec plus précision le montage expérimental et les paramètres intervenant dans l'analyse. Le logiciel est facile d'utilisation et la modélisation est rapide. Le logiciel est très versatile car il permet la programmation des paramètres qui influencent l'analyse et permet donc de faire varier certains coefficients durant une simulation. Le temps de calcul est relativement rapide (quelques heures) et les résultats sont présentés en temps réel. Il est donc possible de voir l'évolution de la solution à l'écran.

La réponse obtenue avec la méthode des corps rigides est plus réaliste car la position et le point d'application des vecteurs forces sont actualisés à chaque pas de temps (théorie des grands déplacements), ce qui n'est pas le cas avec une analyse par éléments finis.

Puisque la courbe de transition entre le coefficient de frottement statique et dynamique n'est pas connue, on a opté pour un coefficient effectif. Le coefficient de frottement qui permet de mieux simuler les résultats expérimentaux est de $\mu = 0.92\mu_{\text{stat}}$. Cette valeur de

μ correspond à la moyenne entre μ_{stat} et $\mu_{\text{dyn}} = 0.85\mu_{\text{stat}}$ (soit $\mu_{\text{stat}} (1+0.85)/2 \approx 0.92\mu_{\text{stat}}$). Ce coefficient est applicable pour une surface lisse (joint froid), comme dans le cas présent, mais il faudrait effectuer des essais avec un joint plus rugueux pour valider ce coefficient et être en mesure de l'utiliser pour différentes préparations de joints.

Les trois logiciels utilisés ont permis d'obtenir de bons résultats mais avec des limites dans chaque cas. Pour le cas présent, le logiciel qui a permis de mieux simuler les résultats expérimentaux de glissement est le logiciel WORKING MODEL.

RÉFÉRENCES

ARCANGELI, E., CIABARRI, P. (1994). Menjil dam rehabilitation by resin grouting and high capacity anchors. Water Power and Dam Construction, Vol.46, No.2, February, pp. 19-25.

BAKHTIN, B.M., DUMENKO, V.I. (1979). Seismic stability of a concrete gravity dam having a lightweight profile. Hydrotechnical Construction, No.5, pp.445-450.

CANADIAN ELECTRICAL ASSOCIADON (CEA). (1990a). Safety Assessment of Existing Dams for Earthquake Condidons, Background Volume C-4, Seismic Analysis of Concrete Dams, CEA No. 420 G 547, Montreal, Canada.

CANADIAN ELECTRICAL ASSOCIATION (CEA). (1990b). Safety Assessment of Existing Dams for Earthquake Conditions, Background Volume B-I, Ground Motion Evaluation, CEA No. 420 G 547, Montreal, Canada.

CHEN, H.Q, HOU, S.Z., QI, J.-H. (1982). Dynamic stability analysis of cracked top portion of the Xienfengjiang concrete diamond head buttress dam. Proc. US-PRC Workshop on Earthquake Engineering, Harbin (PRC), Acad. Sinica B. 2, pp. 1-20.

CHAVEZ, J.W., FENVES, G.L. (1993). Earthquake analysis and response of concrete gravity dams including base sliding. Earthquake Engineering Research Center, University of Califomia, Berkeley, USA, Report No. UCB/EERC-93/07.

CHOPRA, A.K., ZHANG, L. (1991). Earthquake-induced base sliding of concrete gravity dams. ASCE Journal of Structural Engineering, Vol. 1 17, No. 12, pp. 3698-3719.

CLOUGH, R.W., AND PENZIEN J. (1993). Dynamics of structures second edition, Mc Graw Hill

DONLON, W.P, HALL, J.F. (1991). Shake table study of concrete gravity dam monoliths. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol.20, pp.769-786.

EL-AIDI, B., AND HALL, J.F. (1989). Non-linear earthquake response of concrete gravity dams, part 1: modelling, & part 2: behaviour. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 18: 837-851, 853-865.

FRONTEDDU, L. (1997). Experimental and numerical evaluation of the effect of concrete lift joints on static and seismic response of gravity dams. Report No. EPM/GCS-1997-12, Department of Civil Engineering, Ecole Polytechnique, Montreal.

INDERMAUR, W., BRENNER, R.P., ARASTEH, T. (1992). The effects of the 1990 Menjil earthquake on Sefi Rud buttress dam. Dam Engineering, Vol.II, No.4, pp.275-305.

LÉGER, P., LECLERC, M. (1996). Evaluation of earthquake ground motions to predict cracking response of gravity dams. Engineering Structures, Vol.18, No.3, pp.227-239.

LYATKHER, V.M., KAPTSAN, A.D., SEMENOV, I.V. (1977). Seismic stability of the Toktogul Dam. Hydrotechnical Construction, No.2, pp.8-14.

MIR, R.A., TAYLOR, C.A. (1996) An investigation into the base sliding response of rigid concrete gravity dams to dynamic loading, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol.25, pp.79-98.

MIR, R.A., TAYLOR, C.A. (1995). An experimental investigation into earthquake-induced failure of medium to low height concrete gravity dams. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol.24, pp.373-393.

OHNISHI Y., MIMURO T., TAKEWAKE N., YOSHIDA J., (1985), Verification of input parameters for distinct element analysis, Proceedings of the international symposium on fundamentals of rock joints, Björkliden, pp. 205-214.

STEWART, J.P., BRAY, J.D, SEED, R.B., SITAR, N. (1994). Preliminary report on the principal geotechnical aspects of the January 17, 1994 Northridge Earthquake. Earthquake Engineering Research Center, Report No. UCB/EERC-94-08.

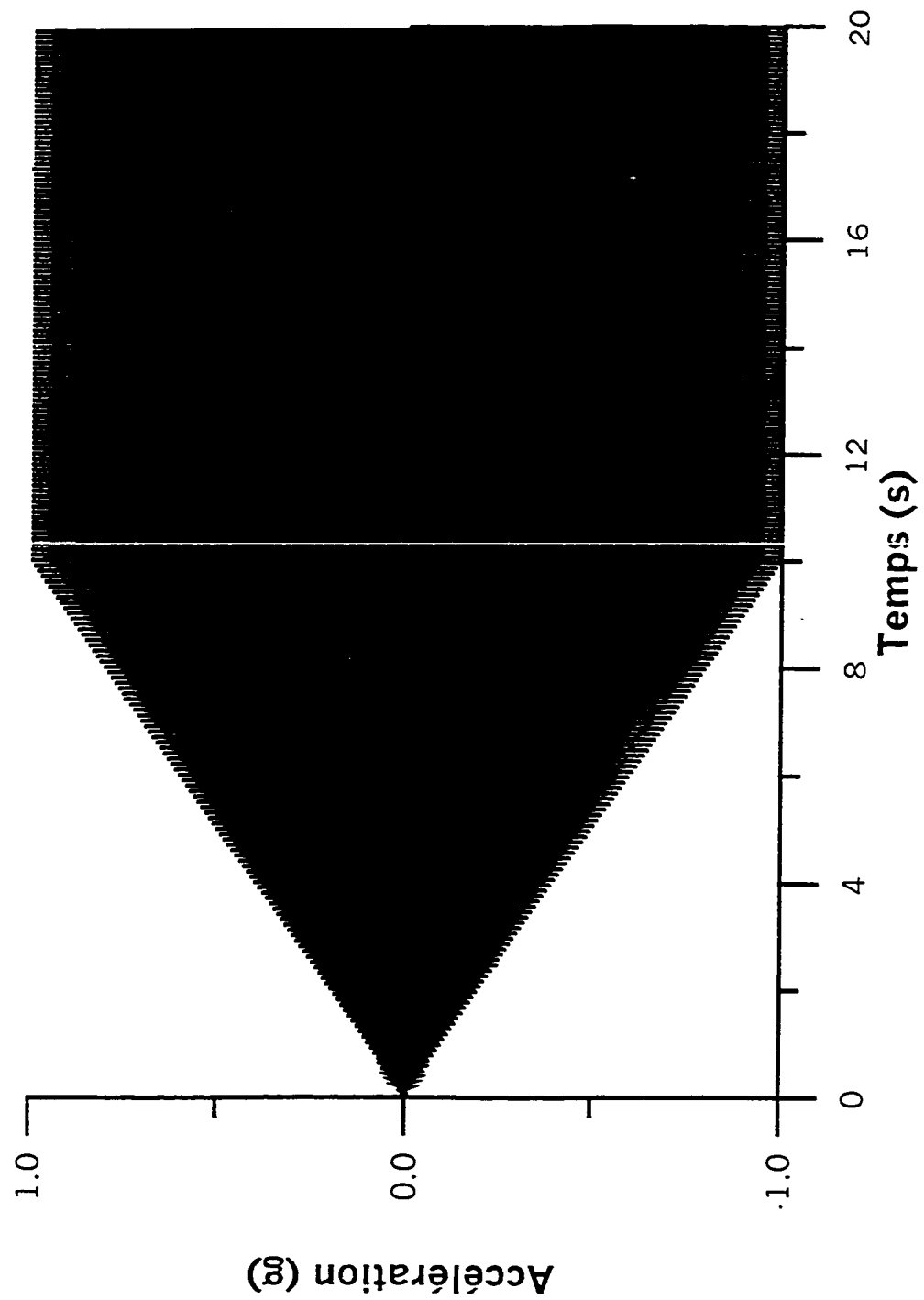
UNITED STATES COMMITTEE ON LARGE DAMS (USCOLD), Committee on Earthquakes. 1992. Observed Performance of Dams During Earthquakes.

WORKING MODEL USER MANUAL, KNOWLEDGE REVOLUTION, (1996).

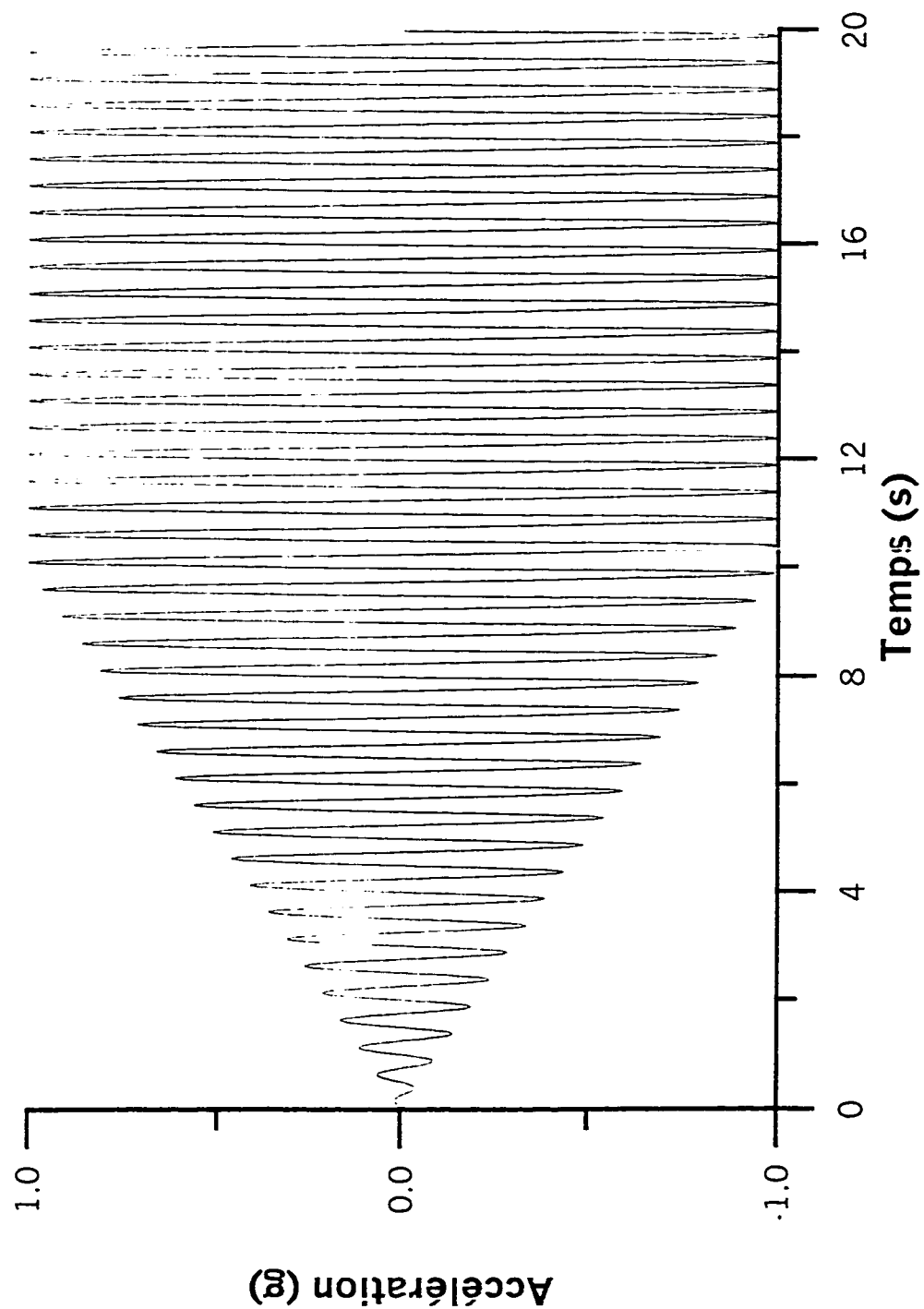
ZADNIK, B., PASKALOV, T. (1992). Dam stability and time-dependent coefficient of friction. Proceedings 10 World Conference on Earthquake Engineering, Madrid, Spain, pp.4633-4638.

ANNEXE A

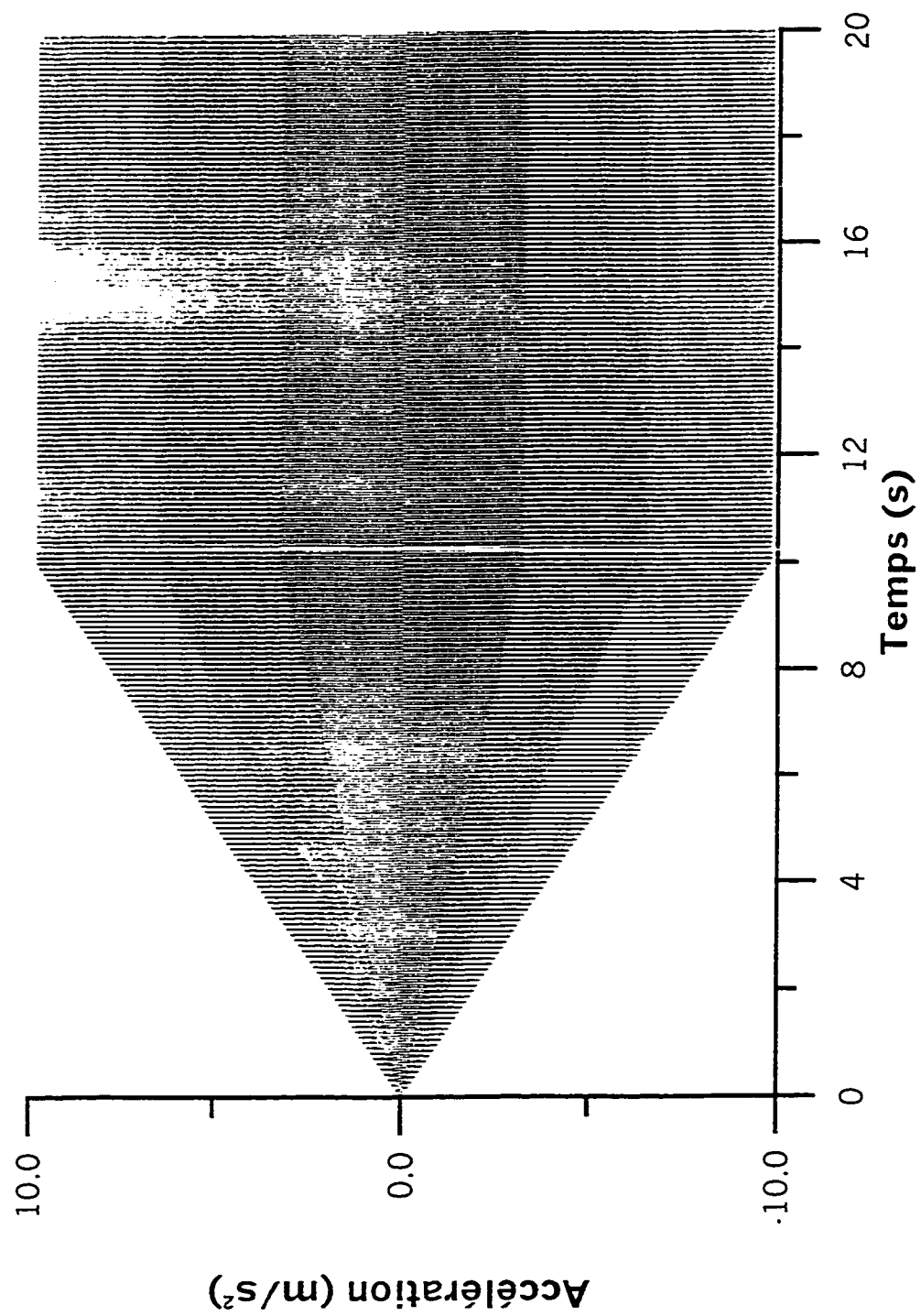
Harmonique 10Hz



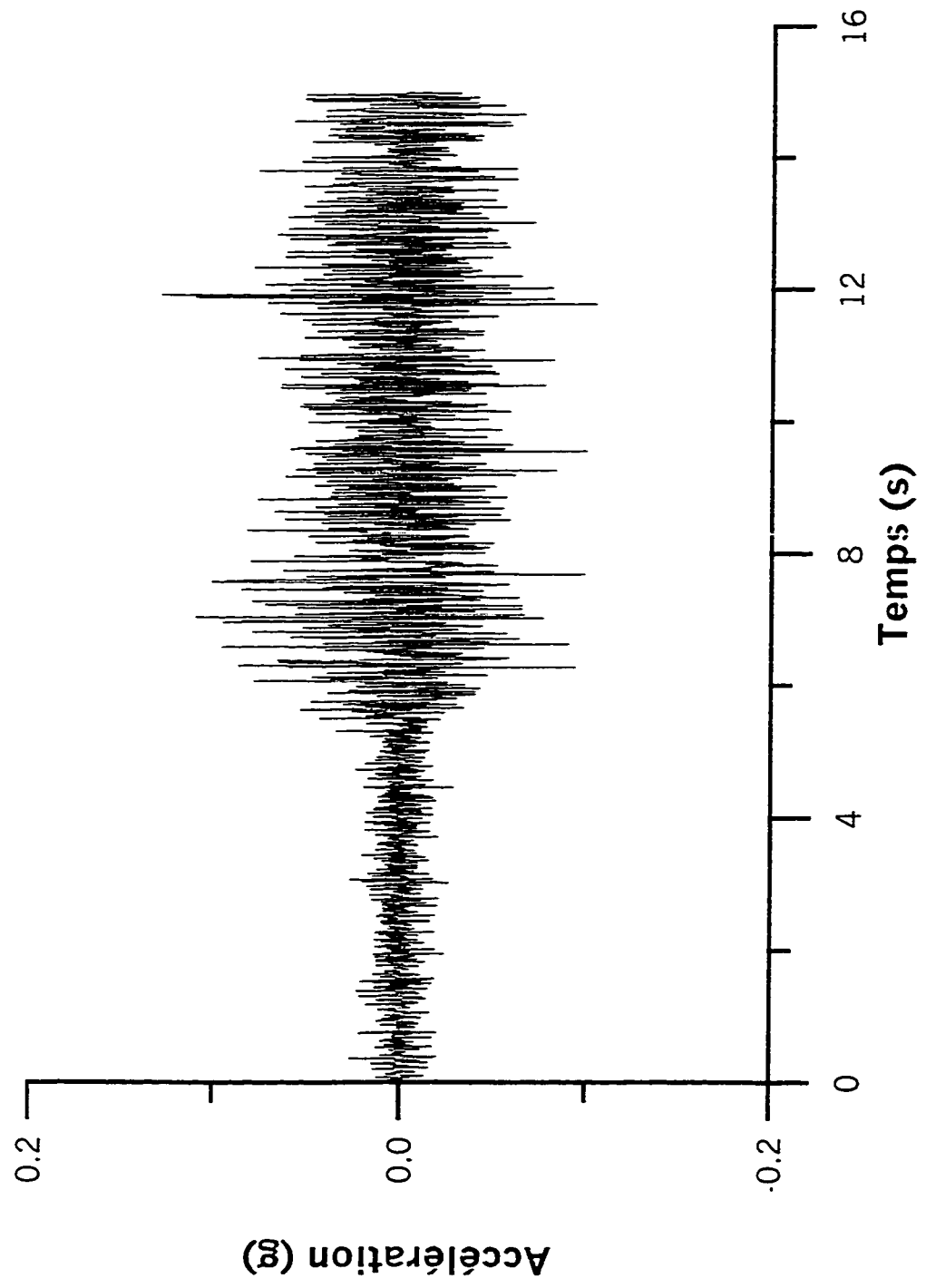
Harmonique 2 Hz



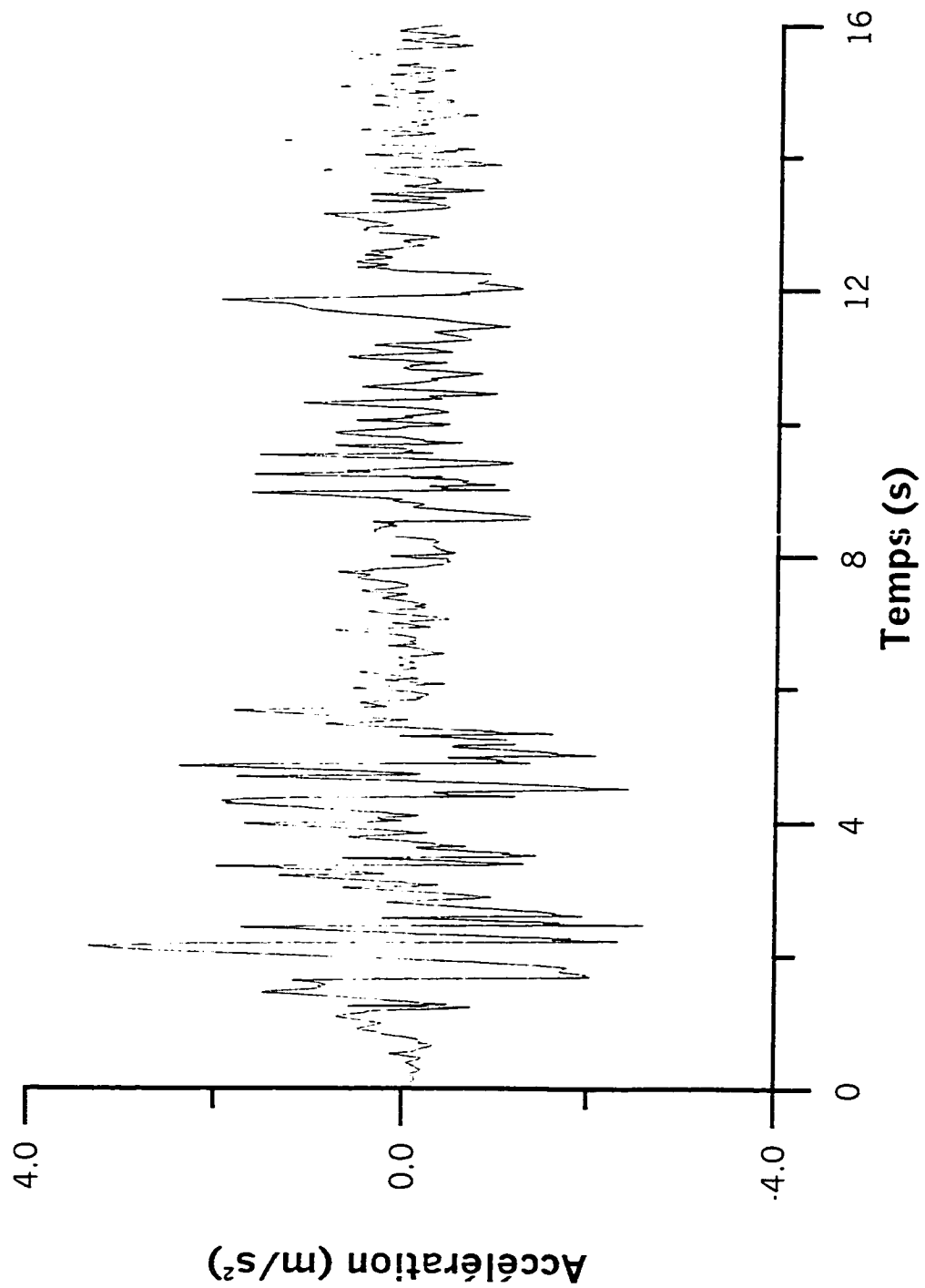
Périodique 10 Hz



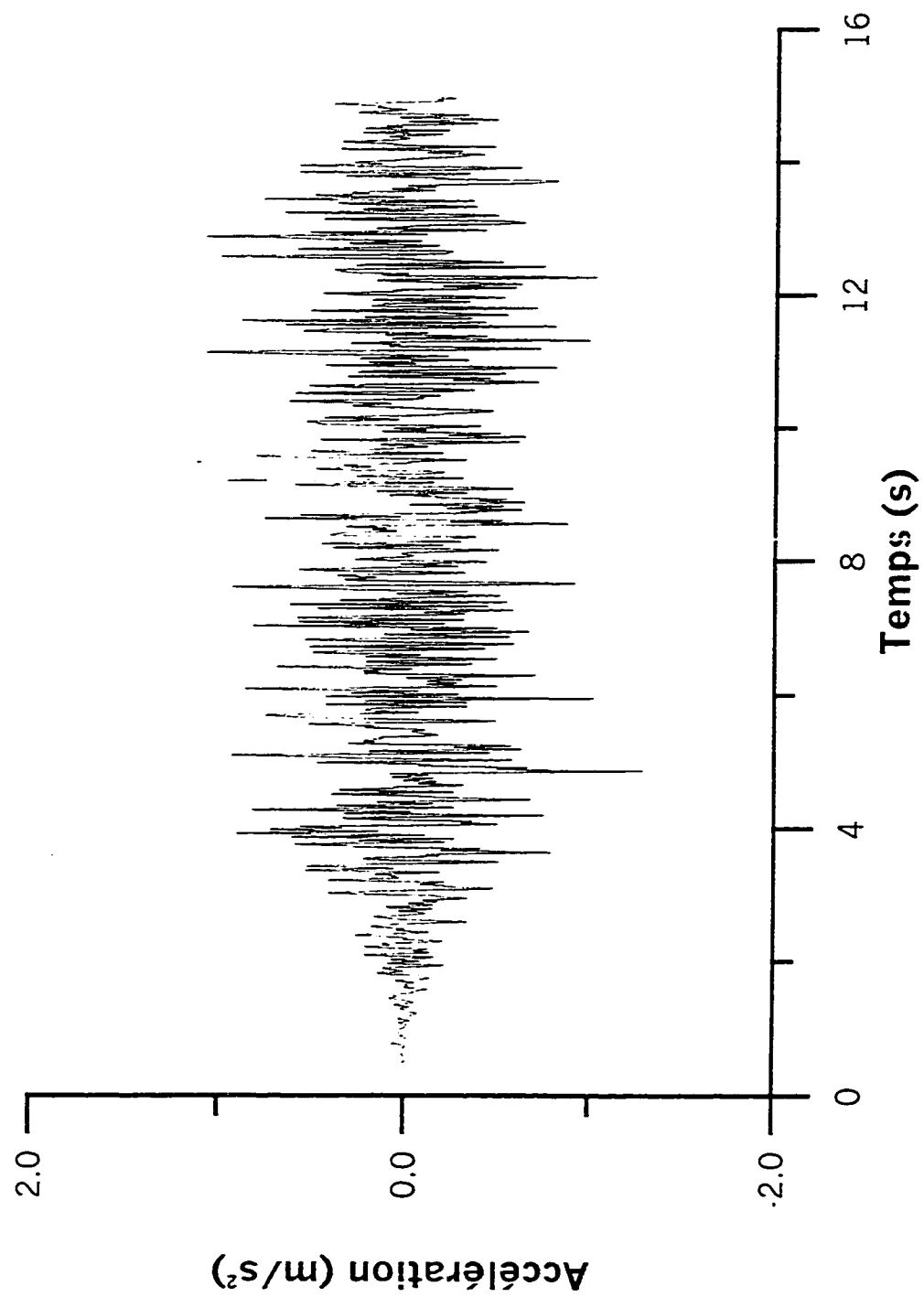
Saguenay Historique (1988) (A.P.S. = 013 g)



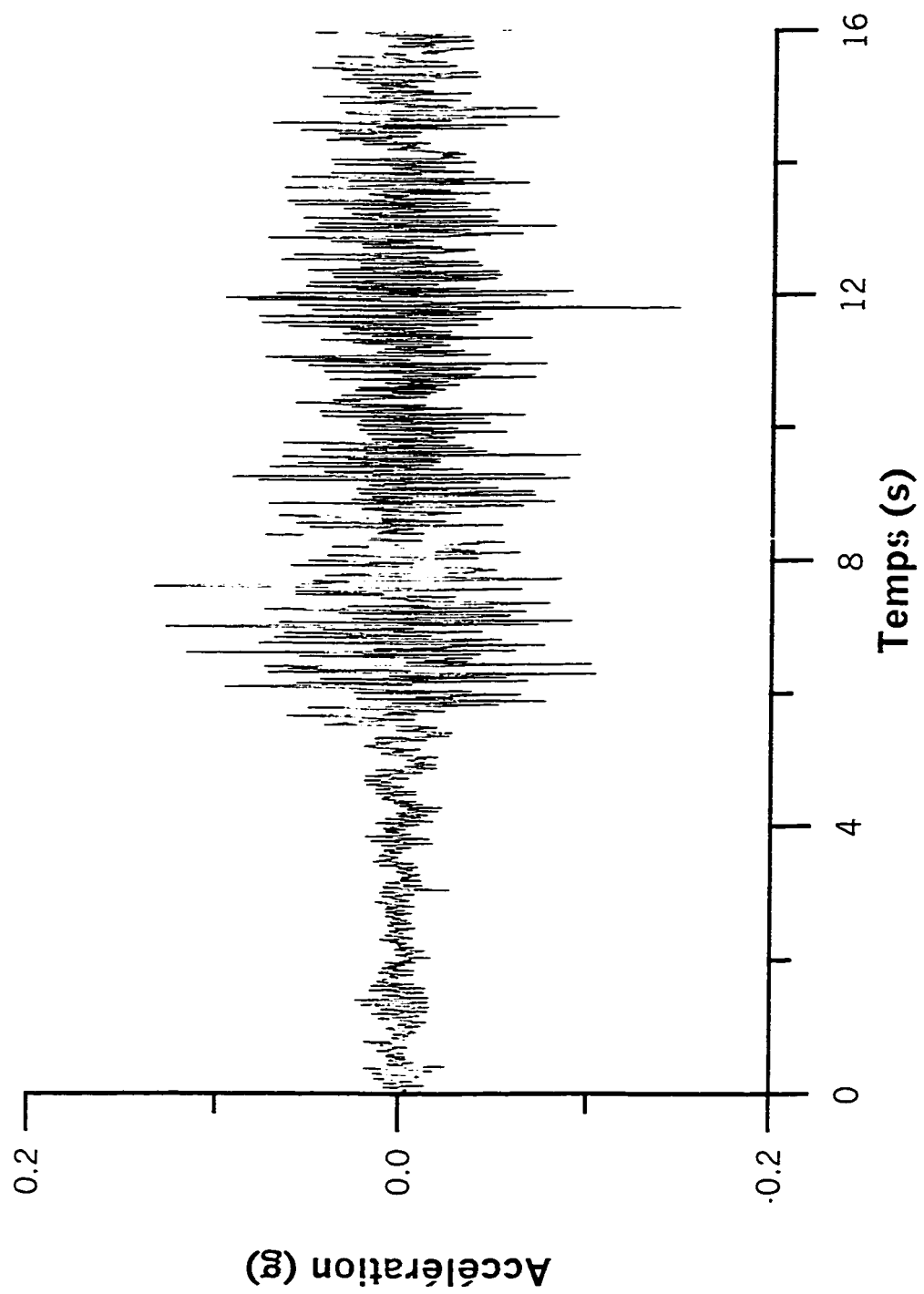
El Centro 1940 (A.P.S = 0.34 g)



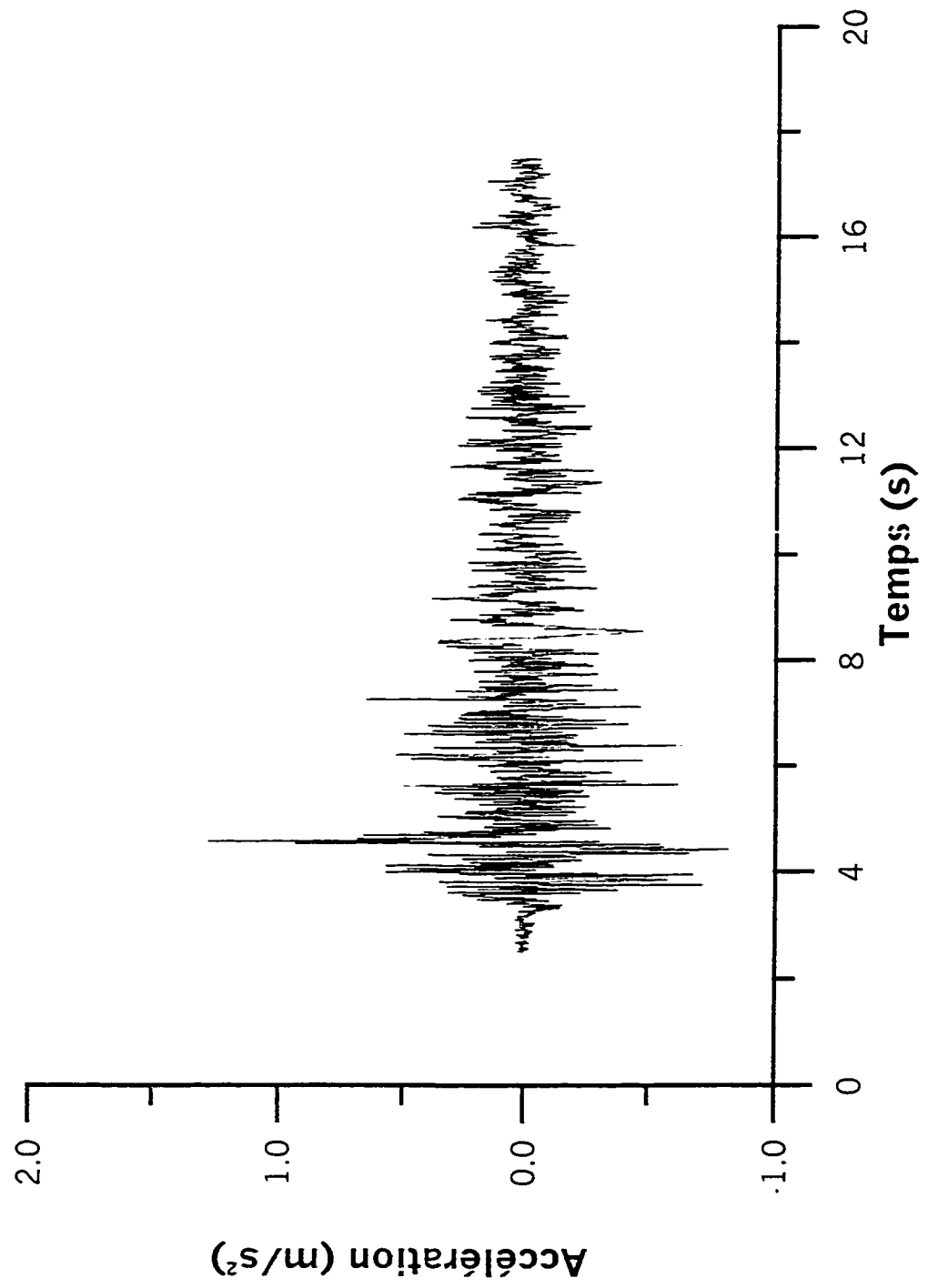
Synthétique (A.P.S = .13 g)

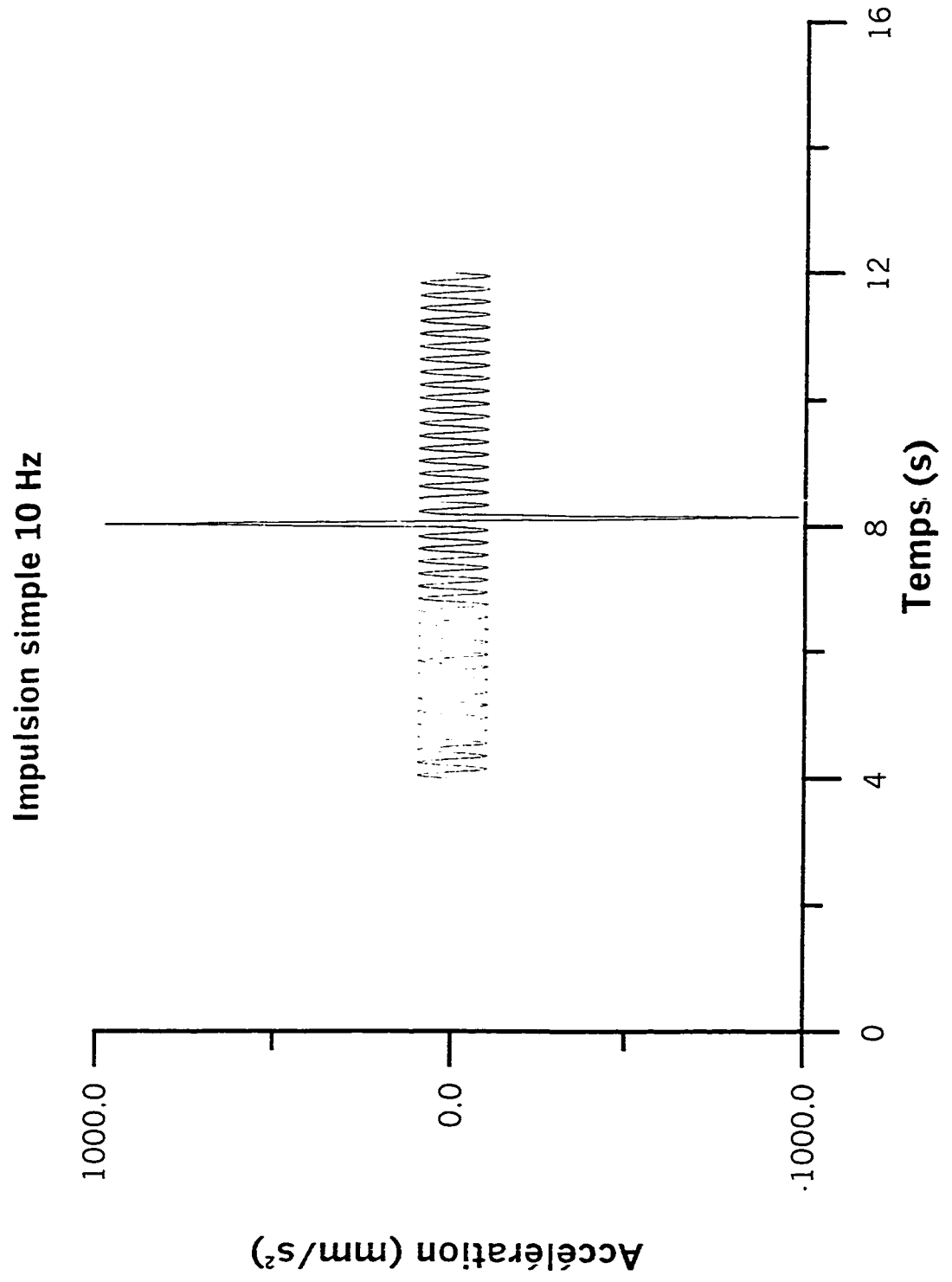


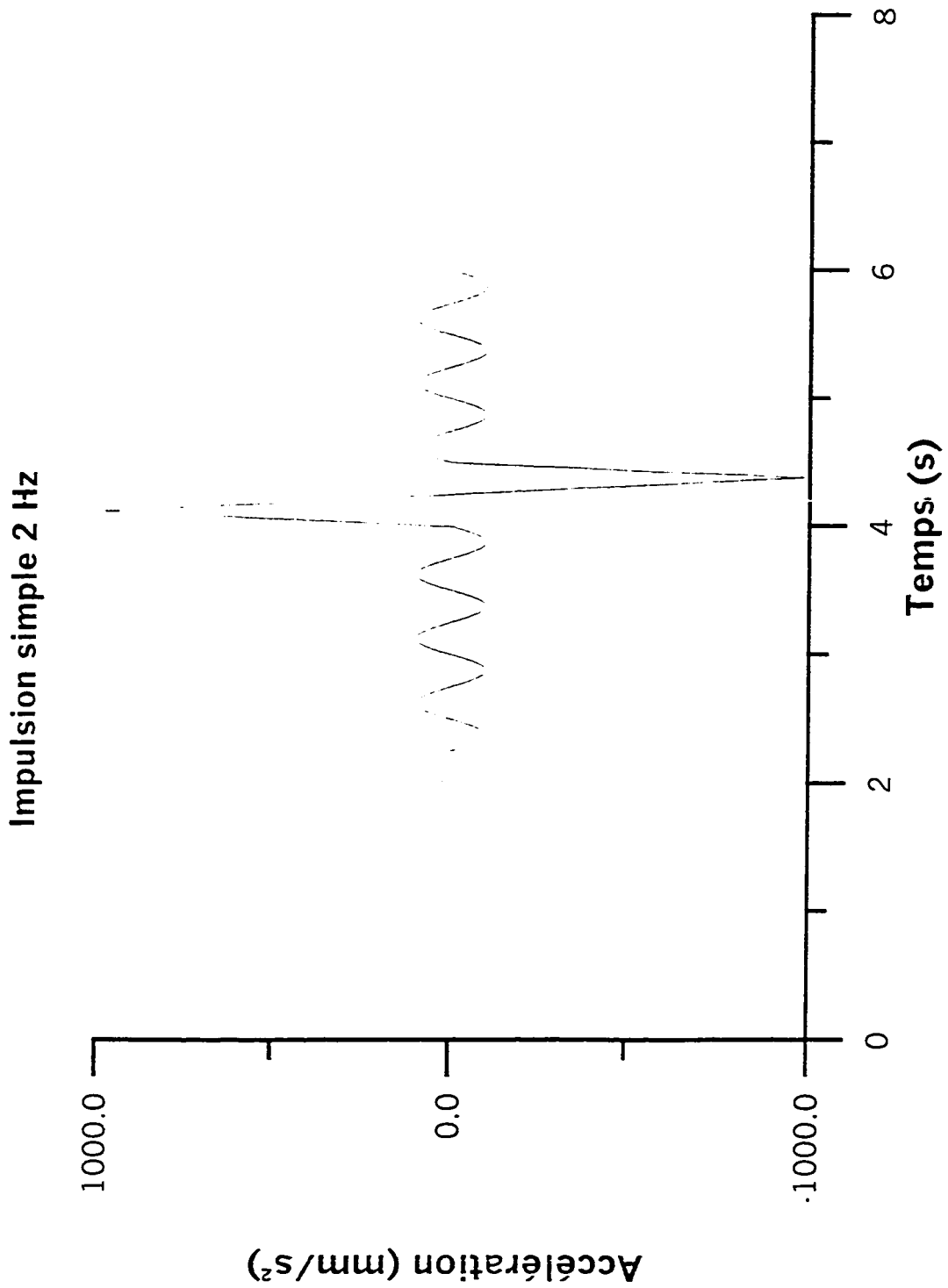
Saguenay Modifié (A.P.S = .13 g)



Nahanni (A.P.S = 0.13 g)







Impulsion double 10 Hz

