

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique  
Ecole Nationale Polytechnique



Département Génie Civil  
Laboratoire Génie Sismique et Dynamique des Structures  
Mémoire de Projet de Fin d'Etudes  
pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat en Génie Civil

---

# Comportement dynamique non-linéaire d'un pont-caisson a-symétrique : étude de diverses stratégies d'isolation parasismique

---

Yanis LADJEL

Zakaria Mohamed TOUMI

Sous la direction de

**M. B. TILIOUINE** Professeur ENP

**M. M. OUANANI** Docteur U.Djelfa

Présenté et soutenu publiquement le 16/06/2016

## Composition du Jury :

Président	M .	M.HAMMOUTENE	Professeur	ENP
Rapporteurs	M .	B.TILIOUINE	Professeur	ENP
	M .	M.OUANANI	Docteur	U.Djelfa
Examineurs	M .	M.DEMIDEM	MAA	ENP
	M .	M.TAMAHLOULT	Doctorant	U.CHLEF

ENP (2016)

# Remerciements

Au terme de ce travail, Nous tenons à remercier Dieu, le Tout Puissant, de nous avoir donné le courage, la volonté et la patience pour achever le présent PFE.

Notre reconnaissance, va principalement à notre Directeur de mémoire, le Professeur Boualem TILIOUINE qui nous a tant aidés et instruits par son savoir, son dévouement et ses précieux conseils. Qu'il trouve ici l'expression de notre profonde gratitude.

Nous tenons également à remercier notre Co-directeur M. Mouloud OUANANI, pour sa disponibilité et son aide fournies durant notre travail.

Nous remercions infiniment nos chers parents pour leur soutien indéfectible tout au long de notre formation et pour leurs multiples encouragements tout au long de notre vie.

Nous tenons à remercier par avance les membres du jury, qui nous font l'honneur d'évaluer notre travail.

Enfin, on tient à exprimer toute notre reconnaissance aux personnes qui ont contribué de près ou de loin à faire aboutir ce travail.

# Dédicaces

*Je dédie ce travail aux deux personnes qui ont la place la plus particulière dans mon cœur...*

*Vous avez tout sacrifié pour moi n'épargnant ni santé ni efforts. Vous m'avez donné un magnifique modèle de labeur et de persévérance.*

*Je suis redevable d'une éducation dont je suis fier.*

*Merci Maman,... Merci Papa...*

*Mon Eternelle Reconnaissance à Ma Grand-Mère que Dieu t'accueille dans son vaste paradis, repose en paix où tu es, et Vis à jamais dans mon cœur.*

*A ma sœur source d'amour, de support, et de générosité*

*A Houda avec qui j'ai partagé beaucoup*

*Et à mon collègue Yanis pour son dévouement, sa minutie et son stress positif*

*Zakaria*

# Dédicaces

*Je dédie ce modeste travail en signe de respect , de reconnaissance et de remerciements :*

*A mes très chers et magnifiques parents, pour leurs amours, leurs sacrifices et leurs encouragements , qu'ils trouvent dans ce travail l'expression de mon grand amour et ma grande gratitude.*

*Que Dieu leur préserve santé et longue vie.*

*A mes adorables soeurs Manal , Nahida et Mihel qui étaient toujours présentes.*

*A mon binôme Zakaria qui a eu la patience de me supporter et qui a été un véritable coéquipier durant ce mémoire.*

*A ma très chère Imene, ma source d'amour, que je remercie sincèrement pour l'immense aide qu'elle m'a apporté .*

*A tous mes amis et particulièrement Yasmine.*

*A toute ma famille et a tous ceux qui ont participer de prés ou de loin à la réalisation de ce travail.*

Yanis

## ملخص

كون حساسية الهياكل للزلازل مظهر حاسم في الهندسة المضادة للزلازل، يعتبر تطوير تقنيات تحليلية و تصاميم وقائية واقتصادية من الأهمية، في هذا الإطار يقوم هذا البحث بدراسة طرق العزل الزلزالي و وسائل الحماية من الزلازل، سواء كان هذا لجسور قديمة أو في طور الإنجاز. تم تطوير ٣ تصاميم مبنية على استعمال عوازل و أجهزة تخميد لزجة لا خطية لجسر صندوقي غير متماثل ذو عتالة متغيرة بولاية معسكر، كما أقيمت دراسة متغيرة العوامل لغرض تقييم الفعالية الزلزالية للعوازل.

النتائج المحصل عليها بعد دراسات زمنية لا خطية سمحت لنا بتقييم فعالية كل استراتيجية و ملاحظة انخفاضات محسوسة في كل من ازاحة و تسارع البلاطة، قوى القص و العزوم المؤثرة على قواعد الدعامات، مما ينعكس باقتصاد في الخرسانة المسلحة على مستوى الأعمدة و الأساس و وقاية ضد الضغوط الزلزالية القوية.

كلمات مفتاحية : العزل الزلزالي، أجهزة مضادة الزلازل، دراسة زمنية لا خطية، LRB، محمد لزج.

## ABSTRACT

*The vulnerability of structures to earthquakes is a crucial aspect of Earthquake Engineering, it has become essential to develop methodologies to design structures that are both safe and cost effective. This thesis explores the use of seismic base isolation and addresses methods of seismic protection in new, as well as existing bridges. Three models – based on the use of seismic isolators and complementary non-linear viscous dampers – were developed for a box-girder bridge with variable inertia, located in the Wilaya of Mascara, Algeria. A parametric study was carried out in order to evaluate the seismic performance of the isolators.*

*The results of the dynamic nonlinear time history analysis enabled the evaluation of each strategy and observed significant reductions in displacements and accelerations of the deck as well as the moments acting on the base of the piers. The reduction in turn, equates to financial savings on the use of concrete and steel sections as well as an increased protection against extreme seismic loads.*

**Keywords :** Base isolation, paraseismic devices, Lead Rubber Bearing ,viscous damper, nonlinear time history analysis.

## Résumé

*Les dégâts importants causés aux structures lors de séismes majeurs récents malgré les nombreux ajustements apportés aux codes parasismiques, soulignent l'impérieuse nécessité de développer de nouvelles techniques d'analyse et de conception autrement plus performantes sur le double plan sécuritaire et économique, basée sur l'approche de calcul conventionnelle. Ce mémoire traite de l'isolation sismique et de l'emploi des méthodes de protection parasismique, tant pour les ponts existants que pour les nouveaux ponts. Trois stratégies de conception parasismiques basées sur l'utilisation d'isolateurs sismiques et de dispositifs amortisseurs visqueux non-linéaires complémentaires, ont été développées pour l'étude d'un pont-caisson a-symétrique, à inertie variable, implanté dans la Wilaya de Mascara. Une étude paramétrique a été également effectuée dans le but d'évaluer la performance sismique des isolateurs.*

*Les résultats d'analyses dynamiques temporelles effectuées selon deux algorithmes différents, ont permis d'évaluer la performance de chaque stratégie et de constater des réductions sensibles sur les déplacements et accélérations du tablier, sur les efforts tranchants ainsi que sur les moments agissant à la base des piles. Cette réduction est synonyme d'économie sur les sections de béton et d'acier au niveau des piles et des fondations, et de sécurité vis-à-vis des sollicitations sismiques extrêmes. Le croisement des résultats d'analyses dynamiques temporelles ont également permis de montrer la performance numérique autrement supérieure de l'algorithme FNA par rapport à celui de Newmark.*

**Mots-clés :** *Isolation sismique, dispositifs parasismiques, analyse dynamique temporelle non-linéaire, LRB, amortisseurs visqueux .*

# Table des matières

<b>Introduction générale</b>	<b>16</b>
<b>1 Ponts et séismes</b>	<b>17</b>
1.1 Définition d'un pont . . . . .	17
1.2 Classification des Ponts . . . . .	17
1.2.1 Nature de voie portée . . . . .	17
1.2.2 Matériaux principaux de constitution . . . . .	17
1.2.3 Structure porteuse longitudinale . . . . .	18
1.2.4 Structure porteuse transversale . . . . .	20
1.2.5 Position relative des éléments porteurs . . . . .	21
1.2.6 Méthode de construction . . . . .	22
1.2.7 La disposition dans le plan . . . . .	25
1.3 Classification à risque . . . . .	26
1.3.1 Séisme . . . . .	26
1.4 Vulnérabilité des Ponts aux séismes . . . . .	27
1.4.1 Observations post sismique Kobe 1995 . . . . .	28
1.4.2 Observations post sismique Wenchuan 2008 et japon 2011 . . . . .	29
1.4.3 Classifications des risques . . . . .	30
<b>2 Stratégies de la conception Parasismique</b>	<b>32</b>
2.1 Introduction . . . . .	32
2.2 Approche conventionnelle . . . . .	32
2.2.1 Principe . . . . .	32
2.2.2 Avantage . . . . .	33
2.2.3 Inconvénients . . . . .	34
2.2.4 Le besoin d'une nouvelle approche . . . . .	35
2.3 L'isolation parasismique . . . . .	35
2.3.1 Principe de l'isolation parasismique pour les ponts . . . . .	35
2.3.2 Avantages . . . . .	36
2.3.3 Inconvénients . . . . .	37
<b>3 Dispositifs parasismiques pour les ponts</b>	<b>38</b>
3.1 Introduction . . . . .	38
3.2 Appuis et isolateurs sismiques pour les ponts . . . . .	39

## TABLE DES MATIÈRES

3.2.1	Appareils d'appui en élastomère fretté (NRB) . . . . .	39
3.2.2	L'élastomère fretté à amortissement élevé (HDRB) . . . . .	41
3.2.3	L'élastomère fretté avec noyau de plomb (LRB) . . . . .	41
3.3	Amortisseurs . . . . .	43
3.3.1	Les amortisseurs à ressort précontraint . . . . .	43
3.3.2	Les amortisseurs visqueux . . . . .	43
<b>4</b>	<b>Spectre de réponse</b>	<b>45</b>
4.1	Elaboration d'un spectre de réponse . . . . .	45
4.2	RPOA . . . . .	47
4.2.1	Classification des ponts, zones et sols . . . . .	47
4.2.2	Spectre de réponse élastique . . . . .	48
4.2.3	Combinaison des composantes de l'action sismique . . . . .	49
4.3	Eurocode 8 . . . . .	50
4.3.1	Classification des ponts, zones et sols . . . . .	50
4.3.2	Combinaisons sismiques de calcul . . . . .	53
<b>5</b>	<b>Analyse Dynamique Temporelle</b>	<b>55</b>
5.1	Introduction . . . . .	55
5.2	Entrée sismique avec accélérogrammes . . . . .	55
5.2.1	Caractérisation d'un accélérogramme . . . . .	55
5.2.2	Nature des accélérogrammes . . . . .	56
5.2.3	Choix du type d'accélérogrammes . . . . .	56
5.3	Principe de l'analyse dynamique temporelle . . . . .	56
5.3.1	Intégration pas-à-pas . . . . .	57
5.3.2	Théorie de calcul pas-à-pas avec la correction de Newmark . . . . .	59
5.4	L'analyse dynamique temporelle par superposition modale :FNA . . . . .	61
5.4.1	Principe . . . . .	61
5.4.2	La Superposition modale . . . . .	61
5.4.3	Solution des équations modales non-linéaires . . . . .	62
<b>6</b>	<b>Conception des Isolateurs sismiques de type LRB</b>	<b>63</b>
6.1	Conception des Isolateurs sismiques de type LRB . . . . .	63
6.2	Vérification des différents problèmes d'instabilité . . . . .	68
<b>7</b>	<b>Investigations numériques</b>	<b>70</b>
7.1	Introduction . . . . .	70
7.2	Présentation du pont encorbellement à inertie variable . . . . .	70
7.3	Modélisation du modèle 3D de référence . . . . .	72
7.4	Outils de l'analyse dynamique temporelle . . . . .	72
7.5	Modèles d'isolation . . . . .	77
7.5.1	Modèle « Partiellement isolée » . . . . .	77
7.5.2	Modèle complètement isolé . . . . .	80

## TABLE DES MATIÈRES

7.5.3	Modèle complètement isolé équipé d'amortisseurs visqueux $CV^\alpha$ . . .	84
7.6	Etude paramétrique . . . . .	91
	<b>Conclusion générale</b>	<b>94</b>
	<b>Bibliographie</b>	<b>96</b>
	<b>Annexes</b>	<b>98</b>
A	<b>Accélérogrammes générés</b>	<b>98</b>
B	<b>Relation Force - Déplacement</b>	<b>112</b>
C	<b>Comparaison des déplacements, vitesses et accélérations</b>	<b>115</b>

# Liste des tableaux

1.1	Importants séismes en Algérie . . . . .	26
4.1	Coefficient d'accélération de zone A . . . . .	49
4.2	Valeur de $T_1$ , $T_2$ et S pour la composante horizontale . . . . .	49
4.3	Coefficient d'importance . . . . .	52
4.4	Accélération de référence . . . . .	52
4.5	Paramètre du sol S . . . . .	52
4.6	Les valeurs des périodes $T_B, T_C, T_D$ . . . . .	52
6.1	Nuances et propriétés des élastomères . . . . .	65
7.1	Déplacements du tablier et efforts à la base des piles du modèle de référence . .	76
7.2	Comparaison des efforts à la base des piles du modèle de référence et du modèle PI . . . . .	79
7.3	Distorsions maximales des isolateurs sismiques . . . . .	80
7.4	Comparaison des déplacements, vitesses et accélérations entre le modèle de référence et le modèle complètement isolé . . . . .	82
7.5	Comparaison des efforts à la base de la pile courte . . . . .	83
7.6	Distorsions maximales des isolateurs sismiques . . . . .	84
7.7	Comparaison des déplacements, vitesses et déplacements relatifs du tablier . .	86
7.8	Comparaison des efforts à la base de la pile courte . . . . .	87
7.9	Comparaison des distorsions maximales entre deux modèles complètement isolés avec et sans amortisseurs . . . . .	90
7.10	Influence du découplage sur l'ensemble des paramètres de conception . . . . .	91

# Table des figures

1.1	Pont à poutres . . . . .	18
1.2	exemples de ponts en arc . . . . .	18
1.3	Pont suspendu . . . . .	19
1.4	Pont à haubans . . . . .	19
1.5	Les grands systèmes de pont en fonction de la portée . . . . .	20
1.6	Pont dalle . . . . .	20
1.7	Coupe transversale d'un voussoir . . . . .	21
1.8	Schéma représentatif d'un pont à poutre-caisson . . . . .	21
1.9	Pont à poutres sous chaussée . . . . .	22
1.10	Pont à poutres latérales . . . . .	22
1.11	Utilisation d'un lanceur de poutre pour la construction d'un pont . . . . .	23
1.12	Illustration de la méthode de poussage . . . . .	23
1.13	Pont en construction sur cintres autoporteurs . . . . .	24
1.14	Illustration de la méthode de construction par encorbellement . . . . .	24
1.15	Domaine d'application des ponts selon leurs méthodes de construction . . . . .	25
1.16	Représentation en plan des différentes dispositions d'un pont . . . . .	25
1.18	Chute du tablier d'un pont lors du tremblement de terre de Kobe 1995 . . . . .	28
1.19	Déplacement latéral du tablier et chute des appuis sur palée d'un pilier à Kobe en 1995 . . . . .	28
1.20	Ruines des piles de pont en béton armé lors du tremblement de terre de Kobe en 1995 . . . . .	29
1.21	Rupture des appareils d'appui du viaduc de Rifu . . . . .	29
1.22	Rupture du Pont de Xiaoyudong lors du séisme de Whenchuan . . . . .	30
1.23	Effondrement d'un viaduc lors du séisme de Kobe (1995) en raison de la liquéfaction du sol . . . . .	30
2.1	Réduction et écrêtage des efforts par le coefficient de comportement . . . . .	33
2.2	Spectre de réponse . . . . .	33
2.3	Réponse spectrale d'un système masse-ressort . . . . .	34
2.4	Endommagement partiel après séisme . . . . .	35
2.5	Principe de l'isolation sismique . . . . .	36
2.6	Pont de Kishinoura au Japon équipé d'isolateurs sismiques. . . . .	37
3.1	Schéma de l'appareil d'appui à pot . . . . .	39

*TABLE DES FIGURES*

3.2	Schéma de l'isolateur de type pendule à friction . . . . .	39
3.3	Schéma de l'appareil d'appui à élastomère fretté (NRB) . . . . .	39
3.4	Comportement des appareils d'appuis en élastomères avec et sans frettes d'acier. (Bridgestone) . . . . .	40
3.5	Hystérésis des appareils d'appuis en élastomères frettés . . . . .	40
3.6	Loi de comportement du HDRB . . . . .	41
3.7	Isolateur élastomérique à base de noyau de plomb . . . . .	41
3.8	Loi de comportement de l'isolateur élastomérique à base de noyau de plomb . . . . .	42
3.9	Hystérésis des élastomères frettés avec noyaux de plombs d'un diamètre de 27, 37 et 48 mm respectivement [1] . . . . .	42
3.10	Schéma du dispositif à ressort précontraint . . . . .	43
3.11	Loi de comportement de l'amortisseur à ressort précontraint . . . . .	43
3.12	Schématisation de l'amortisseur hydraulique visqueux . . . . .	44
3.13	Loi de comportement de l'amortisseur visqueux [2] . . . . .	44
4.1	Oscillateur simple . . . . .	45
4.2	Elaboration d'un spectre de réponse . . . . .	47
4.3	Spectre de réponse élastique-composante horizontale-5% d'amortissement . . . . .	49
4.4	Spectres de réponse élastique horizontaux pour les zones de sismicité 2 à 4 pour les classes de sol A à E ( $\xi = 5\%$ ) . . . . .	53
4.5	Spectres de réponse élastique horizontaux pour la zone de sismicité 5 pour les classes de sol A à E ( $\xi = 5\%$ ) . . . . .	53
5.1	Enregistrement de Loma Pierta de 1989 à San Francisco California . . . . .	56
5.2	Mouvement d'un système à accélération linéaire lors d'un incrément de temps.[3] . . . . .	58
6.1	Paramètres caractéristiques du LRB . . . . .	64
6.2	Programme Matlab pour un dimensionnement simplifié des isolateurs sismiques LRB. . . . .	65
6.3	Etapas de dimensionnement du LRB . . . . .	69
7.1	Description du pont de Mascara . . . . .	71
7.2	Modèle 3-D du pont de référence à base fixe . . . . .	72
7.3	Mode fondamental transversal . . . . .	72
7.4	Accélérogramme généré à partir du spectre élastique horizontal des RPOA pour le sol 2 . . . . .	73
7.5	Fenêtre de l'analyse dynamique temporelle par intégration directe . . . . .	74
7.6	Fenêtre de l'analyse dynamique temporelle par superposition modale . . . . .	75
7.7	Modélisation des isolateurs sismiques de type « LRB » sur SAP 2000 . . . . .	77
7.8	Dimensions du LRB . . . . .	78
7.9	Loi de comportement de l'isolateur sismique « LRB » . . . . .	80
7.10	Détails du pont complètement isolé . . . . .	80
7.11	Modélisation des « LRB » placés au niveau des piles . . . . .	81

## TABLE DES FIGURES

7.12	Comparaison des déplacements en fonction du temps du modèle non isolé et complètement isolé. . . . .	84
7.13	Détails du pont complètement isolé équipé d'amortisseurs externes . . . . .	84
7.14	Détails de modélisation de l'amortisseur visqueux pur . . . . .	85
7.15	Modélisation des amortisseurs visqueux purs sur SAP 2000 . . . . .	86
7.16	Comparaison des déplacements en fonction du temps des modèles N.I et C.I+A	88
7.17	Comparaison des vitesses en fonction du temps des modèles N.I et C.I+A . . .	88
7.18	Comparaison des accélérations en fonction du temps des modèles N.I et C.I+A	88
7.19	Loi de comportement de l'isolateur sismique « LRB ». . . . .	89
7.20	Loi de comportement de l'amortisseur visqueux pur de type « $CV^\alpha$ ». . . . .	89
7.21	Relation Force-déplacement du « LRB » pour différents coefficients de découplage avec $C_{eff} = 1428KN.s.m^{-1}$ . . . . .	92
7.22	Variation des déformations relatives à la base en fonction des coefficients de découplage avec et sans amortisseurs supplémentaires. . . . .	93

# Table des notations

$A_{red}$	: section réduite
$A_0$	: section efficace
$A_1$	: section effective
$A_p$	: l'aire du noyau de plomb
$A_{sf}$	: section minimale
$C_{eff}$	: coefficient d'amortissement effectif
$D_{cible}$	: déplacement cible
$D_y$	: déplacement élastique
$E_D$	: énergie dissipé par cycle
$E_c$	: module de Young équivalent
$F_d$	: force d'amortissement
$F_s$	: force de rappel
$F_y$	: limite élastique de la plaque d'acier
$K_h, K_v$	: rigidité horizontale, rigidité verticale
$K_e, K_p$	: rigidité élastique, rigidité plastique
$K_{eff}$	: rigidité effective du système d'isolation
$K_r$	: module élastique
$P_{DL+LL}$	: chargement total
$S_d, S_e, S_v$	: pseudo-déplacement, pseudo accélération, pseudo-vitesse
$T_D$	: période cible
$d_p$	: diamètre du noyau de plomb
$f_{py}$	: limite élastique du noyau de plomb
$r_N$	: vecteur force des éléments non-linéaire
$t_r$	: hauteur de l'élastomère
$t_s$	: épaisseur d'une frette d'acier
$u_g$	: déplacement horizontal du sol
$\delta_{rol-out}$	: déplacement admissible de non-glissement
$\xi_{eff}$	: taux d'amortissement effectif
$\sigma_c$	: contrainte axiale admissible
$\omega_D$	: pseudo-pulsation
$\varepsilon_b$	: élongation au repos de l'élastomère
$\varepsilon_c$	: déformation due à l'effort axiale
$d$	: diamètre de l'isolateur

HDRB	: High Damping Rubber Bearing
LRB	: Lead Rubber Bearing
NRB	: Naturel Rubber Bearing
$q$	: coefficient de comportement
$\Delta$	: incrément
$\Lambda$	: Matrice d'amortissement diagonale
$\Omega^2$	: Matrice diagonale des carrés des fréquences
$A$	: l'aire totale de l'élastomère
Acc	: accélérogramme
$B$	: largeur de l'élastomère
C.I	: complètement isolé
C.I+A	: complètement isolé équipé d'amortisseurs externes
$C$	: matrice d'amortissement
Déc	: découplage
$E$	: module de Young
$E_c$	: module de Young équivalent
$G$	: module de cisaillement
$I$	: Matrice d'identité
$K$	: matrice de rigidité élastique
$L$	: longueur de l'élastomère
$M$	: matrice masse diagonale
$N$	: nombre de couche d'élastomère
$P(t)$	: charge dynamique
$P.I$	: partiellement isolé
$Q$	: résistance caractéristique
$S$	: coefficient de forme
$c$	: coefficient d'amortissement
$g$	: accélération de la pesanteur
$k$	: coefficient modificateur
$m$	: masse qui revient à l'isolateur
$r$	: vecteur force appliqué
$t, t_i, t_{i+1}$	: temps
$t$	: épaisseur d'une couche d'élastomère
$u(t)$	: déplacement relatif
$v$	: vitesse de déplacement relative
$x(t)$	: déplacement absolue
$\alpha, \beta$	: coefficients de Newmark
$\gamma_{max}$	: distorsion maximale
$\xi$	: taux d'amortissement
$\omega$	: pulsation
$\phi$	: Matrice modale

# Introduction

Les Dommages très sévères constatés après les tremblements de terre de Norridge (Californie, 1994) et de Kobé (Japon, 1995) et la mise hors service de plusieurs structures et ce malgré les ajustements considérables apportés dans les normes de conception de ces ouvrages dans les années 1980, ont poussé l'incorporation des technologies innovatrices pour la première fois en Amérique du Nord dans le domaine de la construction parasismique.

L'isolation sismique à la base consiste à découpler le mouvement du sol du mouvement de la structure dans le but de réduire les forces transmises à cette dernière. En outre, en raison de la vulnérabilité sismique de notre pays, le développement et l'intégration des concepts de ces nouvelles technologies deviennent une nécessité pour la protection des ponts qui représentent des maillons indispensables pour les liaisons entre les différentes régions.

L'approche conventionnelle dans la conception parasismique est basée sur la combinaison de la résistance avec la ductilité pour pallier aux sollicitations sismiques, c'est pour cela que l'ingénieur devra s'appuyer sur la ductilité fournie par les matériaux afin d'éviter les catastrophes et garantir la stabilité de la structure devant de graves séismes, cependant cette méthode possède l'inconvénient de provoquer des déformations plastiques irréversibles à frais de réparation non négligeables à cause du niveau élevé de l'énergie générée durant un mouvement sismique. L'autre approche consiste à utiliser des technologies parasismiques comme l'élastomère fretté ou tout autre système se caractérisant par une raideur  $k$ , avec l'incorporation ou pas des dispositifs de dissipation d'énergie qui ont pour objectif principal l'absorption d'une partie importante de l'énergie sismique et la diminution autant que possible, des dégâts dans les éléments structuraux.

Dans la présente étude, nous commencerons par un rappel sur les généralités des ponts et par une présentation des différentes stratégies de conception parasismique existantes, ensuite nous exposerons les différents outils d'analyse dynamique temporelle non-linéaire, qui vont nous permettre d'évaluer la pertinence des modèles d'isolation élaborés pour un pont caisson à inertie variable situé à Mascara.

# Chapitre 1

## Ponts et séismes

### 1.1 Définition d'un pont

D'une façon générale, on appelle pont tout ouvrage construit en élévation permettant à une voie de circulation de franchir un obstacle naturel ou une autre voie de circulation. [1]

### 1.2 Classification des Ponts

Les ponts peuvent être classés selon leur :

#### 1.2.1 Nature de voie portée

Selon le cas on distingue :

- **Pont route** : Il permet le passage d'une route, on peut aussi distinguer les ponts autoroutiers désignant un ouvrage portant une autoroute et qui sont rangés dans la catégorie des ponts routiers
- **Pont-rail** : permet le passage d'une voie ferrée
- **Pont-canal** : permet le passage d'un canal.

#### 1.2.2 Matériaux principaux de constitution

La technique de construction du pont a évolué en fonction des besoins et des matériaux disponibles. On distingue :

- Les ponts en bois construits depuis les temps les plus lointains
- Les ponts en maçonnerie ou en pierres
- Les ponts en fonte
- Les ponts en fer et en acier
- Les ponts en béton armé
- Les ponts en béton précontraint
- Les ponts mixtes acier béton.

### 1.2.3 Structure porteuse longitudinale

#### Les ponts à poutres

Un pont à poutres est un pont dont le tablier est porté par une ou plusieurs poutres en bois, en acier, en béton armé ou précontraint. Les ponts à poutres n'exercent qu'une réaction verticale sur leurs appuis intermédiaires ou d'extrémités, les efforts engendrés dans la structure sont principalement des efforts de flexion. Ils sont constitués soit de travées indépendantes soit de travées solidaires. Ces dernières peuvent être soit continues soit cantilever (les poutres principales se prolongent en porte-à-faux).

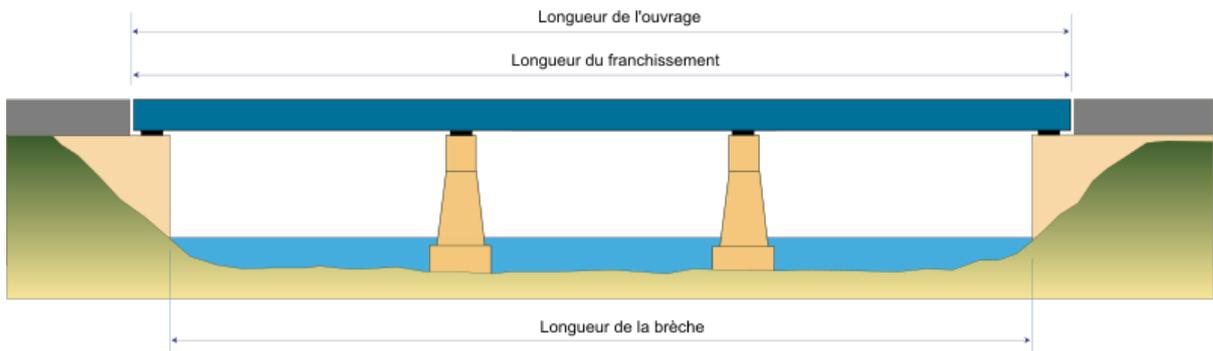


FIGURE 1.1 – Pont à poutres

#### Les ponts en arc

Ce sont des ponts qui exercent sur leurs appuis des forces qui ont tendance à les écarter. Ils ajoutent ainsi une composante horizontale à la réaction verticale d'appui. Ils sont essentiellement construits avec des matériaux résistants en traction. Il existe des arcs encastrés et des arcs articulés.

L'arc reçoit les charges du tablier par l'intermédiaire de multiples suspentes et les « descend », par compression principalement, jusqu'à ses naissances sur les massifs de fondations qui sont soumis à une forte poussée.

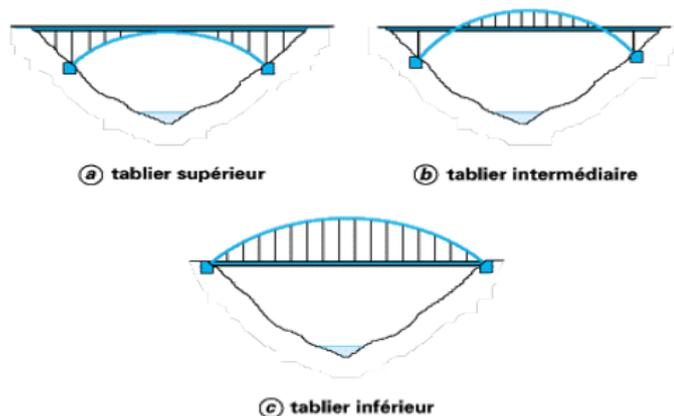


FIGURE 1.2 – exemples de ponts en arc

## Les ponts à câbles

### 1. Les ponts suspendus

Le principe des ponts suspendus est de maintenir le poids du tablier par deux câbles porteurs solidement arrimés aux berges. Cette technique lui permet d'avoir des portées importantes, en contrepartie la nécessité de disposer de massif d'ancrage solide et lourd oblige à mettre en évidence une géologie capable de le supporter

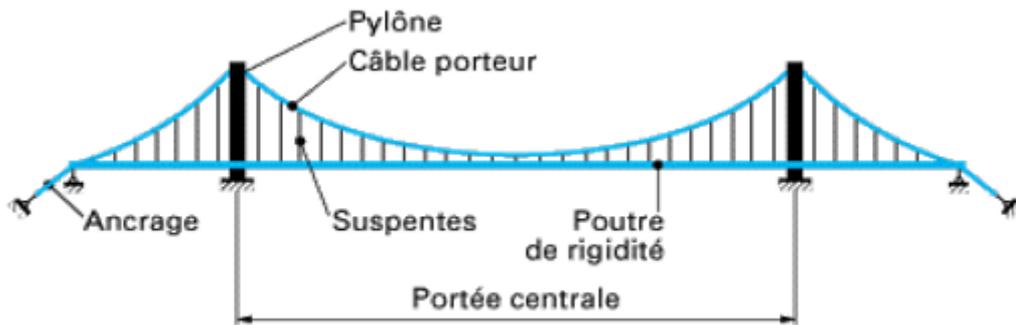


FIGURE 1.3 – Pont suspendu

### 2. Les ponts à haubans

Contrairement aux ponts suspendus qui atteignent des portées plus grandes que les ponts à haubans, ces derniers sont portés grâce à de nombreux câbles obliques partant d'un pilier supportant le tablier qui supportera au final tout le poids du pont.

Ils connaissent de plus en plus de succès, grâce aux avantages qu'ils présentent par rapport aux suspendus ; les ponts à haubans sont « auto-équilibrés » donc plus stables au vent, plus économiques et plus faciles à l'entretien.

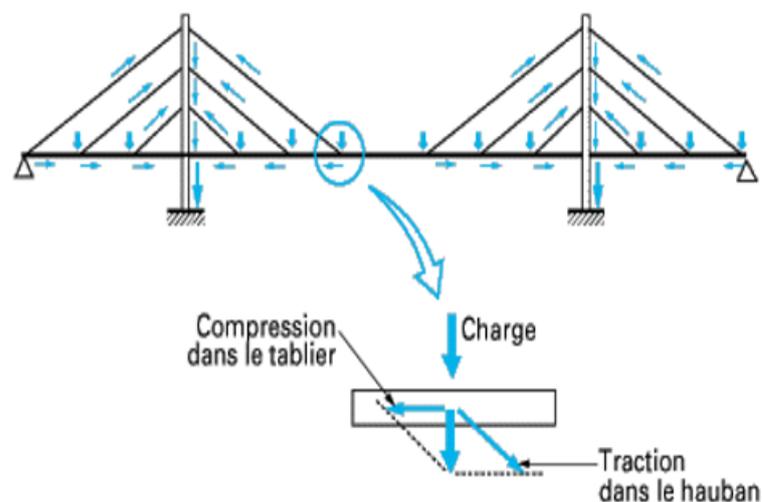


FIGURE 1.4 – Pont à haubans

## Domaine d'application

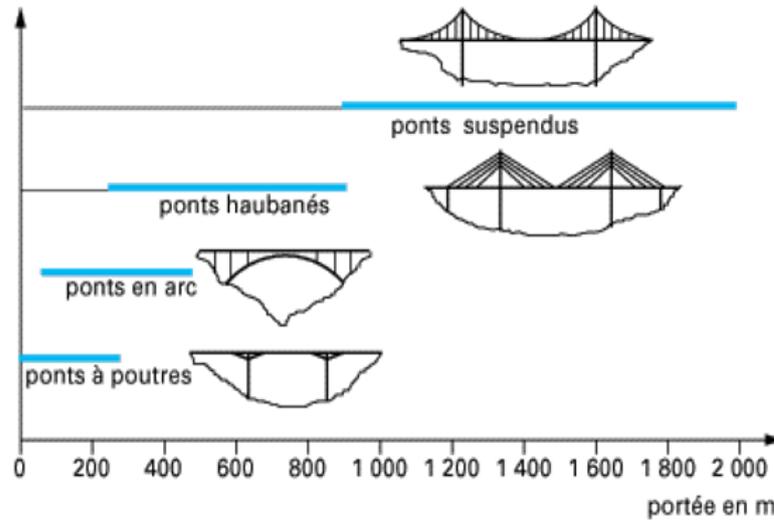


FIGURE 1.5 – Les grands systèmes de pont en fonction de la portée

### 1.2.4 Structure porteuse transversale

#### Ponts-dalles

Les ponts dalles sont constitués dans le sens longitudinal par une dalle pleine de béton coulé en place, à inertie constante à travée unique ou à plusieurs travées continues sur appuis simples.

Ces ouvrages sont utilisés pour des franchissements de moyennes portées en passage inférieur ou en passage supérieur.



FIGURE 1.6 – Pont dalle

## Ponts à poutres-caissons

Les poutres-caissons sont des poutres tubulaires dont les âmes verticales ou inclinées sont reliées par des membrures supérieure et inférieure (La figure 1.7).

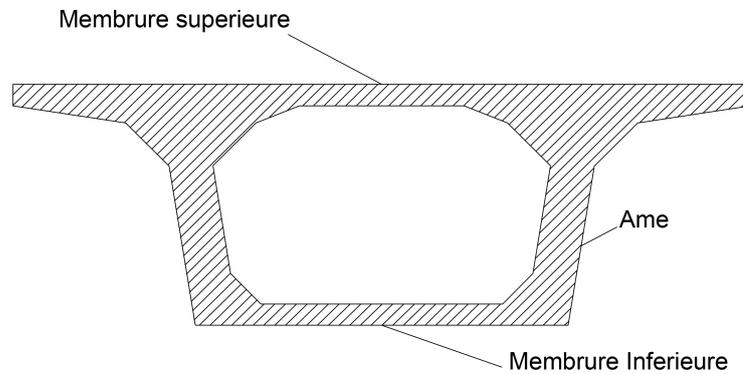


FIGURE 1.7 – Coupe transversale d'un voussoir

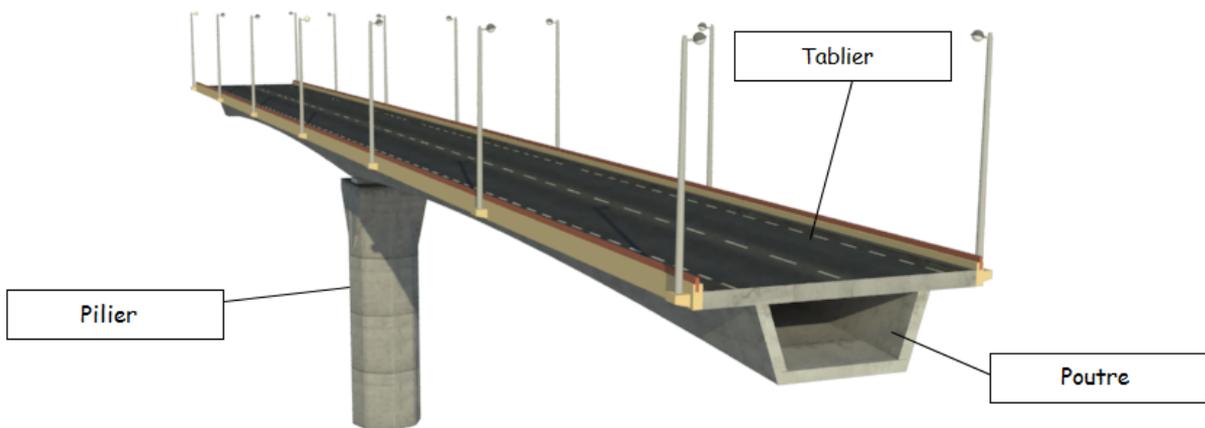


FIGURE 1.8 – Schéma représentatif d'un pont à poutre-caisson

### 1.2.5 Position relative des éléments porteurs

#### Pont à poutres sous chaussée

Pont dont le tablier comprend des poutres longitudinales (en béton armé ou en béton précontraint) situées sous la chaussée



FIGURE 1.9 – Pont à poutres sous chaussée

### Ponts à poutres latérales

Pont dont le tablier comprend deux poutres longitudinales situées de part et d'autre de la chaussée.

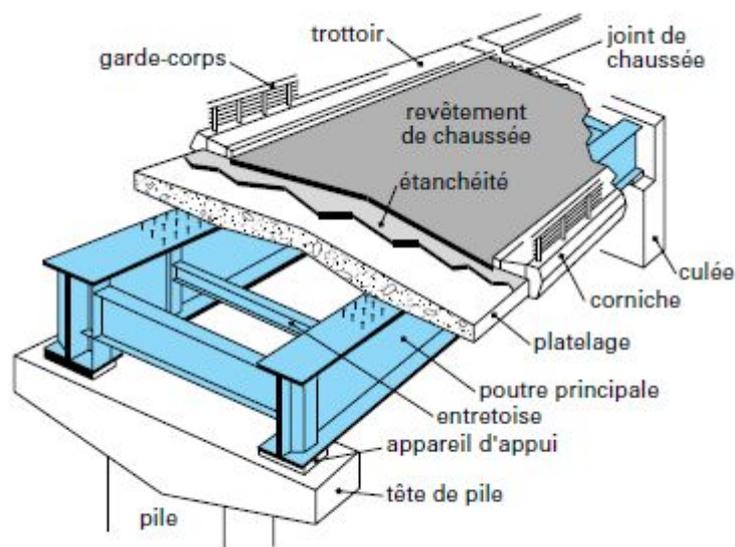


FIGURE 1.10 – Pont à poutres latérales

## 1.2.6 Méthode de construction

### Les ponts à poutres préfabriquées lancées

Sur les ponts à poutres, lorsque l'emploi d'une grue au sol est rendu impossible, ou lorsque la vitesse de construction constitue un critère important, l'utilisation d'un lanceur de poutre est privilégiée. Il est situé au-dessus du tablier et prend en charge chacune des poutres d'une même travée successivement de manière à les placer à leur position finale.



FIGURE 1.11 – Utilisation d’un lanceur de poutre pour la construction d’un pont

### Les ponts poussés

Cette méthode consiste à confectionner un tablier sur une rive (poussage unilatéral) ou sur les deux rives de la brèche à franchir (poussage bilatéral), puis à le mettre en place sur ses appuis définitifs par déplacement longitudinal. Ce déplacement se fait grâce à un système de vérins qui soulèvent le tablier pendant que d’autres le poussent dans l’axe des piles.

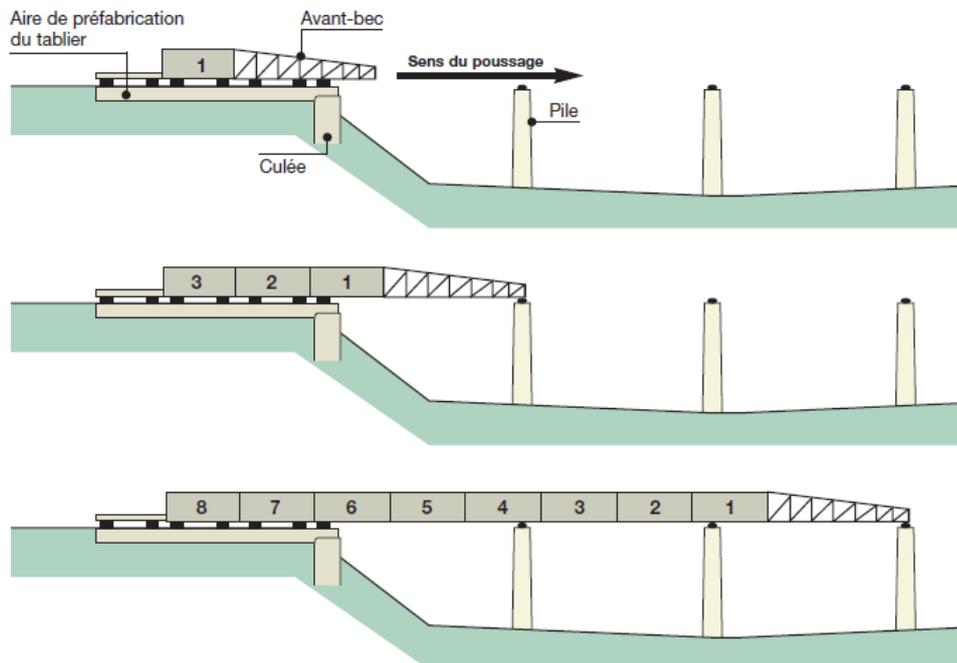


FIGURE 1.12 – Illustration de la méthode de poussage

### Les ponts construits sur cintres autoporteurs

Le principe de cette méthode est de construire un cintre se déplaçant de manière autonome depuis la travée tout juste coulé jusqu'à la suivante. Il permet de couler une travée entière en une seule étape. Les principaux avantages de cette méthode sont de permettre une construction sans contact avec le sol, de s'adapter à des géométries diverses, et de ne pas demander la mise en place d'une aire de préfabrication. Cependant, le grand nombre de tâches à réaliser sur place peuvent là encore constituer un inconvénient. Selon le bétonnage qui peut avoir lieu en une fois ou en deux fois, le cycle de construction d'une travée peut aller d'une à deux semaines.



FIGURE 1.13 – Pont en construction sur cintres autoporteurs

### Les ponts construits par encorbellement (ou par encorbellements successifs)

La construction par encorbellement consiste à construire le tablier d'un pont à l'avancement par tranches successives, en faisant supporter à la partie déjà construite le poids propre de la tranche suivante et le cas échéant, le poids des coffrages ou des appareils permettant son exécution. Chaque tranche, appelée couramment voussoir, est solidarifiée à la précédente, dès qu'elle atteint une résistance suffisante. Elle devient alors autoporteuse et sert de base de départ

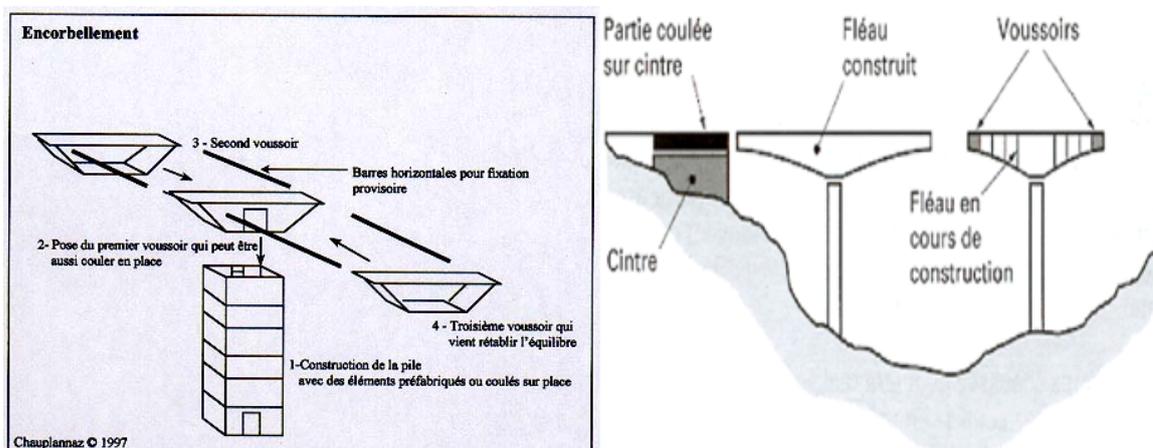


FIGURE 1.14 – Illustration de la méthode de construction par encorbellement

**Domaine d'application**

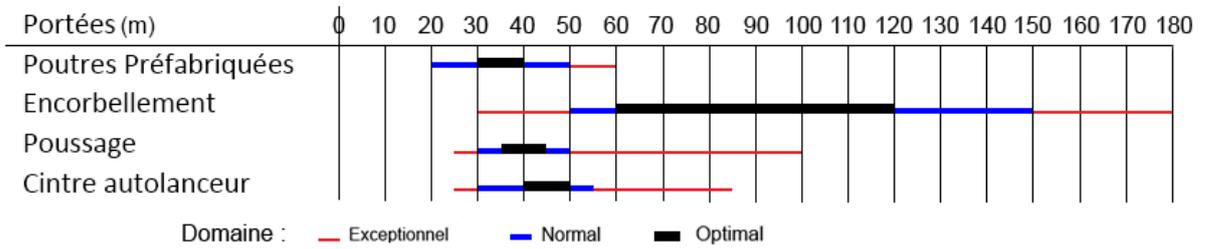


FIGURE 1.15 – Domaine d'application des ponts selon leurs méthodes de construction

**1.2.7 La disposition dans le plan**

- Les ponts droits dont l'axe est rectiligne et normal à l'axe de l'obstacle à franchir
- Les ponts biais dont l'axe est rectiligne et oblique par rapport à l'obstacle à franchir. Conventionnellement, l'angle du biais ( $\alpha$ ) est l'angle exprimé en grade compris entre l'axe longitudinal de l'ouvrage et les lignes d'appuis transversales. Ainsi un pont droit est un pont biais à 100 grades.
- Les ponts courbes ce sont des ponts dont l'axe est courbe

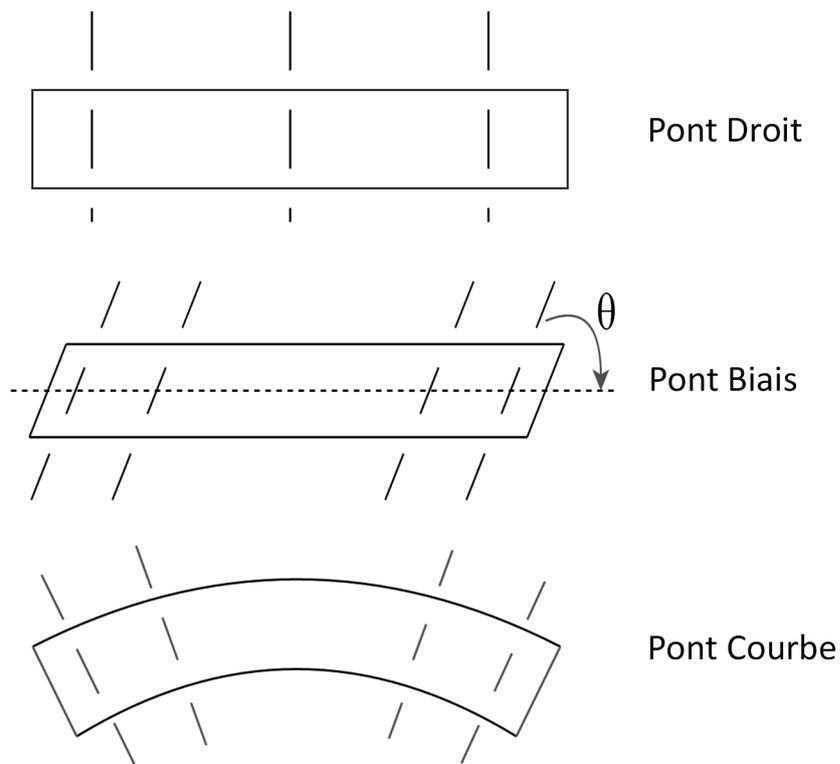


FIGURE 1.16 – Représentation en plan des différentes dispositions d'un pont

## 1.3 Classification à risque

### 1.3.1 Séisme

Les séismes se produisent à cause du déplacement des plaques tectoniques les unes par rapport aux autres. Le déplacement de ces plaques est dû à un certain refroidissement de la planète Terre.

Dans certaines régions, les plaques tectoniques s'affrontent, ce qui entraîne une accumulation d'énergie donc de contraintes le long des zones des failles. Lorsque cette accumulation devient très importante et dépasse le seuil critique, l'équilibre de contact entre les deux plaques est rompu, la faille cède générant ainsi le séisme.

Il provient de cette description qu'il existe des régions dans le monde où le risque sismique est plus ou moins important en fonction de leur position géographique.

Compte tenu de sa localisation dans une zone de convergence de plaques, l'Algérie est connue pour être une zone sismique très active. Au cours de son histoire, elle a subi plusieurs séismes destructeurs. Le tableau 1.1 représente les séismes les plus notables qui ont secoué l'Algérie auparavant.

Tableau 1.1 – Importants séismes en Algérie

Date	Magnitude	Ville	Bilan
01-01-1965	5.5	M'sila	5 morts
24-11-1973	5.1	Mansourah	4 morts
1980	7.2	Chlef (Orléansville, EL Asnam)	2633 morts
27-10-1985	5.9	Constantine	10 morts
31-10-1988	5.4	El-Affroun	-
29-10-1989	6.2	Djebel Chenoua	22 morts
18-08-1994	5.6	Mascara	-
04-09-1996	5.7	Alger	-
22-12-1999	6.1	Aïn Témouchent	-
10-11-2000	5.7	Béni Ourtilane	2 morts
21-05-2003	6.7	Boumerdès (algérois)	2278 morts, 10261 blessés, 119000 personnes sinistrés.
20-03-2006	5.8	Laâlam (Kherrata)	4 morts, 68 blessés, 140 habitations endommagées
22-08-2007	5.2	Médéa	sans gros dégâts
08-08-2007	5.1	Mostaganem	sans gros dégâts
08-07-2007	5.1	Touggourt	sans gros dégâts
2010	5.0	Béni Ilmane(Sétif)	-

La figure 1.17 nous montre les différents zones sismiques en Algérie :

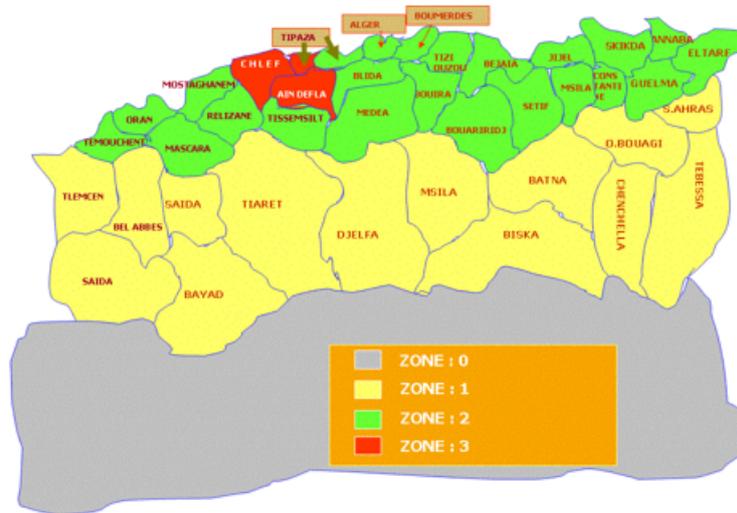


FIGURE 1.17 – Les zones sismiques en Algérie

## 1.4 Vulnérabilité des Ponts aux séismes

Les séismes passés ont montré, que les ponts sont les composants les plus vulnérables dans un réseau routier et sont les plus susceptibles de subir des dommages sévères durant un séisme. Ceci est dû au fait que les ponts se distinguent généralement par un tablier reposant sur plusieurs appuis, de rigidités différentes, conduisant à une oscillation non synchrone des éléments porteurs en raison des mouvements rapides du sol, donnant naissance aux déplacements des différents appuis du pont. Ainsi, les distances entre ces appuis peuvent augmenter ou diminuer périodiquement.

Les ponts peuvent être amenés à osciller dans le sens vertical ou horizontal. Si la sismicité est faible à moyenne, l'excitation verticale peut en général être absorbée sans problème, car les ponts sont conçus en premier lieu pour les charges verticales (poids propre et charge utile). L'excitation horizontale, par contre, conduit souvent à des sollicitations nettement plus grandes que toutes les autres actions ; la vulnérabilité dans le sens longitudinal est plus grande que dans le sens transversal.

L'analyse des dommages sismiques causés aux ponts lors de forts séismes permet d'identifier certains schémas comportementaux typiques et d'en tirer des enseignements importants pour atteindre une meilleure tenue aux tremblements de terre.

Les observations des dommages sismiques causés aux ponts lors de séismes passés, parus dans les rapports de reconnaissance des dommages des ponts tel que "the 2011 Great East Japan Earthquake"[2], le séisme de "The Wenchuan Earthquake –Chine-"[3], et le séisme de "Kobe", ont permis aux experts d'estimer certains aspects comportementaux typiques et d'établir plusieurs classifications selon les critères considérés pour l'identification des dommages de ponts.

### 1.4.1 Observations post sismique Kobe 1995

L'enregistrement des dégâts lors du séisme de Kobe a permis de déterminer les principales causes de rupture des ponts à savoir la chute du tablier en raison de zones d'appui trop courtes dans le sens longitudinal. La figure 1.18, prise après le tremblement de terre de Kobe au Japon en 1995, en montre un exemple.



FIGURE 1.18 – Chute du tablier d'un pont lors du tremblement de terre de Kobe 1995

La figure 1.19 montre aussi des éléments porteurs déplacés latéralement à l'endroit d'un joint de dilatation, sans s'écrouler complètement. L'effondrement de tabliers conduit en général à des dommages corporels et à la ruine totale du pont occasionnant une longue interruption du trafic jusqu'à ce que le pont soit réparé ou remplacé.



FIGURE 1.19 – Déplacement latéral du tablier et chute des appuis sur palée d'un pilier à Kobe en 1995

Le deuxième cas typique de dommages enregistrés durant ce séisme majeur est bien l'endommagement des piles, qui peut aller jusqu'à l'effondrement. Cela concerne avant tout les piles en béton armé dimensionnées de manière conventionnelle. La ruine intervient par une rupture fragile sous l'effort cyclique combiné du moment, de l'effort tranchant et de l'effort normal comme le montre la figure 1.20.

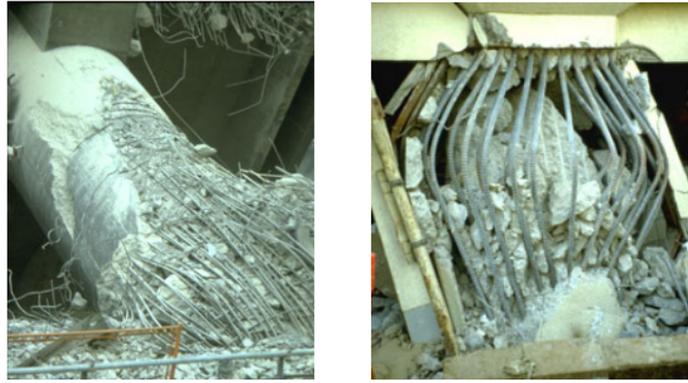


FIGURE 1.20 – Ruines des piles de pont en béton armé lors du tremblement de terre de Kobe en 1995

D'autre part, on a remarqué que les piles intermédiaires courtes étaient particulièrement les plus exposées au danger, car d'une part en raison de leur grande rigidité, elles encaissent les forces horizontales des éléments porteurs du pont, et d'autre part elles présentent en raison de leur faible hauteur, un rapport défavorable des sollicitations entre efforts tranchants et moments qui conduisent souvent à une rupture fragile par cisaillement.

#### 1.4.2 Observations post sismique Wenchuan 2008 et Japon 2011

Les séismes de Wenchuan en Chine et celui causé par le tsunami en 2011 sur la côte Pacifique du Tohoku au Japon ont causé d'énormes dégâts, les principaux endommagements enregistrés dans plusieurs structures étaient fortement liés à l'échappement d'appui, pour des causes multiples à savoir entrechoquement, déplacements différentiels entre appuis (La figure 1.22), tassements des fondations, et rupture des appareils d'appuis comme l'indique La figure 1.21.

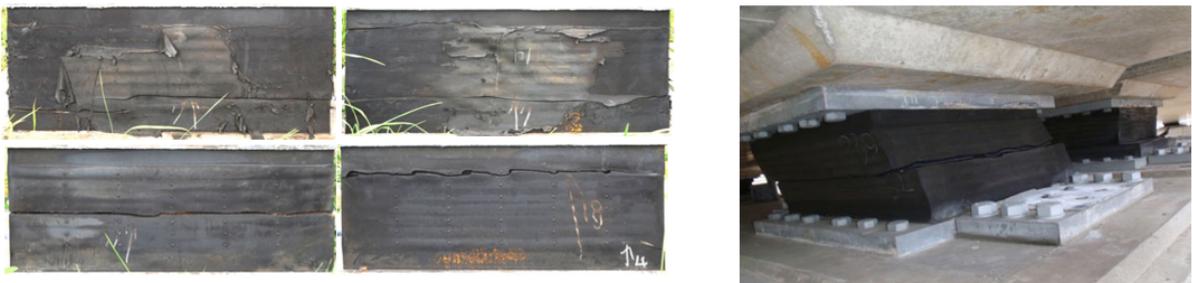


FIGURE 1.21 – Rupture des appareils d'appui du viaduc de Rifu



FIGURE 1.22 – Rupture du Pont de Xiaoyudong lors du séisme de Wenchuan

### 1.4.3 Classifications des risques

Après l'analyse du comportement de plusieurs ponts lors des différents séismes. Les risques pouvant causer des dommages sont classés comme suit :

#### Risques relatifs au sol de fondation

Les constats posts-sismiques effectués dans le passé ont mis le point sur l'influence des conditions du site sur le comportement des ponts. Plusieurs problèmes ont été énumérés, il s'agit en premier lieu du risque de liquéfaction des sols et les phénomènes associés tels que la perte de résistance des couches, étalement latéral et tassement post-sismique



FIGURE 1.23 – Effondrement d'un viaduc lors du séisme de Kobe (1995) en raison de la liquéfaction du sol

**Les dommages liés à l'infrastructure du pont**

Soumises en permanence aux charges appliquées aux ponts, les piles sont les éléments structurels appelés à se maintenir en service le plus longtemps qu'il soit et de la meilleure manière, car la rupture d'une seule pile provoquerait quasi-certainement la rupture du tablier engendrant la mise hors-service du pont. Les risques auxquels sont exposés ces éléments sont dus essentiellement aux ruptures fragiles de certains éléments en raison du manque de ductilité ou de confinement du béton. D'une manière plus détaillée, les dommages provoqués proviennent d'une insuffisance des longueurs d'ancrage ou de recouvrement ou en raison du flambement des aciers longitudinaux.

**Risques relatifs à la configuration du pont**

Dans le cas le plus favorable des conditions de réalisation du projet de pont, on opte pour des structures régulières, voir symétriques, dissipant facilement l'énergie de déformation apparaissant lors d'un choc sismique. Cependant, la réalité du terrain dit autrement, on est le plus souvent confronté à des contraintes dans la conception.

**Les dommages liés aux déplacements des tabliers et des appuis**

Pièce maîtresse de tous types de ponts, un tablier sous l'effet de son poids propre et des charges d'exploitation qu'il supporte est soumis aux forces d'inertie qui surgissent lors de l'action sismique, entraînant des déplacements importants des appareils d'appuis, voir provoquer leurs échappements. D'autres phénomènes peuvent compromettre la sécurité de l'ouvrage, il s'agit des déplacements d'appuis, c'est-à-dire les piles et les culées, ou encore les déplacements différentiels non synchrones des têtes de piles, provoquant ainsi une redistribution des charges sur les appuis.

# Chapitre 2

## Stratégies de la conception Parasismique

### 2.1 Introduction

La vulnérabilité sismique de notre pays confirme la nécessité de mettre en place différentes stratégies de conception, qui permettent de faire face aux effets préjudiciables générés lors des mouvements sismiques et d'assurer l'utilisation de la structure après séismes majeurs, cela en suivant deux approches de « philosophies » différentes en termes de performance et de niveau d'endommagement sismique. Il s'agit respectivement des conceptions dites « ductiles » ou basées sur les principes d'isolation sismique. Les coûts des deux approches sont sensiblement différents, elles conduisent aussi à des comportements sous séismes bien distincts et il appartient donc au maître d'ouvrage, en fonction du contexte (sismicité, valeur attribuée à l'ouvrage, aspects stratégiques) de se prononcer en faveur de l'une ou de l'autre.

### 2.2 Approche conventionnelle

#### 2.2.1 Principe

La méthode conventionnelle de conception parasismique consiste à assurer à la structure et à sa fondation une résistance suffisante pour reprendre les charges sismiques de façon sécuritaire et économique. Pour y arriver, les structures sont conçues de façon à dissiper l'énergie induite par le séisme de calcul à travers les déformations inélastiques concentrées dans des zones préalablement sélectionnées qui sont dites rotules plastiques. Dans le cas des ponts elles doivent se former uniquement dans les piles et plus précisément dans les zones d'encastrement (encastrement des piles sur les semelles ou le cas échéant à l'encastrement des piles au tablier) une manière d'assurer l'accessibilité pour le contrôle et pour faciliter les réparations éventuelles ; les culées peu déformables et encastrées dans le terrain ne sont pas susceptibles de se plastifier. Elles sont typiquement situées à la base des unités de fondation au-dessus du niveau du sol et sont détaillées pour avoir un comportement ductile (avoir une bonne capacité de déformation inélastique sans dégradation importante de la résistance ou de la rigidité). En raison des difficultés d'inspections et de réparations, les parties des fondations situées sous le niveau du sol sont calculées pour demeurer élastiques.

De cette façon, la structure y compris les éléments de fondation accessibles sont conçus à un niveau de résistance plusieurs fois inférieur aux forces sismiques élastiques. Ceci revient à transformer la demande en force à une demande en ductilité qui se veut plus économique à assurer. La réduction des forces élastiques est représentée par le coefficient de comportement « q » qui définit la capacité de dissipation de l'énergie (La figure 2.1)[4]

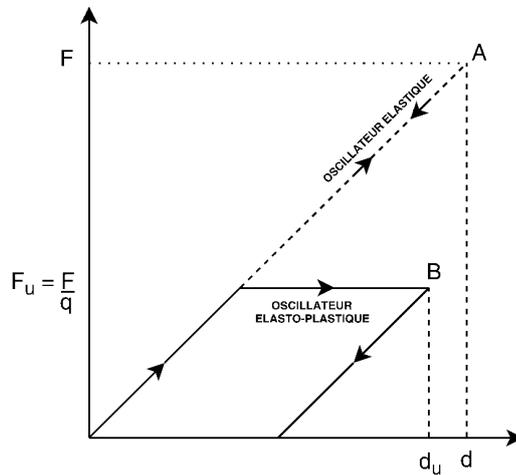


FIGURE 2.1 – Réduction et écrêtage des efforts par le coefficient de comportement

### 2.2.2 Avantage

Cette méthode est généralement appliquée pour les ponts à sismicité moyenne ou forte pouvant accepter un certain niveau de dégradation. Les sollicitations sismiques sont efficacement abaissées et maîtrisées à travers la dissipation d'énergie par des déformations inélastiques formant des rotules plastiques. Ceci réduit le coût grâce à la diminution de la force prise en compte dans le dimensionnement par le coefficient de comportement.

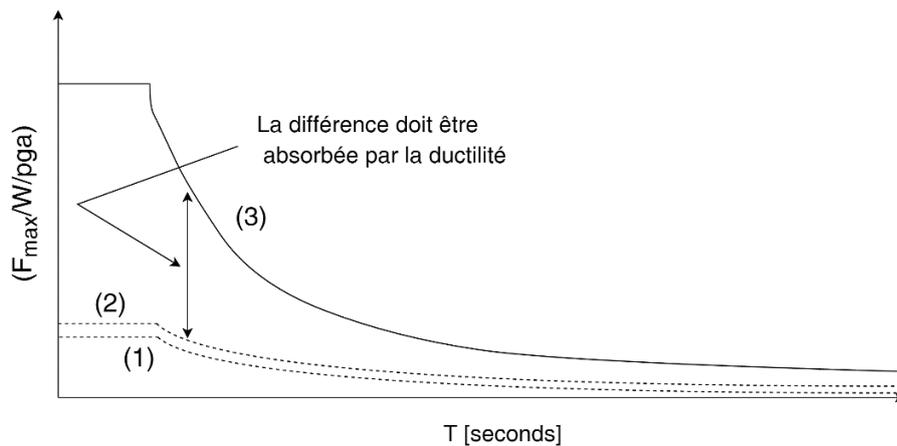


FIGURE 2.2 – Spectre de réponse

### 2.2.3 Inconvénients

#### Problèmes de résonance

Le problème fréquent que rencontrent les structures encastrées est que la fréquence du mode fondamental est généralement comprise dans l'intervalle des fréquences du séisme. Ceci entraînera une amplification du mouvement du sol causant de sévères endommagements. Pour cela, la période propre doit être augmentée ou diminuée en augmentant la flexibilité ou la rigidité de la structure respectivement.[5]

L'influence de la période propre sur la réponse de la structure peut être décrite en considérant le système masse-ressort avec des rigidités différentes, représenté dans La figure 2.3 ci-dessous.

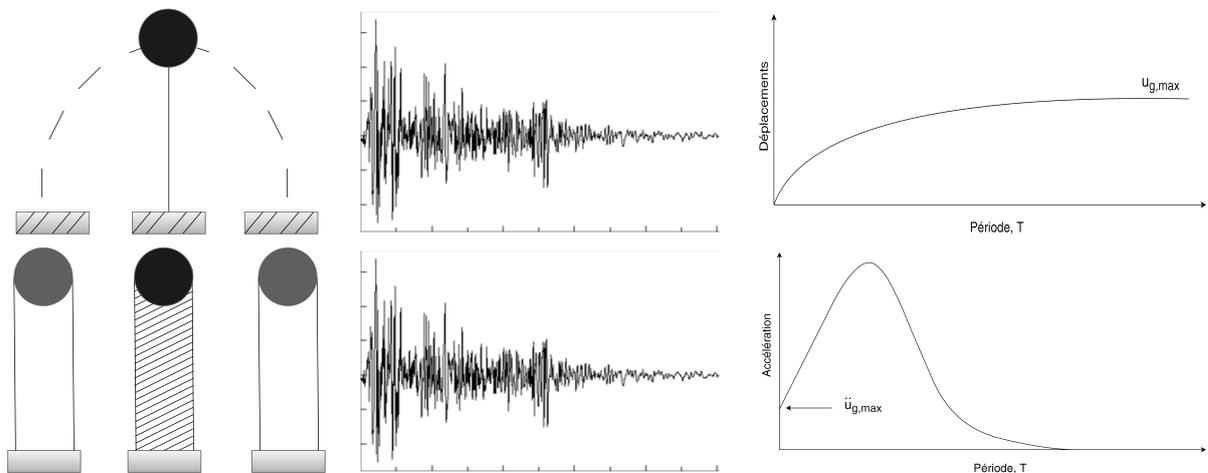


FIGURE 2.3 – Réponse spectrale d'un système masse-ressort

Dans le cas où le ressort est infiniment flexible, on remarque lors d'une excitation d'un séisme que la masse étant incapable de suivre le mouvement du sol, garde sa position initiale, cette réponse aura une accélération nulle, alors que le déplacement relatif atteint sa valeur maximale.

En considérant dans le second cas un ressort infiniment rigide, la masse suivra automatiquement le mouvement du sol, cette réponse impliquera un déplacement relatif nul et une accélération égale à l'accélération du sol. Il résulte de l'exemple donné précédemment qu'une structure flexible entraînera un déplacement excessif et une accélération nulle de la masse, tandis qu'une structure rigide donnera un déplacement nul et une accélération très grande égale aux forces sismiques.

On peut conclure qu'en utilisant la méthode conventionnelle, on ne peut réduire les déplacements et les forces sismiques à la fois afin d'éviter les endommagements.

## Endommagement de la structure

L'utilisation de la méthode conventionnelle entraînera un endommagement partiel de la structure en cas de séisme (La figure 2.4), d'où la nécessité de prévoir d'éventuelles réparations par la suite, qui influera considérablement sur le coût global de la construction. On peut dire ainsi que cette solution s'avère désavantageuse dans le cadre d'un projet de construction d'un pont en zone sismique, du moment où elle augmente les interventions sur l'ouvrage.



FIGURE 2.4 – Endommagement partiel après séisme

### 2.2.4 Le besoin d'une nouvelle approche

Afin d'éliminer ou bien de réduire les inconvénients cités ci-dessus, le recours à une nouvelle stratégie peut s'avérer plus sécuritaire et économique, cela étant due aux coûts onéreux engendrés par les différentes réparations et la perte de fonction des structures après séisme.

En outre, ce retour d'expérience acquis lors des séismes majeurs passés, a permis aux ingénieurs et aux chercheurs de travailler sur des technologies nouvelles pour faire face à ces problèmes et permettre à la structure de ne subir aucun dégât.

## 2.3 L'isolation parasismique

### 2.3.1 Principe de l'isolation parasismique pour les ponts

En construction parasismique il est souvent avantageux de découpler le mouvement de la structure portée de celui de ses appuis. Ce découplage est obtenu en augmentant la flexibilité de la structure, en d'autres termes en allongeant sa période fondamentale de vibration, tout en fournissant un amortissement approprié (La figure 2.5), car si la période de vibration de la structure est augmentée suffisamment pour s'éloigner de la période d'excitation prédominante du tremblement de terre, les accélérations transmises à celle-ci (et par conséquent les forces) sont considérablement réduites.

L'isolateur capte les déformations (inélastiques) et filtre les accélérations (hautes fréquences) de sorte que la superstructure isolée (au-dessus) se déplace essentiellement selon un mode rigide subissant de faibles accélérations et presque pas de déformations.

Par conséquent, les forces d'inertie transmises aux éléments de fondations sont limitées et demeurent en deçà de la capacité élastique de tels éléments.

Les isolateurs sont habituellement placés à la base de la structure. Dans la littérature anglophone, on y fait alors référence en utilisant le terme « *base isolation* ». Dans le cas des ponts cependant, qui comprennent généralement des piles qui sont relativement légères comparativement au tablier, les isolateurs sont placés entre le dessus des piles ou des culées et le tablier.

Les dispositifs d'isolation jouent deux rôles sur le comportement dynamique des structures, de façon à assurer leur protection contre les effets des séismes, soit l'allongement de la période et l'augmentation de l'amortissement qui a pour objectif principal l'absorption et la dissipation d'une partie importante de l'énergie sismique.

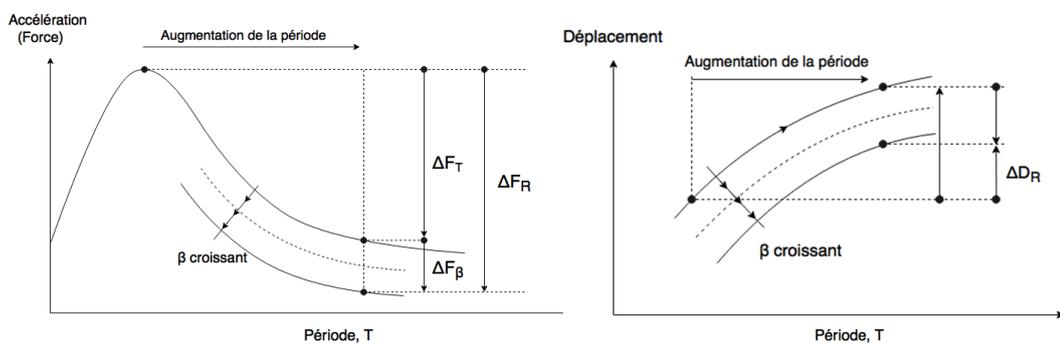


FIGURE 2.5 – Principe de l'isolation sismique

### 2.3.2 Avantages

Les techniques d'isolation sismique permettent en premier lieu de réduire les forces sismiques exercées sur les structures de l'ordre de 3 à 10 fois par rapport à la demande en force sur une structure non isolée [4]. Elles représentent un excellent système pour réaliser une protection sismique efficace des structures nouvelles et existantes. Grâce aux isolateurs parasismiques, un niveau potentiellement élevé de protection des ponts par rapport aux techniques conventionnelles peut être atteint avec, en plus, la réalisation d'économies sur les coûts du projet. En outre, les isolateurs sismiques peuvent être entretenus et remplacés à tout moment, permettant ainsi à la structure, dans la mesure du possible, de rester dans le domaine élastique avec une atténuation significative de l'énergie transmise par le mouvement du sol.

En effet, en général, l'isolation sismique permet de réaliser des économies sur le coût de la construction de l'ouvrage en plus de présenter un avantage indéniable à long terme étant donné qu'elle préserve la fonctionnalité de l'ouvrage après séisme et élimine le coût de reconstruction. Cet avantage revêt une importance capitale pour un pont classé comme pont de secours qui doit demeurer en service après le séisme.



FIGURE 2.6 – Pont de Kishinoue au Japon équipé d'isolateurs sismiques.

### 2.3.3 Inconvénients

L'augmentation de la période conduira à des déplacements extrêmement importants entre le tablier et ses appuis, mis en évidence lors de séismes récents : Kobé (Japon 1995), Loma preita (Californie 1989), qui peuvent être minimisés et contrôlés en augmentant l'amortissement. Ces déplacements ont une ampleur très différente de celle prévisible par le calcul. Il convient donc de prendre des mesures complémentaires pour assurer l'intégrité de la structure et cela par la mise en place d'un système de blocage ou d'un dispositif de glissements.

Enfin, le coût important des dispositifs antisismiques (soit  $15 \text{ €/dm}^3$  pour les NRB et  $18 \text{ €/dm}^3$  pour les HDRB selon ATCP - Bearing Division) et la difficulté des calculs associés réserve généralement leur utilisation aux zones où l'aléa sismique est très important et/ou aux ouvrages à caractère exceptionnel en termes de dimensions ou d'enjeux socio-économiques.

# Chapitre 3

## Dispositifs parasismiques pour les ponts

### 3.1 Introduction

Les dispositifs existants permettent de désynchroniser la fréquence de vibration d'une structure à amortir et celle de l'excitation et de limiter l'effet de cette dernière par l'introduction de rigidité et/ou d'amortissement. Cette intervention est appelée contrôle. Ils peuvent être classés en trois familles, dispositifs de contrôle passif, actif et semi-actif ; le contrôle passif qui est le plus utilisé dans le domaine du génie civil, consiste à superposer à la structure un dispositif qui modifie la rigidité ou l'amortissement du système structural sans demande d'une source d'énergie externe et sans introduire de l'énergie pour son fonctionnement. Le contrôle actif vise à imposer une force ou un déplacement en certains points du système à contrôler, en fonction notamment de l'état mesuré ou de l'historique de celui-ci, ce type de contrôle contrairement au précédent nécessite une source importante d'énergie externe pour opérer les actionneurs qui fournissent les forces de contrôle.

Le contrôle semi-actif quant à lui, combine les principaux traits des systèmes actifs et passifs, en effet ces systèmes exigent une faible source d'énergie pour modifier la propriété mécanique du dispositif de contrôle. [6]

Dans notre étude nous nous intéressons particulièrement aux dispositifs d'isolations passifs à bases d'élastomères qui existent sous trois différents types : appareils d'appui en élastomère fretté (NRB), l'élastomère fretté à amortissement élevé (HDRB) et avec noyau de plomb (LRB).

Cependant, il existe une multitude de systèmes d'isolation appliqués aux ponts à travers le monde, on peut citer les systèmes à base de glissement qui permettent le découplage des mouvements de la superstructure de ceux des éléments de fondation au moyen d'interface de glissement. De plus, l'interface de glissement permet de dissiper l'énergie sismique par friction. A titre d'exemple, le système de pendule à friction est un système qui utilise une interface de glissement sous forme de cuvette (portion d'une sphère) qui confère à la structure un mouvement global similaire à un pendule. Le rayon de courbure et le coefficient de frottement de l'interface sont les caractéristiques clés qui contrôlent la période d'isolation et la quantité d'énergie dissipée du système.

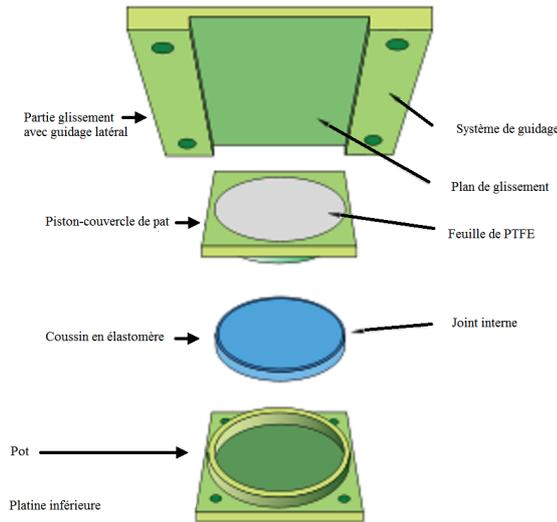


FIGURE 3.1 – Schéma de l'appareil d'appui à pot

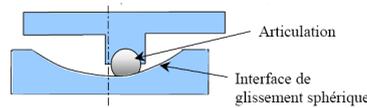


FIGURE 3.2 – Schéma de l'isolateur de type pendule à friction

## 3.2 Appuis et isolateurs sismiques pour les ponts

### 3.2.1 Appareils d'appui en élastomère fretté (NRB)

Un appareil d'appui en élastomère fretté est un bloc d'élastomère vulcanisé renforcé intérieurement par une ou plusieurs frettes en acier, collées chimiquement par adhésion pendant la vulcanisation. L'élastomère est un matériau macromoléculaire qui reprend approximativement sa forme et ses dimensions initiales après avoir subi une importante déformation sous l'effet d'une faible variation de contrainte. (figure 3.3)

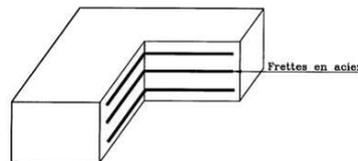


FIGURE 3.3 – Schéma de l'appareil d'appui à élastomère fretté (NRB)

Les couches d'élastomère offrent la propriété de flexibilité latérale au système tandis que les feuilles d'acier de nuance S 235, en confinant les couches de caoutchouc, confèrent au système une grande rigidité verticale. L'appareil d'appui peut ainsi supporter de grandes charges verticales tout en restant horizontalement très flexible (La figure 3.4).

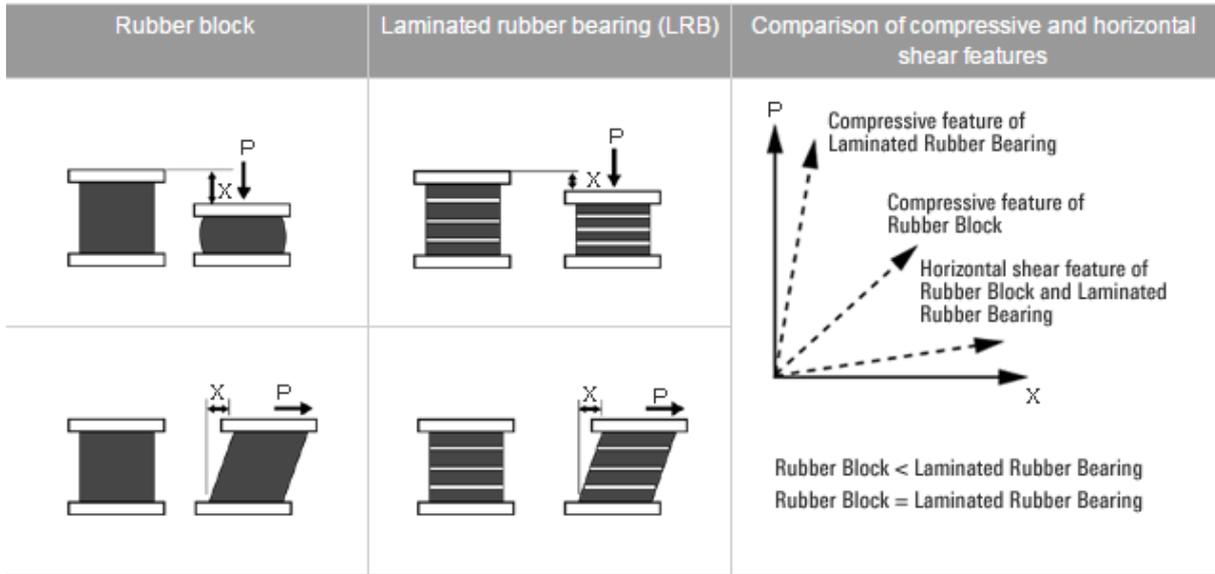


FIGURE 3.4 – Comportement des appareils d’appuis en élastomères avec et sans frettes d’acier. (Bridgestone)

En effet, lorsque l’élastomère est comprimé verticalement, en supposant que c’est un matériau incompressible, il aura tendance à prendre de l’expansion sur les côtés libres mais les frettes en acier sont alors sollicitées en tension et retiennent cette expansion latérale de l’élastomère. De cette façon, l’écrasement de l’élastomère est diminué et la charge verticale qu’il peut supporter est augmentée.

L’élastomère fretté a un comportement quasi parfaitement linéaire-élastique, tel qu’illustré sur La figure 3.5 [7], et présente un taux d’amortissement très bas, soit de l’ordre de 5% de l’amortissement critique. C’est pourquoi cet appareil d’appui est souvent jumelé avec un amortisseur. Pour contrer le manque de capacité de dissipation d’énergie des élastomères frettés, les deux autres types d’isolateurs en élastomère ont été développés.

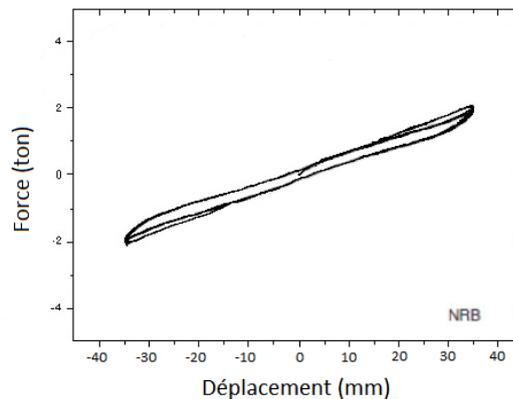


FIGURE 3.5 – Hystérésis des appareils d’appuis en élastomères frettés

### 3.2.2 L'élastomère fretté à amortissement élevé (HDRB)

Les isolateurs en élastomères frettés à amortissement élevé (connu sous le nom de High Damping Rubber Bearing) ont à la fois la capacité d'augmenter la période naturelle de la structure et de dissiper l'énergie de façon à limiter le déplacement.

Ces appareils peuvent donc résister à des déformations en cisaillement très grandes, beaucoup plus élevées que les élastomères normaux. L'élastomère à amortissement élevé a un comportement non linéaire sous les forces latérales, c'est-à-dire qu'il a une rigidité latérale initiale pour de petites déformations en cisaillement assez élevée, puis une rigidité qui diminue considérablement pour de grandes déformations : elle peut devenir jusqu'à quatre fois plus petite [8]. Ce comportement non linéaire de l'élastomère est obtenu par l'ajout de composants chimiques qui changent les propriétés du matériau. Cet isolateur présente un taux d'amortissement de l'ordre de 10 à 16% de l'amortissement critique [9].

La loi de comportement du dispositif montre la formation de grandes boucles d'hystérésis synonyme d'une bonne dissipation d'énergie (La figure 3.6).

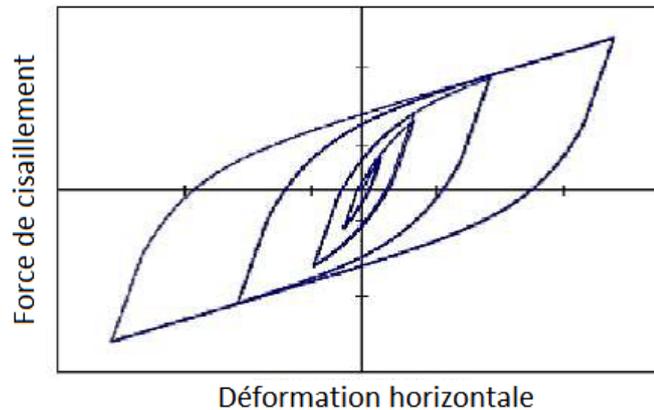


FIGURE 3.6 – Loi de comportement du HDRB

### 3.2.3 L'élastomère fretté avec noyau de plomb (LRB)

L'élastomère fretté avec noyau de plomb se compose de minces feuilles de caoutchouc alternées de plaques minces en acier avec un ou plusieurs barreaux de plomb qui permettent d'augmenter la capacité d'amortissement (La figure 3.7).

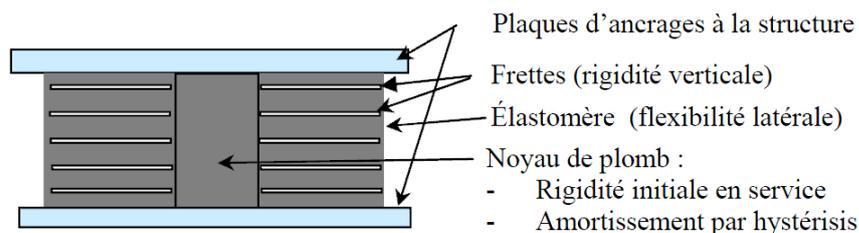


FIGURE 3.7 – Isolateur élastomérique à base de noyau de plomb

L'introduction du plomb au centre du dispositif qui possède une limite élastique de plastification en cisaillement d'environ 10 MPa [9], apporte une plus grande rigidité initiale tout en procurant une bonne dose d'amortissement hystérétique qui fournit une grande capacité de dissipation d'énergie. Comme le cœur de plomb se plastifie dès l'amorce du déplacement, la force de restitution du système est entièrement procurée par le caoutchouc.

Le plomb a donc un comportement quasi parfaitement élasto-plastique, alors que l'élastomère a un comportement linéaire-élastique. La combinaison des deux donne une courbe d'hystérésis élasto-plastique quasi parfaite, tel qu'illustré sur La figure 3.8c

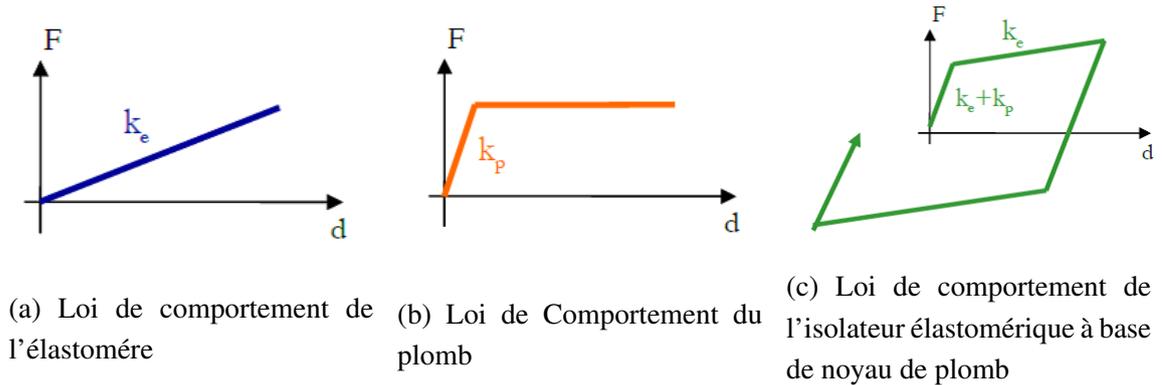


FIGURE 3.8 – Loi de comportement de l'isolateur élastomérique à base de noyau de plomb

La limite élastique du LRB est proportionnelle au diamètre du noyau du plomb comme le montre La figure 3.9, où on note dans le cas des diamètres élevés une surface sous la courbe largement supérieure à celle obtenue avec les diamètres de plomb plus petits, ceci mènera à l'augmentation du taux d'amortissement critique et de la quantité d'énergie dissipée.

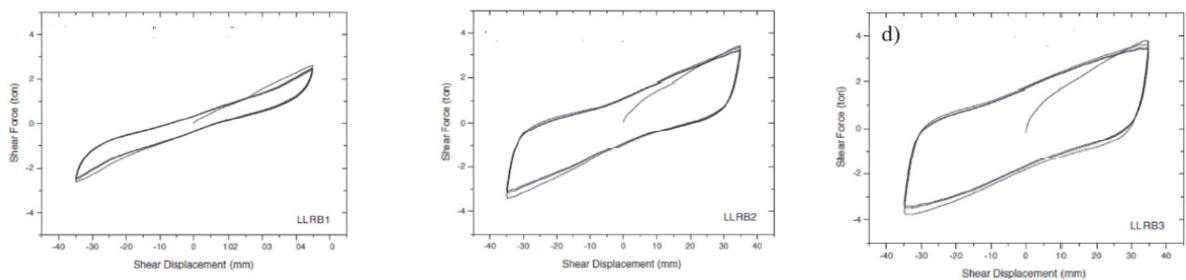


FIGURE 3.9 – Hystérésis des élastomères frettés avec noyaux de plombs d'un diamètre de 27, 37 et 48 mm respectivement [10]

### 3.3 Amortisseurs

#### 3.3.1 Les amortisseurs à ressort précontraint

Les amortisseurs à ressort précontraint se présentent sous la forme d'un cylindre composé de deux ressorts pré-comprimés et de deux amortisseurs à fluide visqueux associés à des pistons (La figure 3.10). D'un point de vue mécanique, ils fonctionnent comme un ressort et un amortisseur pur de type visqueux en parallèle. Le ressort est précontraint c'est-à-dire qu'il ne se déclenche que pour une valeur seuil de l'effort appliqué [11]. Ces dispositifs présentent deux avantages majeurs :

- Ils bloquent les mouvements en service et ne se déclenchent que sous sollicitations sismiques au-delà d'une certaine intensité.
- Ils repositionnent l'ouvrage dans sa position « d'origine » après séisme.

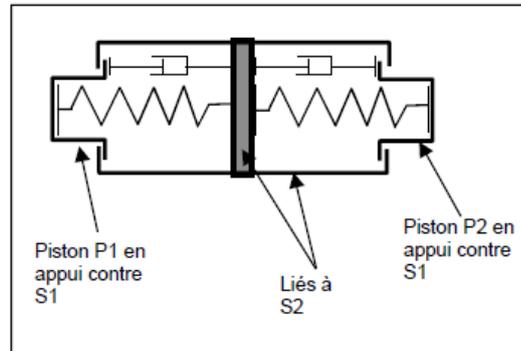


FIGURE 3.10 – Schéma du dispositif à ressort précontraint

$$F = F_0 + KX + CV^\alpha \tag{3.1}$$

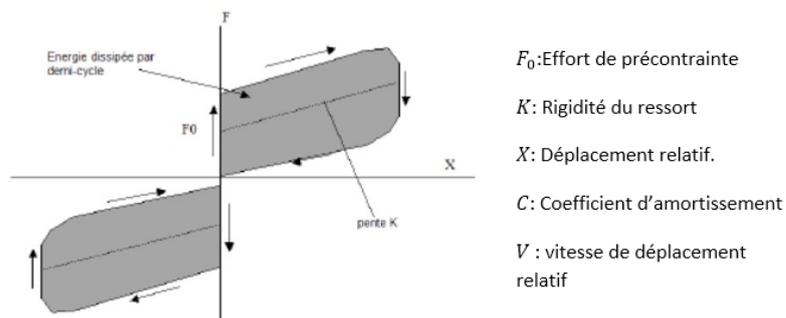


FIGURE 3.11 – Loi de comportement de l'amortisseur à ressort précontraint

#### 3.3.2 Les amortisseurs visqueux

L'amortisseur visqueux se constitue d'un cylindre creux rempli avec un fluide à base d'huile de silicone, qui est forcé de s'écouler entre les orifices du dispositif donnant naissance

à une dissipation d'énergie sous forme de chaleur. Ces dispositifs sont assimilables à des vérins « Hydrauliques » à double effet et à forte capacité de dissipation d'énergie. La relation entre la force d'amortissement  $F$  et la vitesse relative  $V$  peut s'écrire  $F = CV^\alpha$ , où  $C$  et  $\alpha$  sont des paramètres qui dépendent de la loi de comportement du fluide et des choix de fabrication et de conception des dispositifs.

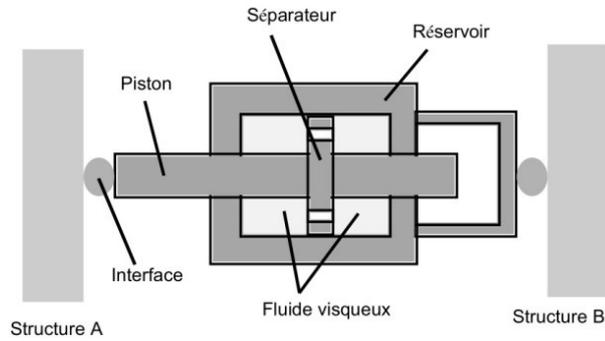


FIGURE 3.12 – Schématisation de l'amortisseur hydraulique visqueux

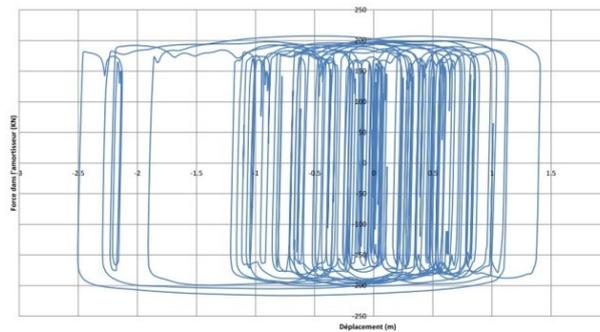


FIGURE 3.13 – Loi de comportement de l'amortisseur visqueux [12]

# Chapitre 4

## Spectre de réponse

### 4.1 Elaboration d'un spectre de réponse

L'action d'un séisme sur une structure est modélisée par un oscillateur simple, soumis à un déplacement horizontal à sa base. Afin d'élucider ce phénomène, considérons une masse  $m$  liée à une console verticale encastrée dans le sol en un point  $A$  (La figure 4.1)

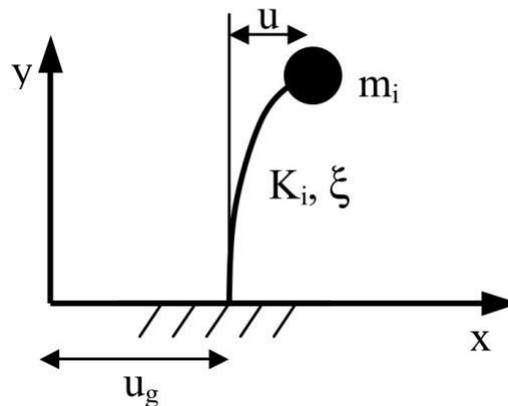


FIGURE 4.1 – Oscillateur simple

Pour tenir compte du mouvement du sol en cas de séisme, on impose au point  $A$  un déplacement horizontal  $u_g(t)$  variable avec le temps. Nous pouvons considérer les déplacements de la masse  $m$  soit dans un repère relatif lié au point  $A$  (déplacement  $u(t)$ ), soit dans un repère absolu (déplacement  $x(t)$ ).

L'ensemble des déplacements considérés dans cette figure sont liés par la relation :

$$x(t) = u_g(t) + u(t) \quad (4.1)$$

Ce qui nous permet d'en déduire par dérivation la relation entre les accélérations :

$$\ddot{x}(t) = \ddot{u}_g(t) + \ddot{u}(t) \quad (4.2)$$

La masse est soumise aux forces horizontales suivantes :

— Une force de rappel due à la console qui est proportionnelle au déplacement relatif  $u$  :

$$F_s = -ku \quad (4.3)$$

— Une force d'amortissement supposée proportionnelle à la vitesse relative  $\dot{u}$  :

$$F_d = -c\dot{u} \quad (4.4)$$

Ces forces sont liées à l'accélération absolue  $\ddot{x}(t)$  par la relation :

$$F_s + F_d = \ddot{x}(t) \quad (4.5)$$

Ainsi, on peut écrire l'équation du mouvement :

$$\ddot{x} + \frac{c}{m}\dot{u} + \omega^2 u = 0 \quad (4.6)$$

Tenant compte de la relation (1.2), cette équation devient :

$$\ddot{u} + 2\xi\omega\dot{u} + \omega^2 u = \frac{p(t)}{m} \quad (4.7)$$

Où  $p(t) = -m\ddot{u}_g$  et  $c = 2m\omega\xi$  avec  $\xi$  représentant le pourcentage d'amortissement critique.

Ainsi, on constate qu'on se ramène à l'étude d'un oscillateur simple dans le repère relatif en supposant la masse soumise à une force fictive  $p(t) = -m\ddot{u}_g$  proportionnelle à l'accélération absolue au point d'appuis  $A$ .

La solution de cette équation faisant intervenir des variables temporelles et spatiales à la fois est donnée par l'intégrale de Duhamel, qui prend la forme particulière :

$$u(t) = \frac{-1}{\omega_d} \int_0^t \ddot{u}_g(\tau) e^{-\xi\omega(t-\tau)} \sin(\omega_D(t-\tau)) d\tau \quad (4.8)$$

Avec  $\omega_D = \omega\sqrt{1-\xi^2}$  représentant la pseudo-pulsation.

On peut remarquer que la valeur du déplacement ne dépend que de la pulsation  $\omega$ , du coefficient d'amortissement  $\xi$  et de l'accélération  $\ddot{u}_g$  du sol.

A partir de cette intégrale, pour un taux d'amortissement constant, en considérant  $n$  oscillateurs simples se caractérisant par différentes périodes de vibration propres et balayant toute la plage des périodes que peuvent avoir des structures réelles, on détermine le déplacement maximal pour chaque oscillateur sous excitation sismique sous forme d'accélérogramme. Ainsi, à chaque oscillateur simple de période  $T_i$  correspondra un déplacement maximal  $D_{(i,max)}$ . La courbe donnant les déplacements maximaux  $D_{(i,max)}$  en fonction des périodes de vibration propre  $T_i$  de chaque oscillateur simple est appelée « spectre de réponse en déplacement »  $S_d$ . On peut alors définir les spectres de pseudo-vitesse  $S_v$  et de pseudo-accélération  $S_a$ . A noter que le terme « pseudo » provient du fait que  $S_e$  n'est pas égal à l'accélération totale de la masse que si l'amortissement est parfaitement nul, il est en général faible (de l'ordre de 5% pour les structure en béton armé). La figure 3.1 présente un schéma indiquant la méthodologie de l'élaboration d'un spectre de réponse.

$$S_v(\text{pseudo} - \text{vitesse}) = \omega S_d \quad (4.9a)$$

$$S_e(\text{pseudo} - \text{acceleration}) = \omega^2 S_d \quad (4.9b)$$

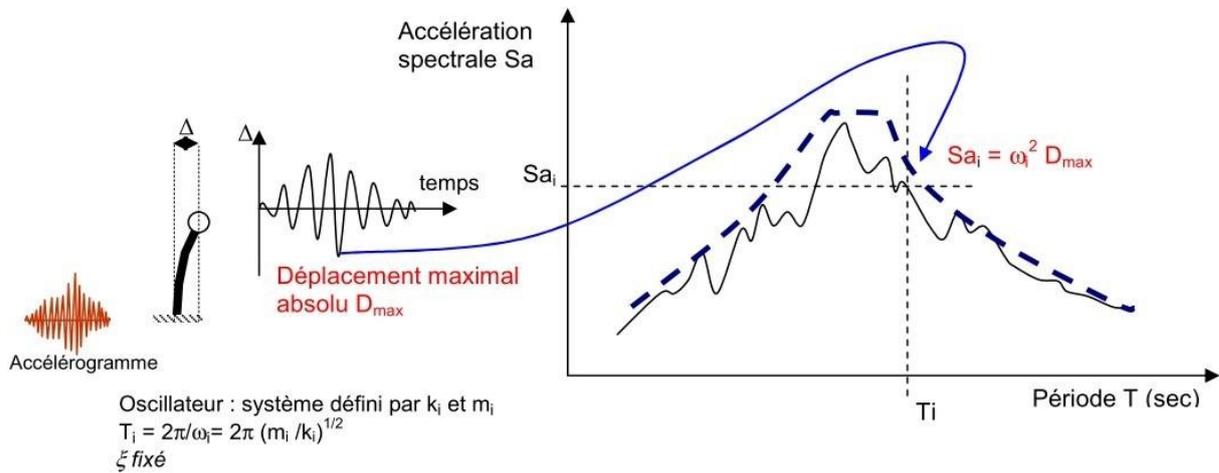


FIGURE 4.2 – Elaboration d'un spectre de réponse

## 4.2 RPOA

### 4.2.1 Classification des ponts, zones et sols

#### Classification des ponts

**Groupe 1 : (ponts stratégiques)** Ce groupe recouvre les ponts devant rester circulables après avoir subi l'action sismique ultime réglementaire :

- Les ponts dont l'utilisation est primordiale pour les besoins de la sécurité civile, de la défense nationale ainsi que pour le maintien de l'ordre public,
- Les ponts supportant des pistes d'avions appartenant à des aéroports ;
- Les ponts sur itinéraires d'acheminement des secours et de desserte des installations d'importance vitale ;
- Liaisons ferroviaires.

**Groupe 2 : (ponts importants)** Dans ce groupe sont classés les ponts qui franchissent ou longent au moins une des voies terrestres ci-après :

- Autoroutes, routes express et voies à grande circulation ;
- Liaisons assurant la continuité du réseau autoroutier ;
- Grandes liaisons d'aménagement du territoire ;
- Les ponts situés dans les emprises des ports commerciaux maritimes ;
- Les ponts sur itinéraire de desserte des installations de grande importance (Groupe 1B de RPA 99/2003).

**Groupe 3 : (ponts d'importance moyenne)** Ce groupe englobe les ponts qui ne sont rangés ni en groupe 1 ni en groupe 2. Les ouvrages classés dans les groupes 2 ou 3 pourraient être surclassés d'un rang si leur endommagement provoquerait des dommages à un bâtiment, équipement ou installation d'importance moyenne à vitale.

### Classification des zones

- Zone 0 : négligeable
- Zone I : faible
- Zone II.a : moyenne
- Zone II.b : élevée
- Zone III : très élevée

### Classification des sols

**Catégorie S1 : (site rocheux)** Rocher sain ou autre formation géologique caractérisée par une vitesse d'onde de cisaillement  $V \geq 800m/s$

**Catégorie S2 : (site ferme)** Dépôts de sables et graviers denses à très denses, marnes ou argiles raides très surconsolidées sur 10 à 20m d'épaisseur avec  $V_s \geq 400m/s$  à partir de 10m de profondeur.

**Catégorie S3 : (site meuble)** Dépôts épais de sables et graviers moyennement denses ou d'argile moyennement raide avec  $V_s \geq 200m/s$  à partir de 20m de profondeur.

#### Catégorie S4 : (site très meuble)

- Dépôts de sables lâches avec ou sans présence de couches d'argile molle pour  $V_s < 200m/s$  dans les 20 premiers mètres.
- Dépôts d'argile molle à moyennement raide avec  $V_s < 200m/s$  dans les 20 premiers mètres.

## 4.2.2 Spectre de réponse élastique

$$S_{ae}(T, \xi)_{(m/s^2)} = \begin{cases} AgS \left(1 + \frac{T}{T_1}(2.5\eta - 1)\right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta AgS & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta AgS \left(\frac{T_2}{T}\right) & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta AgS \left(\frac{3T_2}{T}\right) & T \leq 3.0s \end{cases}$$

Tel que :

$g$  : Accélération de la pesanteur (=  $9.81m/s^2$ )

$T_1, T_2$  : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site données par 4.2

$S$  : Coefficient de site donné par la Table 4.2

$A$  : Coefficient d'accélération de zone donné dans 4.1

$\eta$  : Facteur de correction de l'amortissement ( $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}}$ )

$\xi$  : Taux d'amortissement

Tableau 4.1 – Coefficient d’accélération de zone A

Groupe de pont	Zone sismique			
	1	2a	2b	3
1	0.15	0.25	0.30	0.40
2	0.12	0.20	0.25	0.30
3	0.10	0.15	0.20	0.25

Tableau 4.2 – Valeur de  $T_1$ ,  $T_2$  et S pour la composante horizontale

Site	S1	S2	S3	S4
$T_1$	0.15	0.15	0.20	0.20
$T_2$	0.30	0.40	0.50	0.70
S	1	1.1	1.2	1.3

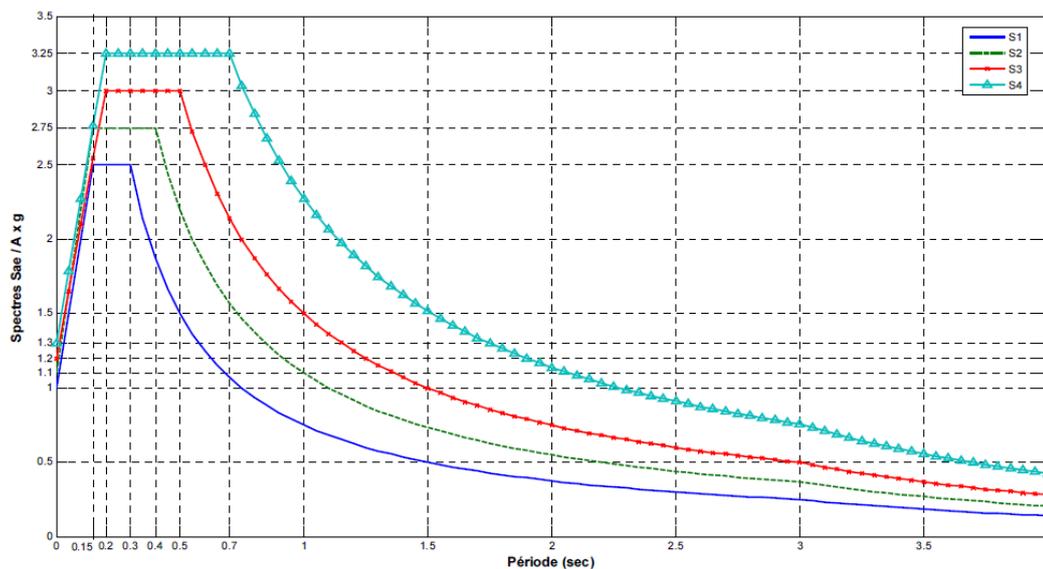


FIGURE 4.3 – Spectre de réponse élastique-composante horizontale-5% d’amortissement

### 4.2.3 Combinaison des composantes de l’action sismique

La combinaison des forces sismiques orthogonales est employée pour tenir compte de l’incertitude directionnelle du séisme.

L’effet probable de l’action maximale  $E$ , dû à l’apparition simultanée des actions sismiques le long des axes horizontaux  $X$ ,  $Y$  et de l’axe vertical  $Z$ , peut être estimé, à partir des effets d’actions maximales  $E_x$ ,  $E_y$  et  $E_z$  dus à l’action sismique indépendante le long de chaque axe, comme suit :

Les effets des différentes composantes du mouvement d’ensemble sont combinés de la

manière suivante :

$$\begin{aligned} E &= E_x \pm 0.3E_y \pm 0.3E_z \\ E &= E_y \pm 0.3E_x \pm 0.3E_z \\ E &= E_z \pm 0.3E_x \pm 0.3E_y \end{aligned} \quad (4.10)$$

Où :

$E_x$ ,  $E_y$  et  $E_z$  sont les effets des actions sismiques dans chacune des directions respectives  $X$ ,  $Y$  et  $Z$ .

## 4.3 Eurocode 8

### 4.3.1 Classification des ponts, zones et sols

#### Classification des ponts

**Catégorie d'importance I** Les ponts qui n'appartiennent pas au domaine public mais qui desservent un établissement recevant du public, ainsi que les ponts qui appartiennent au domaine public et ne sont rangés ni en catégorie d'importance II ni en catégorie d'importance III.

**Catégorie d'importance II** les ponts qui appartiennent au domaine public et qui portent, franchissent ou longent au moins une des voies terrestres ci-après :

- autoroutes
- routes express
- voies à grande circulation
- liaisons ferroviaires à grande vitesse
- le pont-canaux qui n'appartiendrait pas à la classe à risque spécial ;
- les ponts situés dans les emprises des ports maritimes et fluviaux, à l'exclusion des ports de plaisance ;
- les ponts des pistes d'aérodrome et les ponts de voies de circulation d'aéronefs situés aux abords des pistes d'aérodromes qui ne sont pas rangés en catégorie d'importance III.

#### Catégorie d'importance III

- les ponts de piste d'avion appartenant à des aérodromes des catégories A, B et C2 suivant les I.T.A.C. (instructions techniques pour les aérodromes civils édictées par la direction générale de l'aviation civile), dénommées respectivement 4 C, 4 D et 4 E suivant le code O.A.C.I. (organisation de l'aviation civile internationale) ;
- les ponts dont l'utilisation est primordiale pour les besoins de la sécurité civile, de la défense nationale ainsi que pour le maintien de l'ordre public.

### Classification des zones

- Zone de sismicité 1 (très faible) ;
- Zone de sismicité 2 (faible) ;
- Zone de sismicité 3 (modérée) ;
- Zone de sismicité 4 (moyenne) ;
- Zone de sismicité 5 (forte).

### Classification des sols

**Sol A** rocher ou autre formation géologique de ce type comportant une couche superficielle d'au plus 5m de matériau moins résistant  $V_s > 800m/s$

**Sol B** dépôts raides de sable, de gravier ou d'argile sur-consolidée, d'au moins plusieurs dizaines de mètres d'épaisseur, caractéristiques mécaniques avec la profondeur  $360 < V_s < 800m/s$

**Sol C** dépôts profonds de sable de densité moyennement raide, ayant des épaisseurs de quelques dizaines de mètres à plusieurs centaines de mètres  $180 < V_s < 360m/s$

**Sol D** dépôts de sols sans cohésion de densité faible à moyenne ou comportement en majorité des sols cohérents mous à fermes  $V_s < 180m/s$

**Sol E** profil de sol comprenant une couche superficielle d'alluvions avec des valeurs de Vs de classe C ou D et une épaisseur comprise entre 5m environ et 20m, reposant sur un matériau plus raide avec  $V_s > 800m/s$ .

### Spectre de réponse élastique

$$S_e(T)_{(m/s^2)} = \begin{cases} A_{ED}S \left(1 + \frac{T}{T_B}(2.5\eta - 1)\right) & 0 \leq T \leq T_B \\ 2.5\eta A_{ED}S & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta A_{ED}S \left(\frac{T_C}{T}\right) & T_2 \leq T \leq T_D \\ 2.5\eta A_{ED}S \left(\frac{T_C T_B}{T}\right) & T \leq T_D \end{cases}$$

Tel que :

$S_e(T)$  Ordonnée du spectre de réponse élastique,

$T$  Période de vibration d'un système linéaire à un seul degré de liberté,

$A_{ED}$  Accélération de calcul au niveau du sol pour la période de retour de référence,

$A_{ED} = a_{gr} \gamma_1$

$a_{gr}$  Accélération de référence ;  $\gamma_1$  coefficient d'importance

$T_B, T_C$  Limite du palier de l'accélération spectrale

$T_D$  Valeur définissant le début de la branche à déplacement spectral constant,

$S$  paramètre du sol

$\eta$  Coefficient de correction de l'amortissement ( $\eta = \sqrt{\frac{0.1}{0.05+\xi}}$ )

$\xi$  : Taux d'amortissement.

Tableau 4.3 – Coefficient d'importance

Catégorie d'importance de pont	Coefficient d'importance $\gamma_1$
I	1
II	1.2
III	1.4

Tableau 4.4 – Accélération de référence

Zone de sismicité	$a_g r$
2 (Faible)	0.7
3 (Modérée)	1.1
4 (Moyenne)	1.6
5 (Forte)	3

Tableau 4.5 – Paramètre du sol S

Classe de sol	S (pour les zones de 1 à 4)	S (pour la zone 5)
	A	1
B	1.35	1.2
C	1.5	1.15
D	1.6	1.35
E	1.8	1.4

Tableau 4.6 – Les valeurs des périodes  $T_B, T_C, T_D$

Classe de sol	S (pour les zones de 1 à 4)			S (pour la zone 5)		
	$T_B$	$T_C$	$T_D$	$T_B$	$T_C$	$T_D$
A	0.03	0.2	2.5	0.15	0.4	2
B	0.05	0.25	2.5	0.15	0.5	2
C	0.06	0.4	2	0.2	0.6	2
D	0.1	0.6	1.5	0.2	0.8	2
E	0.08	0.45	1.25	0.15	0.5	2

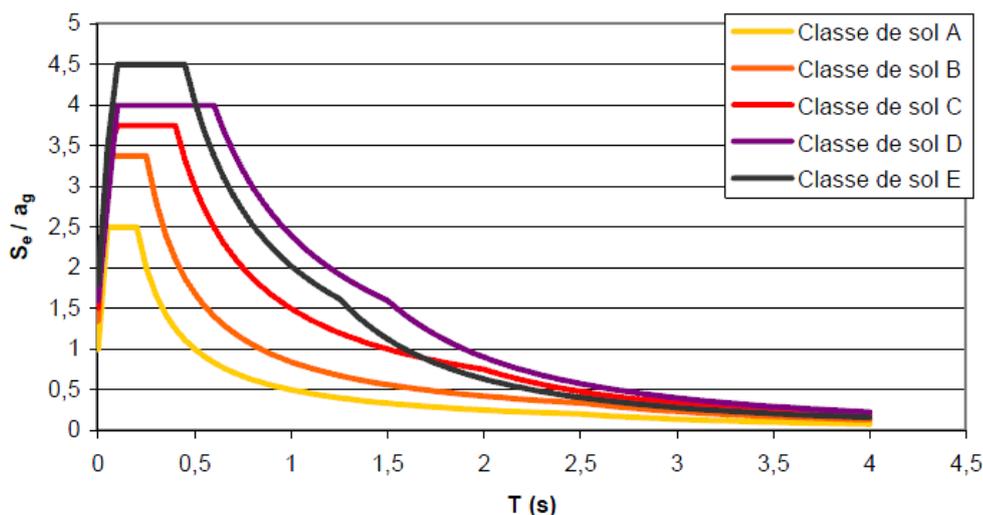


FIGURE 4.4 – Spectres de réponse élastique horizontaux pour les zones de sismicité 2 à 4 pour les classes de sol A à E ( $\xi = 5\%$ )

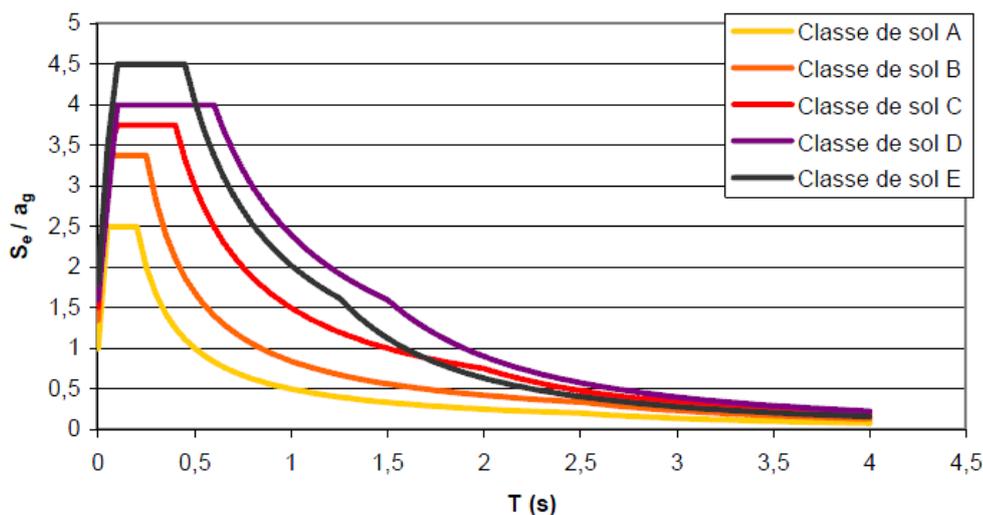


FIGURE 4.5 – Spectres de réponse élastique horizontaux pour la zone de sismicité 5 pour les classes de sol A à E ( $\xi = 5\%$ )

### 4.3.2 Combinaisons sismiques de calcul

L'effet probable de l'action maximale  $E$ , dû à l'apparition simultanée des actions sismiques le long des axes horizontaux  $X$  et  $Y$  et de l'axe vertical  $Z$ , peut être estimé, à partir des effets d'actions maximales  $E_x$ ,  $E_y$  et  $E_z$  dus à l'action sismique indépendante le long de chaque axe, comme suit :

$$E = \sqrt{E_x^2 + E_y^2 + E_z^2}$$

En variante, il est suffisant d'utiliser comme action sismique de calcul  $A_{E_d}$ , la plus défavorable des combinaisons suivantes :

$$\begin{array}{lll}
 A_{E_x} & +0,30A_{E_y} & +0,30A_{E_z} \\
 0,30A_{E_x} & +A_{E_y} & +0,30A_{E_z} \\
 0,30A_{E_x} & +0,30A_{E_y} & +A_{E_z}
 \end{array} \quad (4.11)$$

où :  $A_{E_x}$ ,  $A_{E_y}$  et  $A_{E_z}$  sont les actions sismiques dans chacune des directions respectives  $X$ ,  $Y$  et  $Z$

# Chapitre 5

## Analyse Dynamique Temporelle

### 5.1 Introduction

La méthode de calcul avancée est une analyse pas-à-pas de la réponse dynamique du système vis-à-vis d'un chargement spécifique qui varie dans le temps. Elle se réalise à partir d'accélérogrammes réels ou artificiels.

L'Eurocode 8-2 et le RPOA propose l'approche qui consiste, à l'aide d'un logiciel ou algorithme spécifique, à mener une analyse dynamique temporelle non-linéaire. Elle nécessite de modéliser la structure avec tous ses dispositifs non-linéaires et de la soumettre directement à un jeu d'accélérogrammes. La réponse de la structure est alors recalculée à chaque pas de temps en fonction de son état correspondant à l'instant précédent.

L'analyse dynamique temporelle ne peut être utilisée que si des dispositifs parasismiques sont prévus, ou si le pont est trop irrégulier pour pouvoir appliquer la méthode spectrale (Eurocode). On note que ce type d'analyse est assez simple à réaliser puisque la structure doit rester élastique, et toutes les non-linéarités sont concentrées dans les dispositifs parasismiques.

### 5.2 Entrée sismique avec accélérogrammes

L'analyse non-linéaire requiert l'utilisation des accélérations du sol qui définissent le mouvement sismique. Si on ne possède pas d'enregistrements de mouvements du sol du site, des enregistrements modifiés ou des accélérogrammes artificiels vont être générés pour représenter le scénario sismique de base.

#### 5.2.1 Caractérisation d'un accélérogramme

L'accélérogramme est une représentation du mouvement sismique du sol en fonction du temps. Il est défini par des courbes qui fluctuent de manière irrégulière autour de la valeur nulle et dont la durée est très variable, de l'ordre de quelques secondes à quelques dizaines de secondes.

Les principales caractéristiques d'un accélérogramme sont : sa durée totale ( $t_r$ ), sa plage de mouvements significatifs  $\Delta t_{max}$ , et ses maxima d'accélération, de vitesse et de déplacement

dotés  $a_{max}$ ,  $v_{max}$ ,  $d_{max}$ . Un exemple de lecture d'un accélérogramme est présenté ci-dessous :

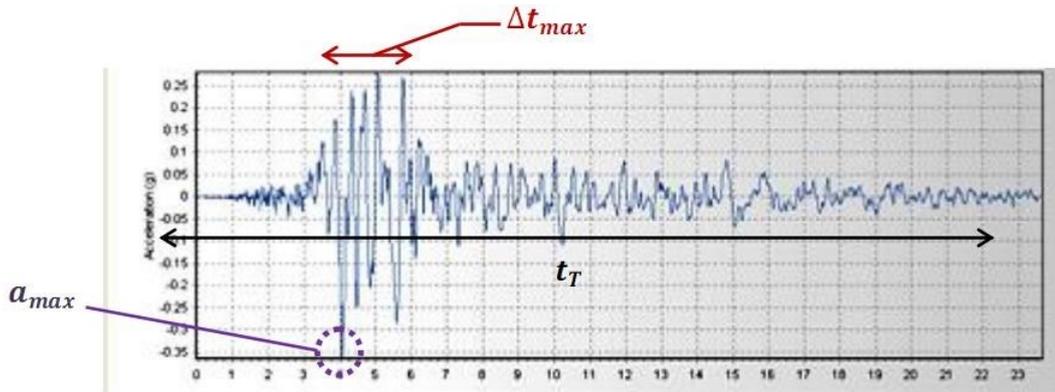


FIGURE 5.1 – Enregistrement de Loma Pierta de 1989 à San Francisco California

### 5.2.2 Nature des accélérogrammes

On distingue trois types d'accélérogrammes :

1. Les accélérogrammes naturels issus de banques de données de séismes réels. Ils sont obtenus par des enregistrements directs sur site à l'aide de capteurs spécifiques.
2. Les accélérogrammes synthétiques obtenus par transformations des enregistrements naturels (augmentation de l'amplitude, étirement de la durée du séisme, ...etc).
3. Les accélérogrammes artificiels obtenus par des méthodes mathématiques. Il existe plusieurs artifices de calculs pour les conduire (décomposition en une somme de sinusoïdes, calculs statistiques, ... etc).

### 5.2.3 Choix du type d'accélérogrammes

Il est préférable d'utiliser des accélérogrammes naturels de zones de caractéristiques proches, en termes de sol et d'origine du séisme. Toutefois on ne dispose pas d'un enregistrement, ce qui est le plus courant, il existe des méthodes qui permettent l'obtention d'accélérogrammes à partir des spectres [13]. Parmi les logiciels générateurs d'accélérogrammes on a utilisé le SIMQK au niveau du LGSDS.

## 5.3 Principe de l'analyse dynamique temporelle

Si on considère un système caractérisé par :  $M, K, C$  sachant que les caractéristiques non linéaires des forces de rappel élastique et d'amortissement sont connues,  $p(t)$  qui n'est autre qu'un chargement appliqué quelconque.

A tout instant  $t$ , l'équilibre des forces agissant sur la masse implique :

$$f_I(t) + f_D(t) + f_S(t) = p(t) \quad (5.1)$$

Et après un court instant  $\Delta t$ , l'équation devient :

$$f_I(t + \Delta t) + f_D(t + \Delta t) + f_S(t + \Delta t) = p(t + \Delta t) \quad (5.2)$$

La différence entre les deux équations nous donne la forme incrémentale de l'équation du mouvement pour l'intervalle de temps  $\Delta t$  :

$$\Delta f_I(t) + \Delta f_D(t) + \Delta f_S(t) = \Delta p(t) \quad (5.3)$$

Les forces incrémentales de cette équation peuvent s'exprimer comme suit :

$$\Delta f_I(t) = f_I(t + \Delta t) - f_I(t) = m\Delta\ddot{v}(t) \quad (5.4a)$$

$$\Delta f_D(t) = f_D(t + \Delta t) - f_D(t) = c(t)\Delta\dot{v}(t) \quad (5.4b)$$

$$\Delta f_S(t) = f_S(t + \Delta t) - f_S(t) = k(t)\Delta v(t) \quad (5.4c)$$

$$\Delta p(t) = p(t + \Delta t) - p(t) \quad (5.4d)$$

Il est implicitement admis que la masse reste constante ; les termes  $c(t)$  et  $K(t)$  représentent les caractéristiques d'amortissement et la rigidité correspondant à la vitesse et au déplacement relatifs à cet intervalle. Dans la pratique, les pentes sécantes indiquées ne peuvent être calculées que par itération car la vitesse et le déplacement à la fin de l'incrément de temps en dépendent ; pour cette raison, on utilise fréquemment les pentes tangentes définies au début de chaque intervalle de temps :

$$c(t) = \frac{df_D}{d\dot{v}} \quad k(t) = \frac{df_S}{dv} \quad (5.5)$$

La substitution des expressions des forces mène à la forme finale des équations incrémentales de l'équilibre à l'instant  $t$  :

$$m\Delta\ddot{v}(t) + c(t)\Delta\dot{v}(t) + k(t)\Delta v(t) = \Delta p(t) \quad (5.6)$$

Les propriétés des matériaux peuvent dans ce type d'analyse présenter n'importe quelle forme de non-linéarité. Ainsi, la force de rappel  $f_S$  ne doit pas dépendre que du déplacement, car un matériau élastique non linéaire a un comportement hystérétique non linéaire qui pourrait être choisi avec une force qui dépend de l'histoire passée de la déformation aussi bien que la valeur actuelle du déplacement ; la seule condition est que les caractéristiques de rigidité soient complètement définies par l'histoire passée et par l'état actuel de la déformation. La masse pourrait elle aussi être variable dans le temps.[14]

### 5.3.1 Intégration pas-à-pas

De nombreuses méthodes s'offrent à nous pour l'intégration numérique de l'équation incrémentale d'équilibre, la technique utilisée ici est simple dans son principe, mais permet de donner d'excellents résultats pour relativement peu de calculs. L'hypothèse de base du procédé est que l'accélération varie linéairement au sein de chaque incrément de temps, et que les caractéristiques du système restent constantes sur tout cet intervalle. Le mouvement de la masse ainsi que les équations relatives à la variation linéaire de l'accélération, et les variations

quadratique et cubique de la vitesse et du déplacement sont représentées sur La figure 5.2 [14], les calculs de ces dernières expressions à la fin de l'intervalle mènent aux équations suivantes pour les incréments de vitesse et de déplacement :

$$\Delta \dot{v}(t) = \ddot{v}(t)\Delta t + \Delta \ddot{v}(t) \frac{\Delta t}{2} \quad (5.7a)$$

$$\Delta v(t) = \dot{v}(t)\Delta t + \ddot{v} \frac{\Delta t^2}{2} + \Delta \ddot{v} \frac{\Delta t^2}{6} \quad (5.7b)$$

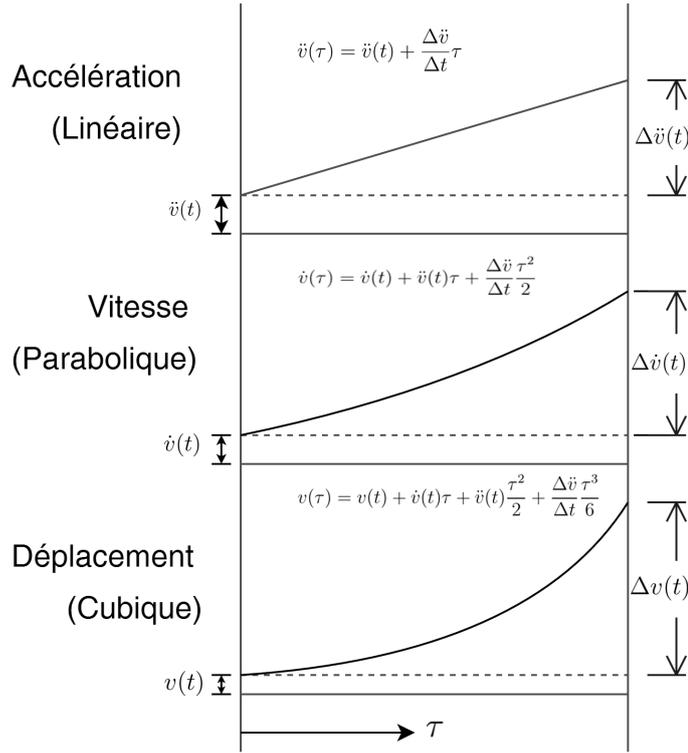


FIGURE 5.2 – Mouvement d'un système à accélération linéaire lors d'un incrément de temps.[14]

Il sera dès lors commode d'utiliser le déplacement incrémental comme variable de base de l'analyse ; nous tirons donc l'accélération incrémentale de l'une des équations, et substituons cette expression dans l'autre pour obtenir :

$$\Delta \ddot{v}(t) = \frac{6}{\Delta t^2} \Delta v(t) - \frac{6}{\Delta t} \dot{v}(t) - 3\ddot{v}(t) \quad (5.8a)$$

$$\Delta \dot{v}(t) = \frac{3}{\Delta t} \Delta v(t) - 3\dot{v}(t) - \frac{\Delta t}{2} \ddot{v}(t) \quad (5.8b)$$

En remplaçant dans l'équation incrémentale du mouvement on aura :

$$m \left[ \frac{6}{\Delta t^2} \Delta v(t) - \frac{6}{\Delta t} \dot{v}(t) - 3\ddot{v}(t) \right] + c(t) \left[ \frac{3}{\Delta t} \Delta v(t) - 3\dot{v}(t) - \frac{\Delta t}{2} \ddot{v}(t) \right] + k(t) \Delta v(t) = \Delta p(t) \quad (5.9)$$

Enfin, on transfère dans le second membre tous les termes associés aux conditions initiales connues, ce qui aboutit à :

$$\bar{k}(t) \Delta v(t) = \Delta \bar{p}(t) \quad (5.10)$$

Où

$$\bar{k}(t) = k(t) + \frac{6}{\Delta t^2}m + \frac{3}{\Delta t}c(t) \quad (5.11)$$

$$\Delta \bar{p}(t) = \Delta p(t) + m \left[ \frac{6}{\Delta t} \dot{v}(t) + 3\ddot{v}(t) \right] + c(t) \left[ 3\dot{v}(t) + \frac{\Delta t}{2} \ddot{v}(t) \right] \quad (5.12)$$

Cette équation est équivalente à l'expression d'un équilibre incrémental statique, on peut en tirer le déplacement incrémental en divisant la charge incrémentale par la rigidité. Le comportement dynamique est pris en compte en faisant intervenir les effets d'inertie et d'amortissement dans les termes de charge effective et de rigidité. Après avoir obtenu l'incrément du déplacement, on pourra avoir la vitesse incrémentale.

La vitesse et le déplacement à la fin de l'incrément sont donnés par :

$$\dot{v}(t + \Delta t) = \dot{v}(t) + \Delta \dot{v}(t) \quad (5.13a)$$

$$v(t + \Delta t) = v(t) + \Delta v(t) \quad (5.13b)$$

Ainsi les calculs pour cet incrément sont terminés et le processus peut être repris pour l'intervalle suivant.

### 5.3.2 Théorie de calcul pas-à-pas avec la correction de Newmark

#### Introduction

Les méthodes implicites comme celle de Newmark font intervenir la résolution d'un système matriciel avec l'opérateur précédemment défini. Si les solides sont supposés élastiques linéaires, cela se traduit par la résolution d'un système linéaire à chaque pas de temps.

Cette méthode permet de déterminer les déplacements de la structure en la faisant solliciter sous un jeu d'accélérogrammes compatible avec le spectre de réponse du sol, par la résolution numérique de l'équation différentielle dynamique d'un oscillateur simple amorti, par intégration « pas-à-pas ».

La stabilité inconditionnelle qu'elle offre lui permet d'intégrer les équations de la dynamique avec un pas de temps relativement important tout en représentant correctement le comportement des modes les plus bas en fréquence de la structure. L'analyse consiste donc à trouver la solution de l'équation de la variable de temps suivant, où la charge dynamique soumise au système n'est autre que l'accélération du sol :

$$M\ddot{x}(t) + C\dot{x}(t) + Kx(t) = P(t) \quad (5.14)$$

Afin de résoudre l'équation (5.14) présentée ci-dessus, on utilise la méthode de Newmark qui consiste à calculer le déplacement induit de la masse potentiellement instable supposée rigide lorsque l'accélération dépasse une valeur critique correspondant à l'équilibre limite. Pour déterminer les valeurs du déplacement et de la vitesse pour un pas d'intégration, on utilise le développement en séries de Taylor

$$x_{t+dt} = x_t + \dot{x}_t dt + \ddot{x}_t \frac{dt^2}{2} + \beta \ddot{\ddot{x}} dt^3 \quad (5.15a)$$

$$\dot{x}_{t+dt} = \dot{x}_t + \ddot{x}_t dt + \gamma \ddot{\ddot{x}} dt^2 \quad (5.15b)$$

Ce développement contient un terme d'erreur proportionnel à la dérivée de l'accélération. L'hypothèse de linéarité de l'accélération à l'intérieur du pas de temps permet de remplacer cette dérivée troisième par l'accélération au temps précédent en introduisant les paramètres. Ces deux termes sont des éléments de contrôle de convergence et de précision de la méthode :

— La convergence dite « stable » est assurée si :

$$0,5 \leq \gamma \quad \beta \leq 0,5 \quad dt \leq \frac{1}{\omega \sqrt{\frac{\gamma}{2} - \beta}}$$

— La convergence dite « inconditionnelle » est assurée pour :

$$0,5 \leq \gamma \leq 2\beta$$

Newmark a montré qu'une valeur raisonnable de  $\gamma$  est équivalente à 0,5. Le paramètre  $\beta$  est compris entre 0 et 1 et donne alors une large plage de résultats sans être correctement fixé.

Typiquement, on prend  $\beta = 0.25$  qui représente la constante utilisée pour le calcul de l'accélération moyenne. On peut alors écrire le schéma correctif suivant :

$$x_{t+dt} = x_t + \dot{x}_t dt + [(1 - 2\beta)\ddot{x}_t + 2\beta\ddot{x}_{t+dt}] \frac{dt^2}{2} \quad (5.16a)$$

$$\dot{x}_{t+dt} = \dot{x}_t + dt\ddot{x}_\gamma = \dot{x}_t + [(1 - \gamma)\ddot{x}_t + \gamma\ddot{x}_{t+dt}] dt \quad (5.16b)$$

Il reste à écrire l'équilibre à l'instant  $t + dt$  avec le schéma précédent. On peut alors prendre l'accélération comme inconnue :

$$\ddot{x}_\beta = (1 - 2\beta)\ddot{x}_t + 2\beta\ddot{x}_{t+dt} \quad (5.17)$$

soit

$$x_{t+dt} = x_t + \dot{x}_t dt + [(1 - 2\beta)\ddot{x}_t + 2\beta\ddot{x}_{t+dt}] \frac{dt^2}{2} \quad (5.18)$$

En somme, la méthode de Newmark est conseillée dans le cas d'instant courts comme les enregistrements sismiques. La précision de la résolution obtenue dépend de la précision d'intégration numérique qui est définie par la valeur de l'intervalle de temps  $dt$ . D'après les équations précédentes, on remarque bien une démarche calculatoire qui donne les paramètres du mouvement (déplacement, vitesse et accélération) à l'instant  $t + dt$ , à partir des valeurs de l'instant  $t$ .

## 5.4 L'analyse dynamique temporelle par superposition modale :FNA

### 5.4.1 Principe

La méthode d'analyse temporelle non-linéaire développée par Wilson « Fast Non-linear Analyses » est conçue pour les systèmes structuraux qui sont principalement élastiques linéaires, mais qui ont un nombre de non-linéarités prédéfinies limité, localisées au niveau des appuis.

L'équilibre dynamique de la structure élastique linéaire munie d'appareils d'appui non-linéaires prédéfinis, subissant un chargement quelconque peut s'écrire comme suit :

$$K_L u(t) + C \dot{u}(t) + M \ddot{u}(t) + r_N(t) = r(t) \quad (5.19)$$

avec :

$M, C, K_L$  Sont respectivement la matrice diagonale de la masse, la matrice d'amortissement et la matrice de rigidité des éléments élastiques linéaires qui néglige la rigidité des éléments non-linéaire.

$u, \dot{u}, \ddot{u}$  Sont respectivement, le déplacement, la vitesse et l'accélération relatifs au sol.

$r$  : Le vecteur forces appliquées

$r_N$  : est le vecteur force des éléments non-linéaires qui est calculé par itération à chaque pas de temps.

Si le modèle est instable sans les éléments non-linéaires on peut rajouter arbitrairement, « la rigidité effective élastique » à la position des éléments non-linéaires. Si cette force effective «  $K_e u(t)$  » est rajoutée de chaque côté à l'équation (5.19) , on obtient la formule suivante :

$$M \ddot{u}(t) + C \dot{u}(t) + (K + K_e)u(t) = r(t) - [r_{NL} - K_e u(t)] \quad (5.20)$$

Par conséquent, l'équation d'équilibre dynamique exacte s'écrit sous la forme suivante :

$$M \ddot{u}(t) + C \dot{u}(t) + \bar{K}u(t) = \bar{R}(t) \quad (5.21)$$

Où

$\bar{K}$  : est la matrice de rigidité élastique égale à  $K + K_e$ .

$\bar{R}(t)$  : est le chargement externe égal à  $r(t) - [r_{NL}(t) - K_e u(t)]$  et devant impérativement être évalué par itération. Si une bonne estimation de la rigidité effective est envisagée le taux de convergence serait accéléré à cause de la force inconnue  $(-r_{NL} + K_e u(t))$  qui serait petite.[15]

### 5.4.2 La Superposition modale

La première étape pour résoudre l'équation (5.21) consiste à calculer N Ritz vecteurs orthogonaux,  $\phi$  pour satisfaire les équations suivantes :

$$\phi^T M \phi = I \quad \phi^T K \phi = \Omega^2 \quad \phi^T C \phi = \Lambda \quad (5.22)$$

Où  $I$  est la matrice identité,  $\Omega^2$  est la matrice diagonale des carrés des fréquences de structure proposée définie par  $\omega_n^2$ , et  $\Lambda$  est la matrice d'amortissement supposée diagonale.

La réponse du système peut maintenant être exprimée en introduisant la transformation matricielle suivante :

$$u(t) = \phi Y(t) \quad \dot{u}(t) = \phi \dot{Y}(t) \quad \ddot{u}(t) = \phi \ddot{Y}(t) \quad (5.23)$$

En remplaçant ces équations dans l'équation (5.21), et en multipliant les deux cotés par  $\phi^T$ , l'équation d'équilibre peut être rédigée en fonction d'équations découplées sous la forme modale suivante :

$$I\ddot{Y}(t) + \Lambda\dot{Y}(t) + \Omega^2 Y(t) = F(t) \quad (5.24)$$

Où  $F(t)$  représente la force modale linéaire et non-linéaire qui est égale à :

$$F(t) = \phi^T \bar{R}(t) = \phi^T R(t) - \phi^T R(t)_{NL} + \phi^T K_e u(t) \quad (5.25)$$

### 5.4.3 Solution des équations modales non-linéaires

L'équation (5.25) peut aussi s'écrire sous la forme modale suivante :

$$\ddot{y}_n(t) + 2\xi_n \omega_n \dot{y}_n(t) + \omega_n y_n(t) = \bar{f}(t) \quad (5.26)$$

Les équations des modes doivent être intégrées simultanément et avec itération afin d'obtenir la réponse de tous les modes pour chaque incrément de temps. Le programme suppose que les équations varient linéairement durant l'incrément, et utilise des intégrations exactes pour résoudre ces équations pour chaque itération. Les itérations continuent jusqu'à ce que la solution converge, si la convergence ne peut être atteinte, le programme divisera l'incrément de temps en plus petits incréments et continuera encore.[15]

# Chapitre 6

## Conception des Isolateurs sismiques de type LRB

### 6.1 Conception des Isolateurs sismiques de type LRB

La conception de l'isolateur LRB est basée selon (Naeim et Kelly, 1999) sur l'utilisation de la rigidité post élastique et de l'amortissement hystérétique du noyau de plomb. Ce comportement peut être idéalisé par une relation bilinéaire de type force-déplacement et caractérisé par les paramètres suivants :

- Une rigidité élastique  $K_e$  très importante due à la présence du noyau en plomb qui est approximativement égale à 10 fois la rigidité post élastique  $K_p$ . [9]

$$\frac{K_e}{K_p} = 10 \quad (6.1)$$

- La rigidité effective :

$$K_{eff} = \frac{(4m\pi^2)}{T_D^2} \quad (6.2)$$

Avec :

$m$  : La masse qui revient sur l'isolateur.

$T_D$  : la période cible d'isolation.

- Le déplacement cible  $D_{cible}$  déduit du spectre de réponse élastique à la période d'isolation équivalente :

$$D_{cible} = \frac{S_a T_D^2}{4\pi^2} \quad (6.3)$$

Où :  $S_a$  : Pseudo-accélération déduite du spectre de réponse élastique.

- L'énergie de dissipation par cycle

$$E_D = 2\pi K_{eff} D_{cible}^2 \xi_{eff} \quad (6.4)$$

Avec :

$\xi_{eff}$  : Amortissement effectif du dispositif.

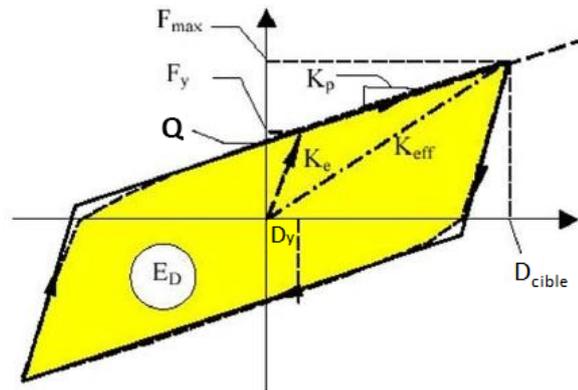


FIGURE 6.1 – Paramètres caractéristiques du LRB

La détermination des paramètres du « Lead Rubber Bearing » cités ci-dessus peut se faire selon l'algorithme proposé par Naeim et Kelly, en suivant les étapes suivantes :

1. Le déplacement élastique  $D_y$  correspondant à la force d'écoulement  $F_y$  est supposé nul dans un premier temps.
2. La résistance caractéristique  $Q$  est calculée par la relation suivante :

$$Q = \frac{E_D}{4(D_{cible} - D_y)} \quad (6.5)$$

3. L'approximation de  $Q$  est utilisée par la suite pour calculer la rigidité post-élastique  $K_p$  :

$$K_p = K_{eff} - \frac{Q}{D_{cible}} \quad (6.6)$$

4. La rigidité élastique est déduite du rapport

$$\frac{K_e}{K_p} = 10$$

5. Le déplacement élastique  $D_y$  est recalculé jusqu'à sa convergence :

$$D_y = \frac{Q}{K_e - K_p} \quad (6.7)$$

Un programme a été développé sous Matlab en vue d'établir un dimensionnement simplifié des isolateurs sismiques de type LRB selon la méthode exposée ci-dessus.

Les données à introduire sont :

- La période cible d'isolation  $T_D(s)$
- La pseudo-accélération du spectre de réponse élastique  $S_a$  selon la zone sismique, l'importance du pont et la catégorie du sol.
- La masse «  $m$  » qui revient à l'isolateur en tonnes ( $t$ )
- Le taux d'amortissement  $\xi$  de l'isolateur sismique.

Les paramètres de sortie sont :

- La rigidité effective  $K_{eff}$
- Le déplacement cible  $D_{cible}$
- La résistance caractéristique  $Q$
- La rigidité post élastique  $K_p$
- La rigidité élastique  $K_e$
- Le déplacement élastique  $D_y$

```

td=input('donner td')
Sa=input('donner Sa')
xi=input('donner xi')
m=input('donner la masse')
keff=4*m*pi^2/td^2
D=Sa*td^2/(4*pi^2)
wd=2*pi*D^2*keff*xi;
Dy=0;
for i=1:20
    Q=wd/(4*(D-Dy))
    Kp=keff-Q/D
    Ke=10*Kp
    Dy=Q/(K1-Kp)
end
    
```

FIGURE 6.2 – Programme Matlab pour un dimensionnement simplifié des isolateurs sismiques LRB.

L’isolateur sismique a pour fonction de découpler la structure considérée, toutefois il doit être judicieusement dimensionné afin de résister aux charges statiques et dynamiques auxquelles il sera soumis durant sa durée de vie.

Pour cela, nous exposerons dans ce qui suit une méthode de dimensionnement proposée par « Jong-Dar Yau » qui a pour but de conférer aux isolateurs sismiques de type « Lead Rubber bearing » un dimensionnement adéquat, apte à résister aux différents chargements. Pour commencer, les propriétés des matériaux, à savoir le module de Young  $E$ , le module cisaillement  $G$  et le facteur de modification  $k$  doivent être sélectionnés du tableau 6.1 ci-dessous.[16]

Tableau 6.1 – Nuances et propriétés des élastomères

Rubber Hardness IRHD $\pm 2$	Young’s Modulus $E (N/cm^2)$	Shear Modulus $G$ $(N/cm^2)$	Modified Factor $k$
30	92	30	0.93
35	118	37	0.89
40	150	45	0.85
45	180	54	0.8
50	220	64	0.73
55	325	81	0.64
60	445	106	0.57
65	585	137	0.54
70	735	173	0.53
75	940	222	0.52

La hauteur totale des couches d'élastomère ( $t_r$ ) est définie par le rapport entre le déplacement cible  $D_{cible}$  et la distorsion maximale  $\gamma_{max}$  de l'isolateur.

$$t_r = \frac{D_{cible}}{\gamma_{max}} \quad (6.8)$$

L'aire du noyau de plomb ( $A_p$ ) est déterminée par le rapport suivant :

$$A_p = \frac{Q}{f_{py}} \quad (6.9)$$

Où :

$f_{py}$  : la limite élastique du noyau de plomb est égale à  $10MN/m^2$

Pour déterminer l'aire totale des élastomères ( $A$ ) et l'épaisseur  $t$  d'une seule couche

1. Calculer le facteur de forme  $S$  de l'équation suivante :

$$\frac{K_v}{K_h} = \frac{\frac{E_c A}{t_r}}{\frac{GA}{t_r}} = \frac{E_c}{G} = \frac{E(1 + 2kS^2)}{G} \geq 400 \quad (6.10)$$

Où

$E_c$  : le module de Young équivalent de l'association entre frettes d'acier et élastomère

$K_v$  : La rigidité verticale de l'isolateur

$K_h$  : La rigidité horizontale de l'isolateur

2. Calculer la section efficace  $A_0$  de l'isolateur, en se basant sur la contrainte axiale admissible  $\sigma_c$  et cela sous le cas d'un chargement vertical  $P_{(DL+LL)}$

$$\sigma_c = \frac{P_{DL+LL}}{A_0} \leq 80Kg/cm^2 = 7.84MN/m^2 \quad (6.11)$$

$P_{(DL+LL)}$  : Est la charge totale en KN qui revient à l'isolateur

3. Déterminer la section effective  $A_1$  de l'isolateur, à partir des déformations de cisaillement induites par les charges verticales :

$$\gamma_c \Big|_{DL+LL} = 6S \frac{P_{DL+LL}}{E_c \times A_1} \leq \frac{\varepsilon_b}{3} \quad (6.12)$$

Où :  $\varepsilon_b$  : représente l'élongation de l'élastomère au repos sélectionnée selon le guide de spécification « American Association of State Highway and Transportation officials [1983] »

$S$  : le coefficient de forme

4. Déterminer la section minimale  $A_{sf}$  à la rupture de l'isolateur par effort de cisaillement

$$A_{sf} = \frac{K_e t_r}{G} \quad (6.13)$$

Avec  $K_r$  qui représente le module élastique de l'isolateur

$$K_p = K_r \left( 1 + 12 \frac{A_p}{A_0} \right) \quad (6.14)$$

Et  $K_p$  qui est la rigidité post élastique du LRB dans la direction horizontale :

$$K_p = K_{eff} - \frac{Q}{D_{cible}}$$

$A_{sf}$  est utilisée pour déterminer les dimensions de l'isolateur, pour en déduire à travers les relations suivantes la section réduite  $A_{re}$  qui représentera par la suite la section effective  $A_2$  :

$A_{re} = L(B - D_{cible})$  pour les appareils rectangulaires

$A_{re} = \frac{d^2}{4}(\beta - \sin\beta)$  Pour les appareils circulaires

$$\beta = 2\cos^{-1}\left(\frac{D_{cible}}{d}\right)$$

Avec :

$D_{cible}$  : le déplacement cible horizontal

$B, L$  : dimensions en plan de l'isolateur rectangulaire avec ( $B \leq L$ )

$d$  : diamètre de l'isolateur circulaire

5. La section de l'isolateur ( $A$ ) est alors le maximum des 3 sections  $A_0, A_1$  et  $A_2$  calculées précédemment

$$A = \max(A_0, A_1, A_2)$$

6. Choisir l'épaisseur ( $t$ ) des couches d'élastomère à partir du coefficient de forme  $S$  :

$$S = \frac{LB}{2 \times (L+B)t} \text{ pour un appareil rectangulaire}$$

$$S = \frac{d}{4t} \text{ pour un appareil circulaire}$$

Où :

$t$  : épaisseur d'une couche d'élastomère

7. utiliser  $t_r = N \times t$  pour déterminer le nombre de couches d'élastomère  $N$   
 8. Epaisseur des frettes en acier  $t_s$

$$t_s = \frac{2(t_i + t_{i+1})P_{DL+LL}}{A_{re}F_s} \geq 2mm \quad (6.15)$$

Avec :

$t_i, t_{i+1}$  : représentent l'épaisseur de l'élastomère au niveau supérieur et inférieur de la

plaque d'acier

$$F_s : 0.6F_y$$

$F_y$  : Limite élastique de la plaque d'acier ( $= 247.7 MN/m^2$ )

$A_{red}$  : La surface réduite de l'isolateur sous un déplacement horizontal

## 6.2 Vérification des différents problèmes d'instabilité

Après avoir déterminé les dimensions en plan et la hauteur de notre isolateur, il est important de vérifier la stabilité de notre appareil vis-à-vis des différents problèmes d'instabilité :

1. la condition de la contrainte au cisaillement suivante doit être satisfaite :

$$\gamma_{c,DL+LL} = 6S\varepsilon_c = 6S \frac{P_{DL+LL}}{E_c A} \leq \frac{\varepsilon_b}{3} \quad (6.16)$$

Où tous les paramètres ont été définis précédemment dans l'équation (6.12)

2. Condition de stabilité au flambement : pour éviter que l'appareil d'appui ne devienne instable, la contrainte de compression moyenne  $\sigma_c$  de l'appareil d'appui doit satisfaire la condition suivante :

$$\sigma_c = \frac{P}{A} < \sigma_{cr} = \frac{GSL}{2.5t_r} \quad (6.17)$$

Où  $L$  est la valeur de la dimension de l'appareil dans le cas d'une section rectangulaire (on prendra le diamètre  $d$  dans le cas d'une section circulaire)

3. Capacité de diffusion de l'énergie : le corps en Plomb doit être dimensionné convenablement afin de lui permettre une bonne dissipation d'énergie, pour cela ses dimensions doivent satisfaire la condition suivante :

$$1.25 \leq \frac{H}{d} \leq 5.0 \quad (6.18)$$

Où

$H$  = La hauteur du dispositif

$d$  = diamètre du noyau de plomb

4. Condition de non-glissement : le déplacement  $D$  de l'appareil d'appui sous le chargement d'un tremblement de terre doit satisfaire la condition suivante :

$$D \leq \delta_{(roll-out)} = \left( \frac{P_{DL+LL} \times L}{P_{DL+LL} + K_p \times h} \right) \quad (6.19)$$

Où  $K_p$  représente la rigidité plastique de l'appareil d'appui dans la direction horizontale

L'organigramme qui résume les étapes de dimensionnement est élaboré ci-après :

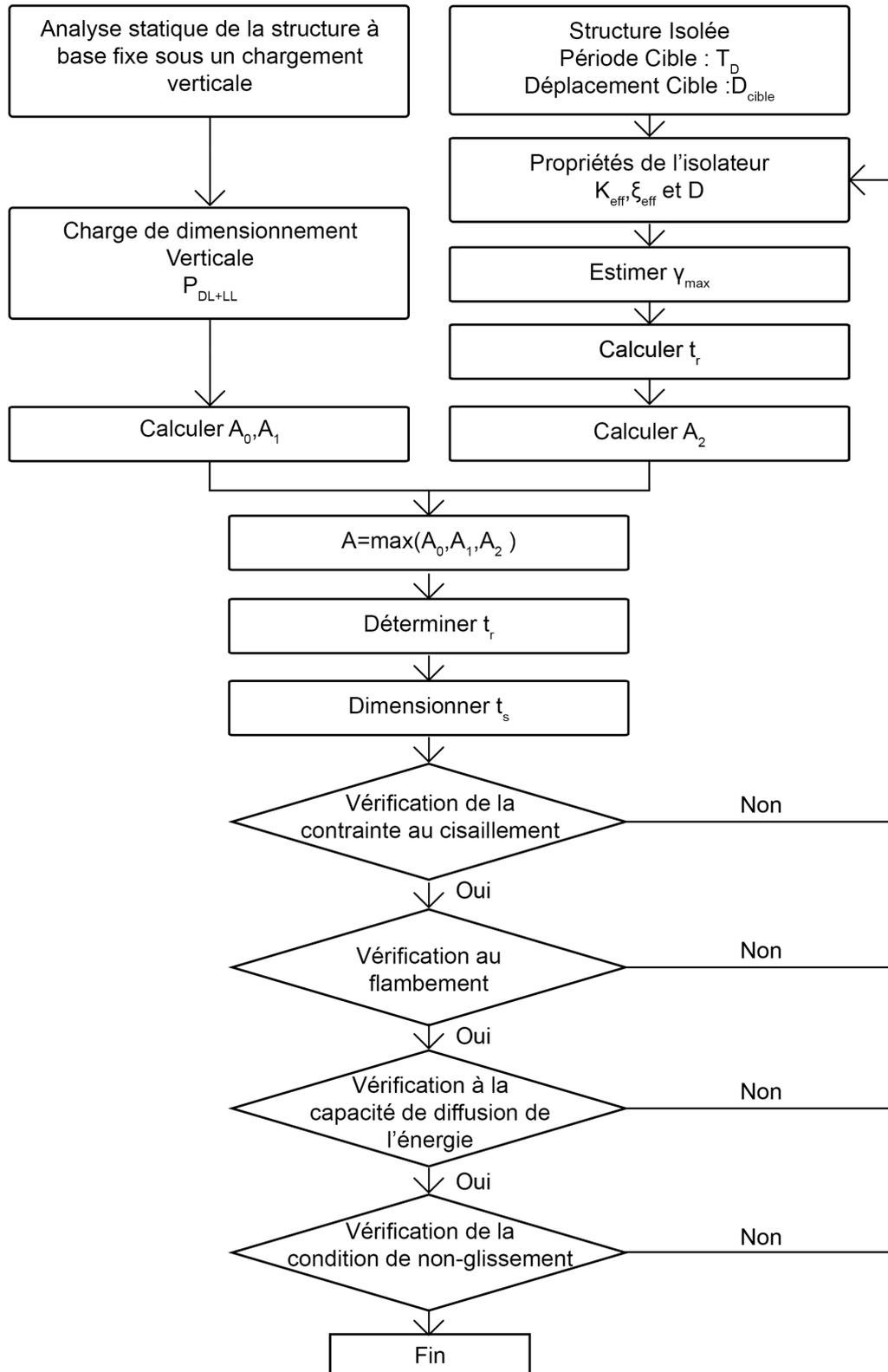


FIGURE 6.3 – Etapes de dimensionnement du LRB

# Chapitre 7

## Investigations numériques

### 7.1 Introduction

Afin d'évaluer la performance des méthodes exposées dans le chapitre précédent, une application sera traitée dans le paragraphe qui suit selon le règlement RPOA 2010. Il s'agit du pont-caisson de Hallilef situé à Mascara, nous ferons appel au logiciel de calcul « SAP 2000 » afin d'établir une analyse dynamique temporelle non linéaire par superposition modale (FNA) pour trois modèles différents. Le premier sera partiellement isolé par des isolateurs sismiques du type LRB posés au niveau des culées, le deuxième quant à lui sera complètement isolé par des LRB placés au niveau des piles et des culées, ensuite ce dernier modèle sera complété en ajoutant des amortisseurs visqueux purs supplémentaires de type  $CV^\alpha$  au niveau des culées.

### 7.2 Présentation du pont encorbellement à inertie variable

Le pont de Mascara s'étend sur une longueur totale de 200 m, il comporte trois travées continues en béton précontraint dont une travée centrale de portée égale à 90 m et deux travées de rive de longueur de 55 m chacune.(figure 7.1a)

La structure porteuse est constituée d'une poutre caisson unicellulaire, (figure 7.1b) de largeur égale à 8.50m (y compris les encorbellements) et de hauteur variable ( 5.2m à l'appui et 2.80m à la clé). La variation des moments d'inertie obéit à la relation suivante [1] :

$$I = I_0 \left( 1 + K \left( \frac{x - \alpha L}{l - \alpha L} \right)^2 \right)^{\frac{5}{2}} \quad (7.1)$$

Dans cette relation, la constante  $K$  est estimée par :

$$K = \left( \frac{I_1}{I_0} \right)^{0.4} - 1 \quad (7.2)$$

Où,  $I_1$  représente le moment d'inertie sur pile et  $I_0$  le moment d'inertie à la clef ou sur culée, La constante  $\alpha$  désigne le rapport entre la longueur de la partie à section constante et longueur  $l$  de la travée de rive.

La section des piles est du type tubulaire, de forme rectangulaire, avec des parois de  $0.40m$  d'épaisseur (figure 7.1c).

La superstructure qui présente une légère inclinaison de  $3,75\%$ , repose sur deux piles intermédiaires fixées en pieds et en têtes de hauteurs différentes égales à  $19,58m$  et  $29,78m$ .

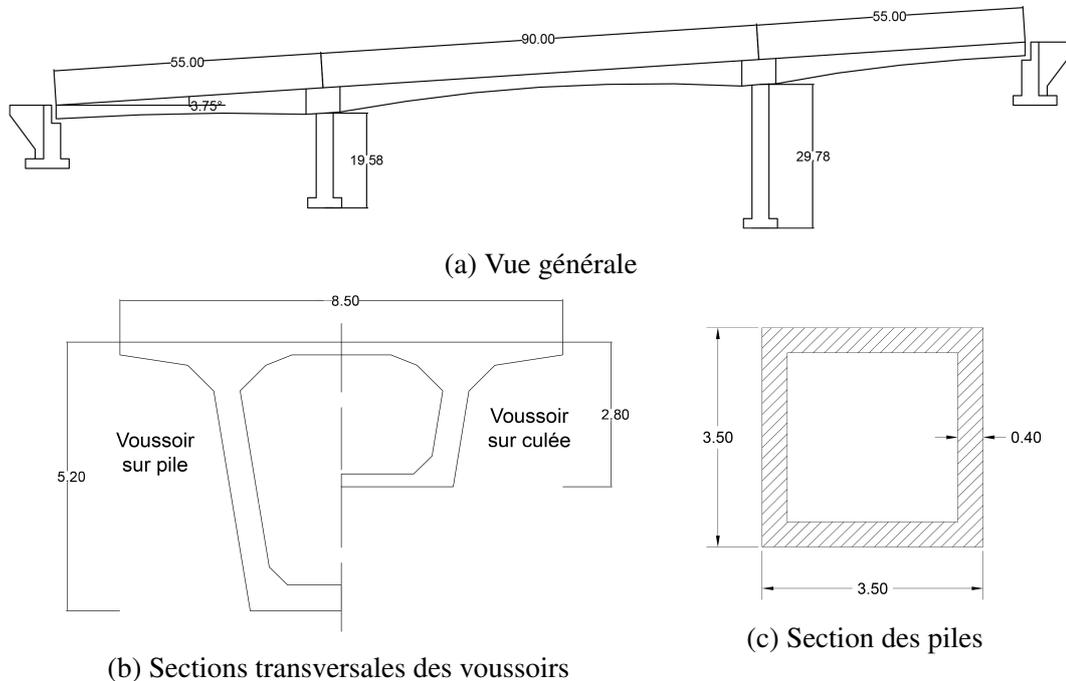


FIGURE 7.1 – Description du pont de Mascara

Les extrémités du tablier reposent sur des appareils d'appuis en néoprènes frettés ( $800 \times 800 \times 150$ ) $mm$  avec un module de cisaillement égal à  $1.2MPa$ , représentés par des appuis simples (i.e. déplacements verticaux, latéraux et rotations de torsion bloqués, seuls les déplacements longitudinaux sont permis).

Le pont est classé dans la catégorie d'importance 1, implanté dans un site S2 et classé en zone II.a.

Le module de Young est de  $33GPa$  pour les piles intermédiaires et de  $36GPa$  pour le tablier. La masse volumique est de  $2500kg/m^3$

La masse du tablier y compris les compléments de charges et les charges d'exploitations est de 4890 tonnes.

### 7.3 Modélisation du modèle 3D de référence

En vue d'illustrer le comportement sismique 3-D, un modèle tridimensionnel du pont de référence à base fixe a été développé à l'aide du logiciel de calcul « SAP 2000 », basé sur un maillage optimal avec une discrétisation de 5 nœuds par travée et 4 nœuds par pile, qui fournit des résultats en excellente concordance avec des modèles dynamiques discrets basés sur des maillages beaucoup plus raffinés [17]. La figure suivante (figure 7.2) illustre le modèle 3D à base fixe :

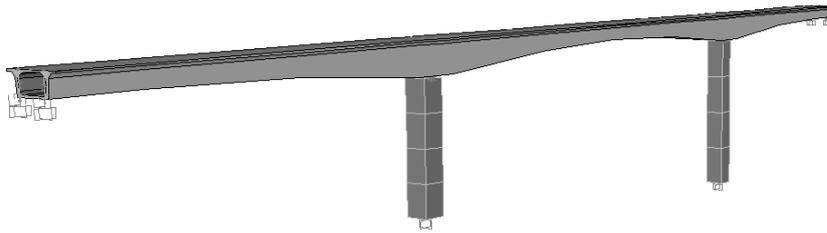


FIGURE 7.2 – Modèle 3-D du pont de référence à base fixe

L'analyse modale du modèle de référence a permis d'obtenir une période fondamentale de 1,31 secondes dans le sens transversal.

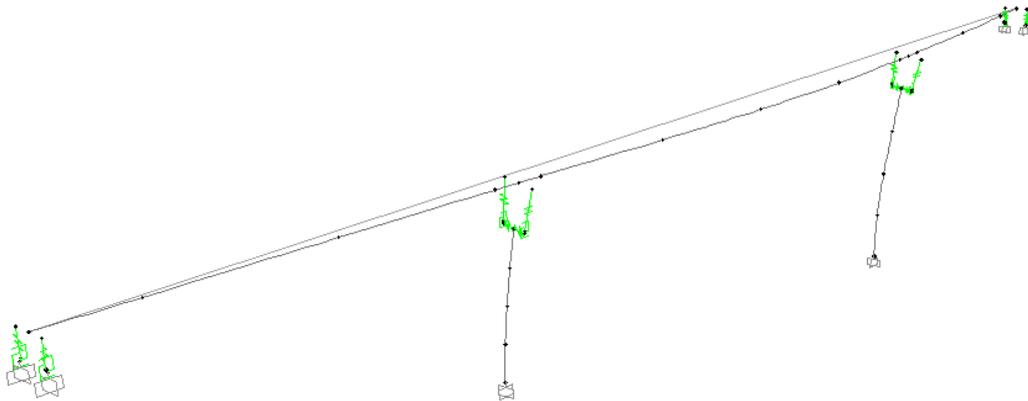


FIGURE 7.3 – Mode fondamental transversal

### 7.4 Outils de l'analyse dynamique temporelle

L'analyse dynamique temporelle a été conduite par l'introduction d'accélérogrammes artificiels générés à partir du spectre de réponse élastique correspondant aux données sismiques et géologiques du pont.

L'étude a été menée en considérant un échantillon de 20 accélérogrammes. Chaque accélérogramme est appliqué dans le sens longitudinal à 100%, alors que dans le sens latéral, il sera appliqué à hauteur de 30%. Ces pourcentages sont recommandés par les différents

règlements dans le cas de l'analyse par accélérogramme artificiel. Si on avait considéré un séisme réel donné par ses 2 composantes Nord-sud et Est-Ouest, nous aurions pris ces deux composantes sans prendre en compte aucun pourcentage vu qu'il s'agit d'enregistrement réel.

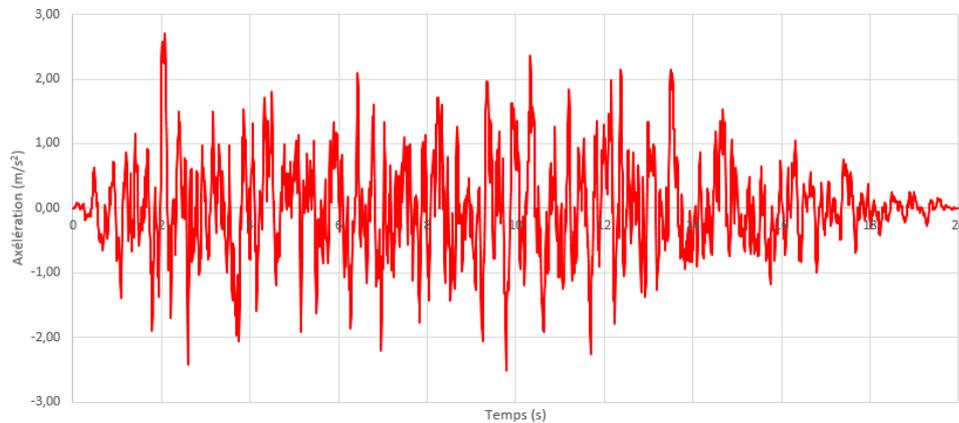


FIGURE 7.4 – Accélérogramme généré à partir du spectre élastique horizontal des RPOA pour le sol 2

En présence d'un comportement non-linéaire provenant dans notre cas des isolateurs sismiques et des amortisseurs, l'analyse doit se faire par l'une des méthodes exposées dans Le chapitre 5 qui confèrent des résultats exacts.

1. Analyse dynamique temporelle non-linéaire par intégration pas-à-pas sous SAP 2000 «Méthode de Newmark» :

La méthode de Newmark consiste en une intégration pas-à-pas, à travers une discrétisation de l'intervalle de l'excitation en une suite de courts incréments de temps  $\Delta t$ .

Le logiciel « SAP 2000 » nous propose 5 types de schémas d'intégration :

- La méthode de Newmark,
- La méthode de Wilson,
- La méthode de collocation,
- La méthode de Hiber – Hughes-Taylor,
- La méthode de Chung and Hulbert.

Chacune de ces méthodes se caractérise par des paramètres permettant de maîtriser la convergence de la méthode, il convient de les choisir soigneusement de tel sorte à assurer la convergence de la méthode et d'atteindre le résultat final.

En ce qui concerne la méthode de Newmark, les coefficients  $\gamma$  et  $\beta$  sont égaux à 0.5 et 0.25 respectivement afin d'assurer une convergence inconditionnellement stable.

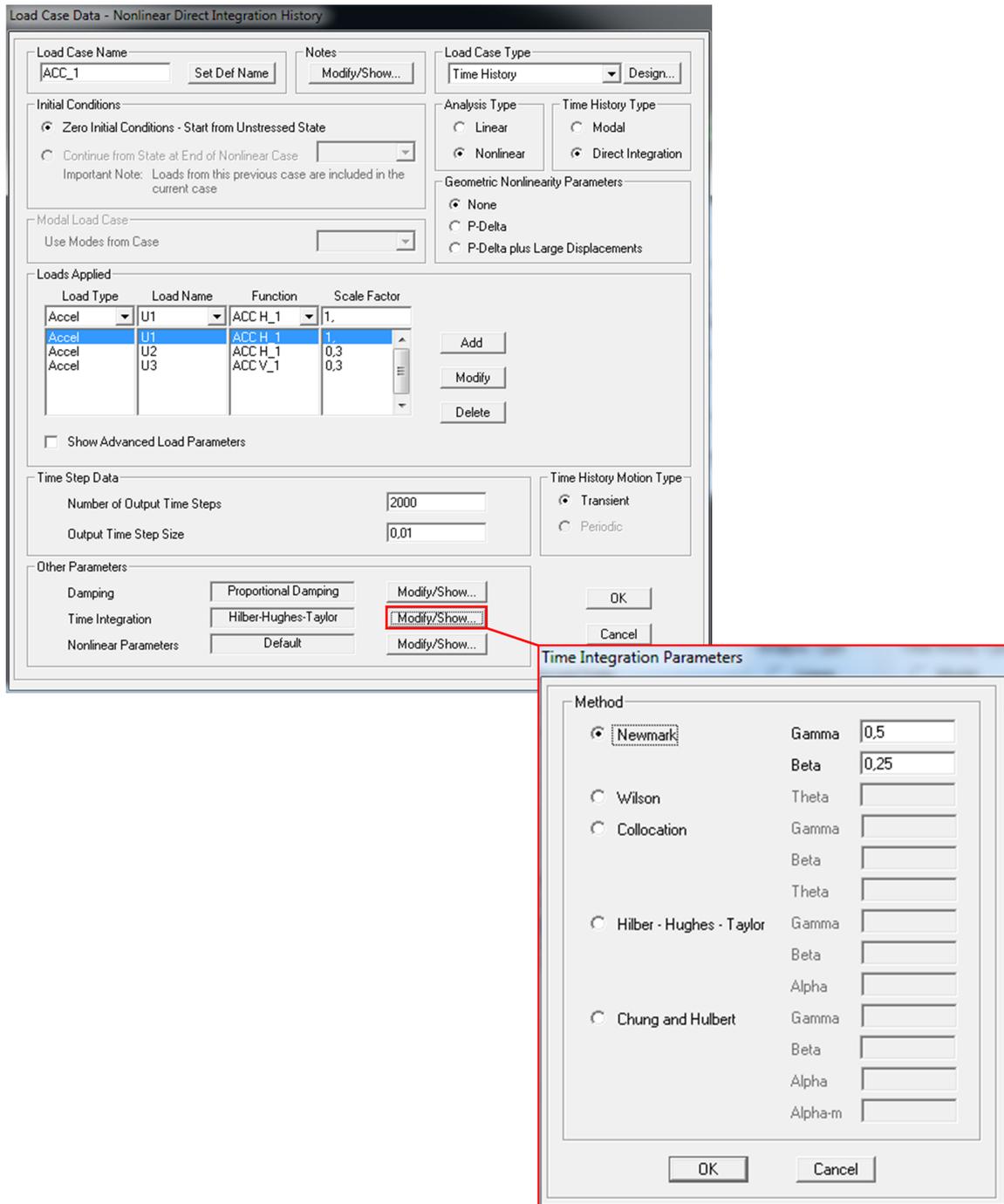


FIGURE 7.5 – Fenêtre de l’analyse dynamique temporelle par intégration directe

2. Analyse dynamique temporelle non-linéaire par superposition modale (FNA) sous SAP2000 :

La méthode du « Fast Non linear Analyses » est une approche extrêmement efficace pour déterminer la réponse de la structure vis-à-vis d’une excitation sismique introduite sous forme d’accélérogramme. Elle est utilisée lorsque les non-linéarités sont concentrées comme dans notre cas au niveau des isolateurs sismiques et des

amortisseurs. Elle procure des résultats d'une manière beaucoup plus rapide que la méthode d'intégration pas-à-pas.

A titre comparatif, une analyse par superposition modale de notre structure par l'application d'un accélérogramme dans les trois sens, prend 7 secondes, alors que la même procédure effectuée par la méthode de Newmark dure environ 5 minutes et 26 secondes.

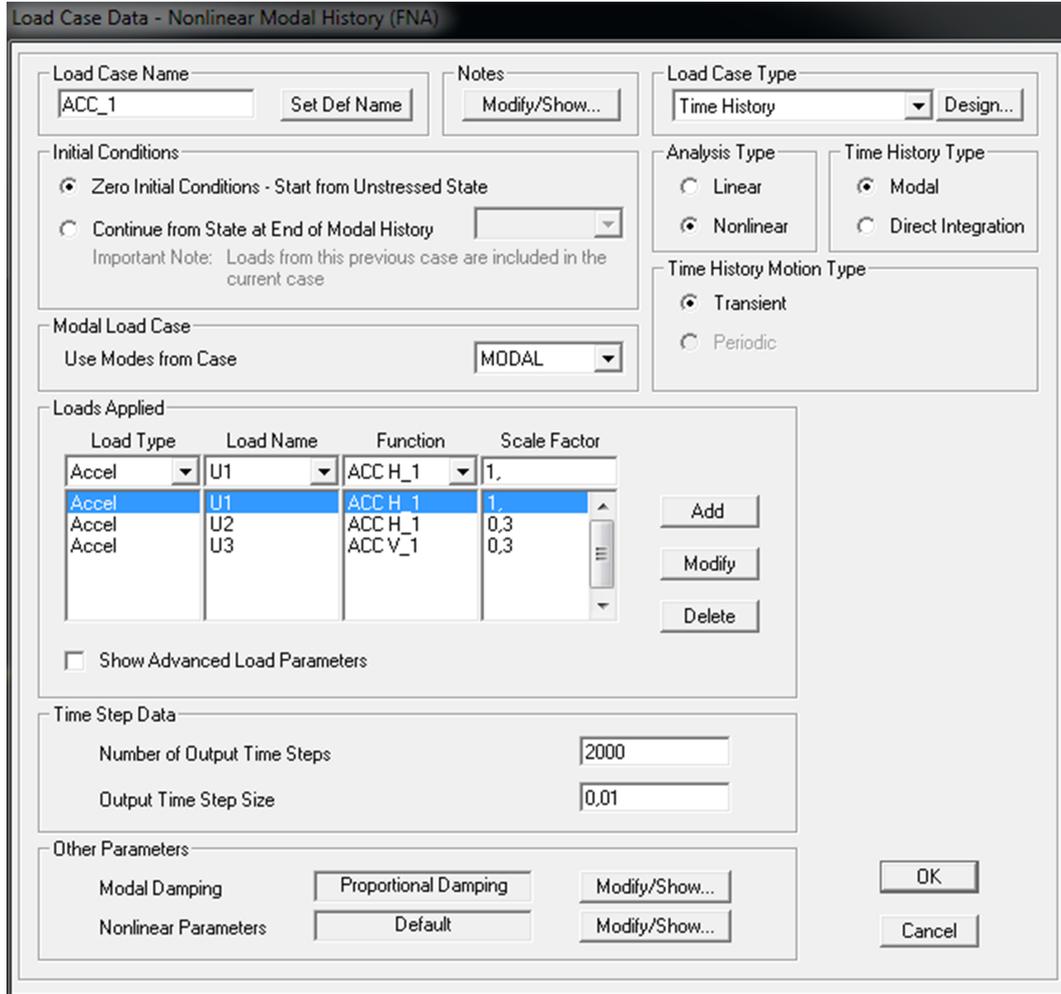


FIGURE 7.6 – Fenêtre de l'analyse dynamique temporelle par superposition modale

Vu la rapidité d'exécution et l'exactitude des résultats proposés par la méthode de superposition modale « FNA », on retiendra cette dernière pour l'élaboration de nos prochains résultats.

L'Analyse du modèle de référence à base fixe sous l'effet de 20 accélérographes donne les déplacements, les efforts tranchants dans le sens longitudinal ( $V_x$ ) et les moments autour de l'axe latéral ( $M_y$ ) à la base des deux piles. Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 7.1 – Déplacements du tablier et efforts à la base des piles du modèle de référence

Accélérogramme	Déplacement	Pile courte		Pile Haute	
	$D$ (cm)	$V_x$ (KN)	$M_y$ (KN.m)	$V_x$ (KN)	$M_y$ (KN.m)
01	5,05	9033	111785	5378	80382
02	4,97	9608	115682	5204	76179
03	5,11	9383	115043	4980	77049
04	5,04	9182	112570	4650	71975
05	4,99	9659	113296	4991	75800
06	4,77	9061	103067	4705	72297
07	5,51	10052	123972	5406	83559
08	5,43	9306	116335	5540	84239
09	5,41	10975	129709	4803	75154
10	5,03	9209	112065	5239	78926
11	4,68	7979	101050	4833	73200
12	5,22	9847	119855	5141	78817
13	4,75	8819	106882	4717	72395
14	5,22	9369	116248	4859	76542
15	5,45	10105	119643	5865	86736
16	5,01	7939	103995	4953	75845
17	4,91	9018	109496	4798	74272
18	5,42	10224	124208	5151	79765
19	5,47	9627	120851	5107	79840
20	4,90	9210	110728	5090	74423
<b>Moyenne</b>	<b>5,12</b>	<b>9380</b>	<b>114324</b>	<b>5071</b>	<b>77370</b>

Le tableau 7.1 ci-dessus montre clairement la différence entre les valeurs des efforts développés à la base des deux piles. On remarque un chargement nettement plus élevé au niveau de la pile courte qui la rend plus vulnérable au cisaillement.

## 7.5 Modèles d'isolation

### 7.5.1 Modèle « Partiellement isolée »

Dans le but de réduire les efforts à la base des piles et les déplacements engendrés par les sollicitations sismiques, nous proposons un premier modèle partiellement isolé et cela en plaçant des isolateurs sismiques de type « LRB » au niveau des culées. On commencera tout d'abord par déterminer les paramètres des dispositifs d'isolation en appliquant le programme Matlab présenté précédemment. figure 6.2

On se fixe dans un premier temps un découplage de 1.65 [9]

Les paramètres d'entrée	Les paramètres de sortie
$T_D = 2.16 \text{ s}$	$K_{eff} = 4627,60 \text{ KN}$
$S_a = 0.54 \text{ m/s}^2$	$D_{cible} = 6,40 \text{ cm}$
$\xi = 33 \%$	$Q = 195.45 \text{ KN}$
$m = 547.66 \text{ t}$	$K_p = 1569,3 \text{ KN}$
	$K_e = 15693 \text{ KN}$
	$D_y = 1.38 \text{ cm}$

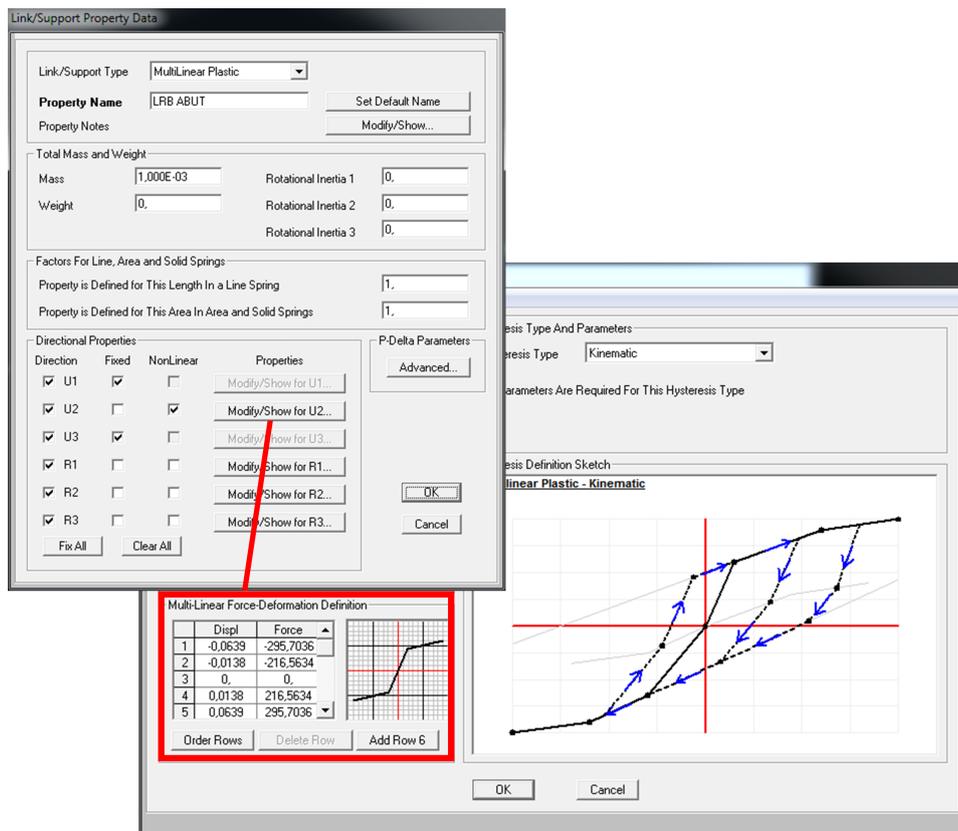


FIGURE 7.7 – Modélisation des isolateurs sismiques de type « LRB » sur SAP 2000

En se basant sur l'organigramme présenté précédemment (La figure 6.3), le dimensionnement de notre dispositif d'isolation donne les résultats suivants :

Caractéristiques du matériau :

$$E = 4.45 \times 10^{-3} \text{KN.m}^{-2} \quad \varepsilon = 500\% \quad G = 1.06 \times 10^3 \text{KN.m}^{-2}$$

$$\gamma_{max} = 50\% \quad k = 0,57$$

Limite élastique du noyau de plomb :  $f_{py} = 10 \text{ MN.m}^{-2}$

Contrainte normal admissible :  $\sigma_c = 7.84 \times 10^4 \text{ KN.m}^{-2}$

Limite élastique des plaques en acier :  $F_s = 1.65 \times 10^5 \text{ KN.m}^{-2}$

a- La surface du plomb :  $A_p = 0,0195 \text{ m}^2 \Rightarrow d_p = 16 \text{ cm}$

b- Hauteur de la couche d'élastomère :  $t_r = 12,80 \text{ cm}$

c- La surface d'élastomère :  $A = \text{Max}(A_0, A_1, A_2)$

d- Sachant que :  $A_0 = 0.685 \text{ m}^2 \quad A_1 = 0.378 \text{ m}^2 \quad A_2 = 0.125 \text{ m}^2$

$\Rightarrow A = 0.685 \text{ m}^2$  (on optera pour section rectangulaire de  $(85 \times 85) \text{ cm}$ )

e- Epaisseur d'une couche d'élastomère :  $t = 2.125 \text{ cm}$

f- Nombre de couches d'élastomère :  $N = 7$  couches

g- Epaisseur des frettes :  $t_s = 5 \text{ mm}$

h- Hauteur totale :  $H = 21 \text{ cm}$

Les conditions de résistance au cisaillement, de stabilité au flambement, de capacité de diffusion d'énergie et de non-glissement sont toutes satisfaites.

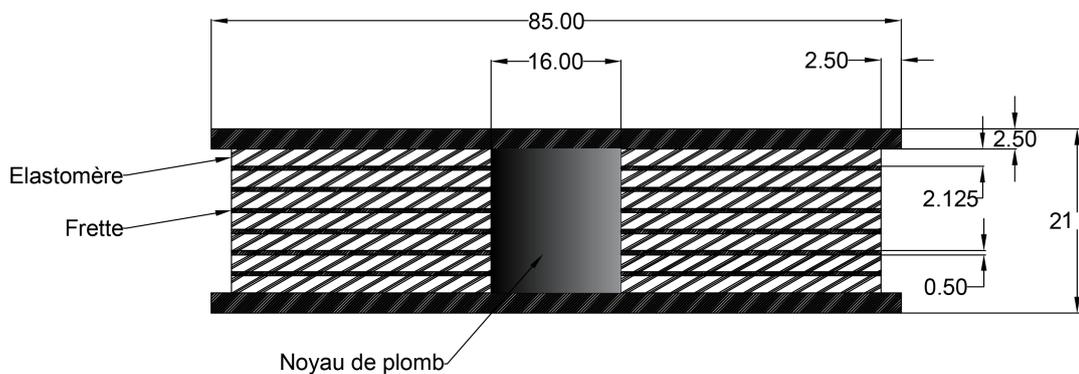


FIGURE 7.8 – Dimensions du LRB

A présent, nous allons comparer les résultats obtenus par l'analyse dynamique du modèle partiellement isolé, avec le modèle de référence à base fixe. Le tableau suivant présente les déplacements et les efforts développés à la base des piles courtes pour chaque modèle.

Tableau 7.2 – Comparaison des efforts à la base des piles du modèle de référence et du modèle P.I

Acc	Déplacement (cm)			$V_x$ (KN)			$M_y$ (KN.m)		
	P.I	N.I	Réd (%)	P.I	N.I	Réd (%)	P.I	N.I	Réd (%)
01	4,22	5,06	16	7888	9033	12	96061	111785	14
02	4,20	4,97	15	8094	9608	15	96001	115683	17
03	3,85	5,11	24	7202	9383	23	87733	115043	23
04	4,64	5,04	07	8867	9182	03	106753	112570	5
05	4,43	4,99	11	8683	9659	10	103821	113297	08
06	4,08	4,77	14	7371	9061	18	89561	103067	13
07	4,55	5,51	17	8390	10052	16	102947	123973	16
08	4,47	5,43	17	7757	9306	16	96351	116335	17
09	4,89	5,41	09	10178	10976	07	119370	129709	07
10	4,40	5,03	12	7406	9209	19	92046	112066	17
11	4,09	4,68	12	6950	7979	12	88180	101050	12
12	4,25	5,22	18	8141	9847	17	98592	119855	17
13	4,43	4,75	06	7764	8819	11	97274	106883	08
14	4,27	5,22	18	8595	9369	08	98924	116248	14
15	4,39	5,45	19	8227	10105	18	99922	119644	16
16	4,45	5,01	11	6985	7939	12	91935	103995	11
17	4,11	4,91	16	7895	9018	12	94941	109497	13
18	4,42	5,42	18	8478	10224	17	102356	124209	17
19	4,48	5,47	18	7880	9627	18	99297	120852	17
20	4,24	4,90	13	8393	9211	08	100403	110729	09
<b>Moy</b>	<b>4,34</b>	<b>5,12</b>	<b>15</b>	<b>8057</b>	<b>9380</b>	<b>14</b>	<b>98123</b>	<b>114325</b>	<b>14</b>

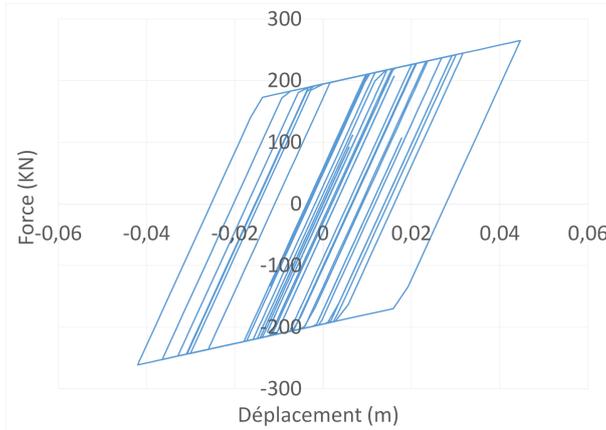
Acc : Accélérogramme

P.I : Partiellement Isolé

N.I : Non Isolé

Nous remarquons à travers ces résultats, une faible diminution des déplacements et des efforts à la base des deux piles de l'ordre de 15 %, ce qui n'est pas très efficace et économique. A noter que les distorsions maximales de nos isolateurs, restent inférieures à leurs limites imposées lors du dimensionnement qui est de 50% (Le tableau 7.3).

Tableau 7.3 – Distorsions maximales des isolateurs sismiques



Acc	Distorsion (%)
01	20,74
02	20,31
03	18,97
04	23,12
05	21,49
06	19,97
07	22,29
08	21,71
09	24,37
10	21,55
11	20,01
12	20,91
13	21,69
14	21,09
15	21,71
16	21,94
17	20,47
18	21,78
19	22,51
20	20,85
<b>Moyenne</b>	<b>21,37</b>

FIGURE 7.9 – Loi de comportement de l'isolateur sismique « LRB »

### 7.5.2 Modèle complètement isolé

L'objectif étant de réduire davantage les déplacements et les efforts à la base des piles, nous proposons un deuxième modèle complètement isolé en ajoutant six isolateurs sismiques de type « LRB » sur chaque pile (La figure 7.10).

Le découplage fixé étant de 1.65, les mêmes dispositifs seront utilisés dans ce nouveau modèle.

L'analyse dynamique donne une période fondamentale de 1.87 secondes dans le sens longitudinale.

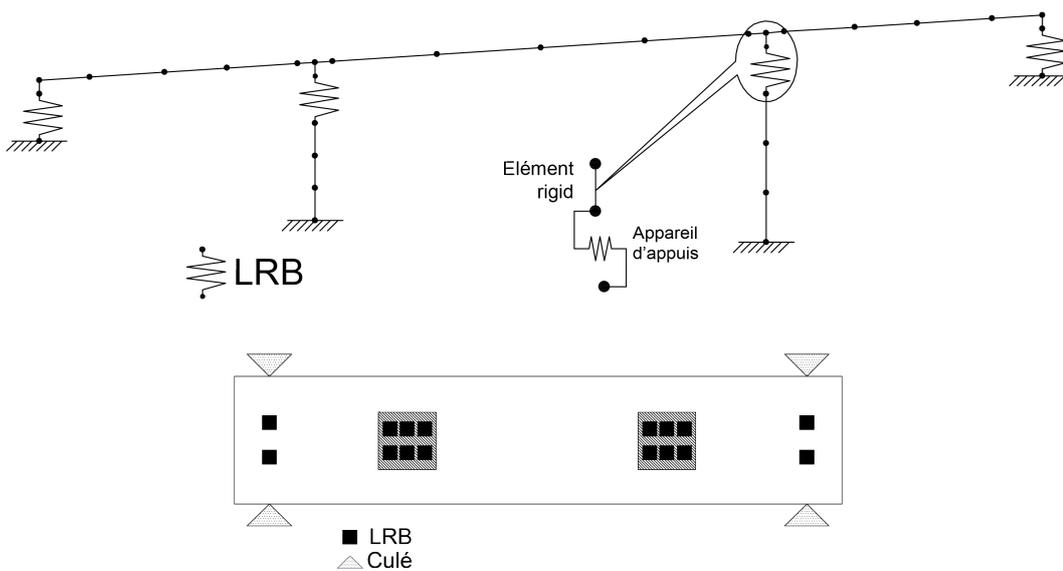


FIGURE 7.10 – Détails du pont complètement isolé

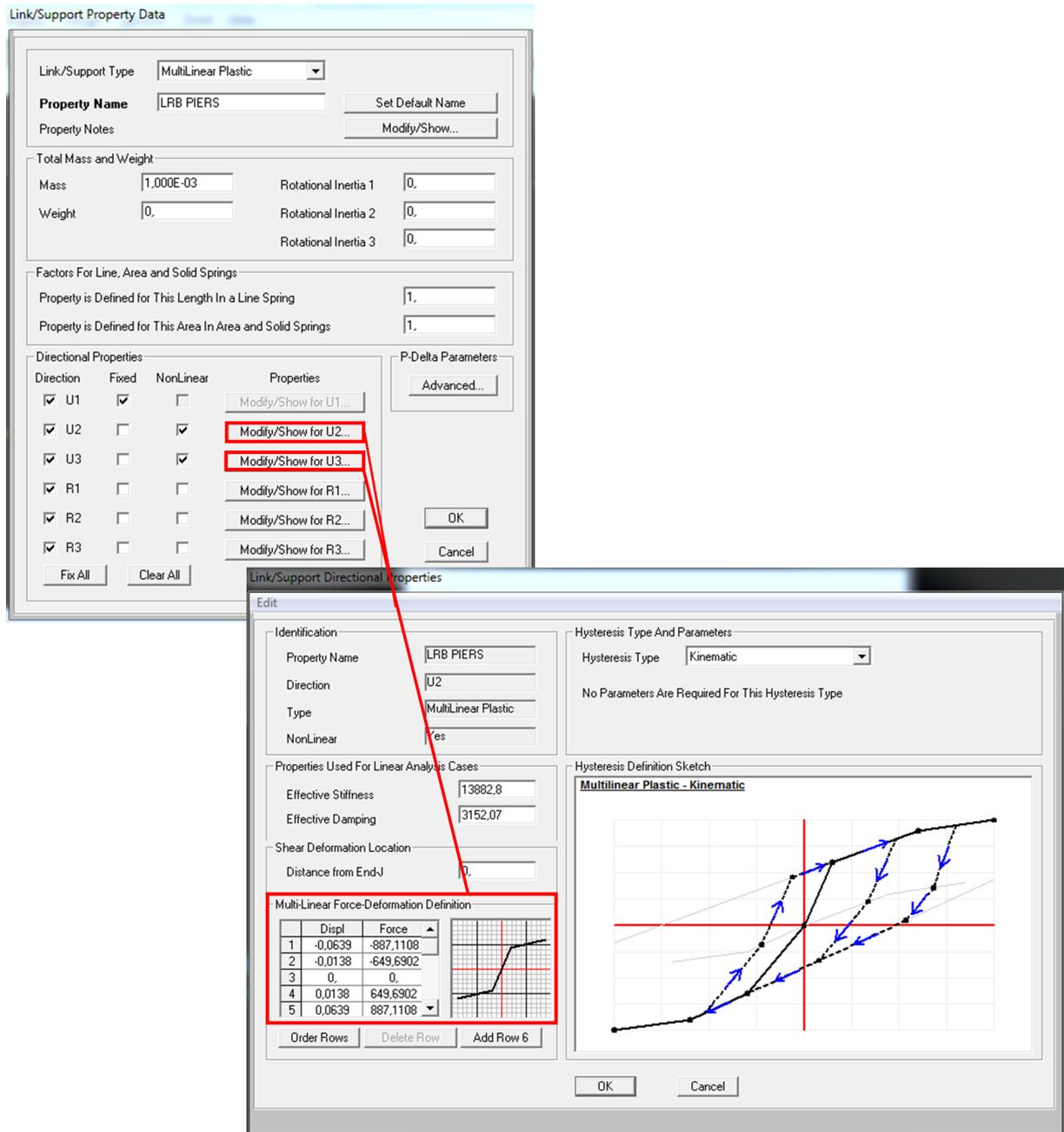


FIGURE 7.11 – Modélisation des « LRB » placés au niveau des piles

Pour évaluer la pertinence du modèle exposé, il est intéressant de le comparer au modèle de référence à base fixe. Les tableaux suivants résument les résultats obtenus par l'analyse dynamique. Le premier compare les déplacements, les vitesses et les accélérations du tablier, alors que dans le second on compare les efforts tranchants ( $V_x$ ,  $V_y$ ) et le moment ( $M_y$ ) à la base de la pile courte.

Tableau 7.4 – Comparaison des déplacements, vitesses et accélérations entre le modèle de référence et le modèle complètement isolé

Acc	Déplacement (cm)			Vitesse (m/s)			Accélération (m/s <sup>2</sup> )		
	C.I	N.I	Réd (%)	C.I	N.I	Réd (%)	C.I	N.I	Réd (%)
01	5,64	5,05	-11	0,28	0,42	34	3,10	4,04	23
02	5,43	4,97	-09	0,32	0,43	24	3,38	4,79	29
03	6,73	5,11	-31	0,27	0,41	34	3,51	4,14	15
04	6,13	5,04	-21	0,26	0,40	33	3,15	4,29	26
05	7,84	4,99	-57	0,28	0,45	38	3,21	4,51	28
06	6,87	4,77	-44	0,26	0,36	25	3,32	4,46	25
07	6,71	5,51	-21	0,29	0,38	23	3,31	4,32	23
08	5,61	5,43	-03	0,25	0,44	42	3,05	4,14	26
09	5,20	5,41	03	0,28	0,43	33	3,11	4,97	37
10	6,57	5,03	-30	0,24	0,41	41	3,21	4,77	32
11	6,66	4,68	-42	0,33	0,38	14	3,21	4,35	26
12	6,07	5,22	-16	0,30	0,40	23	3,13	4,65	32
13	5,11	4,75	-07	0,31	0,43	28	3,19	4,41	27
14	5,45	5,22	-04	0,30	0,42	29	3,19	3,94	18
15	6,56	5,45	-20	0,35	0,46	23	3,49	4,38	20
16	6,10	5,01	-21	0,27	0,38	27	3,56	4,66	23
17	6,68	4,91	-35	0,29	0,41	30	3,29	4,03	18
18	5,83	5,42	-07	0,31	0,41	25	3,09	4,33	28
19	6,28	5,47	-14	0,27	0,41	34	3,05	4,61	33
20	6,15	4,90	-25	0,26	0,41	36	3,08	4,81	35
<b>Moy</b>	<b>6,18</b>	<b>5,12</b>	<b>-20</b>	<b>0,29</b>	<b>0,41</b>	<b>30</b>	<b>3,23</b>	<b>4,43</b>	<b>27</b>

Acc : Accélérogramme

C.I : Complètement Isolé

N.I : Non Isolé

Tableau 7.5 – Comparaison des efforts à la base de la pile courte

Acc	$V_x$ (KN)			$V_y$ (KN)			$M_y$ (KN.m)		
	C.I	N.I	Réd (%)	C.I	N.I	Réd (%)	C.I	N.I	Réd (%)
01	1215	9034	87	491	1360	64	23996	111785	79
02	1173	9608	88	440	1149	62	22958	115683	80
03	1453	9384	85	462	1302	64	28563	115043	75
04	1292	9182	86	493	1409	65	26102	112570	77
05	1697	9659	82	468	1164	60	33487	113297	70
06	1497	9062	83	482	1317	63	29028	103067	72
07	1471	10052	85	508	1255	60	28634	123973	77
08	1223	9307	87	502	1402	64	23858	116335	79
09	1575	10976	86	403	1368	71	30566	129709	76
10	1406	9209	85	450	1411	68	27484	112066	75
11	1465	7979	82	465	1460	68	28444	101050	72
12	1280	9847	87	444	1280	65	25830	119855	78
13	1280	8820	87	464	1244	63	21472	106883	80
14	1105	9369	85	475	1280	63	27177	116248	77
15	1436	10105	86	414	1214	66	27925	119644	77
16	1367	7939	84	451	1324	66	25739	103995	75
17	1278	9018	84	479	1220	61	28466	109497	74
18	1422	10225	84	400	1346	70	33263	124209	73
19	9627	1367	86	443	1310	66	26379	120852	78
20	9211	1324	86	445	1257	65	26240	110729	76
<b>Moy</b>	<b>1387</b>	<b>9381</b>	<b>85</b>	<b>459</b>	<b>1304</b>	<b>65</b>	<b>27281</b>	<b>114325</b>	<b>76</b>

Acc : Accélérogramme

C.I : Complètement Isolé

N.I : Non Isolé

L'incorporation des « LRB » au niveau des piles a induit à une réduction considérable de l'effort tranchant à la base : de l'ordre de 85 % dans le sens longitudinal et de 65 % dans le sens transversal. Bien que cette variante présente aussi une réduction du moment fléchissant ( $M_y$ ), des vitesses et accélérations relatives du tablier, elle entraîne une augmentation des déplacements relatifs du tablier de l'ordre de 20%.

On peut dire que le découplage entraînant l'augmentation de la période fondamentale de la structure, réduit les forces de manière considérable mais augmente les déplacements.

Les résultats ainsi obtenus sont complétés par le graphe comparatif des déplacements relatifs du tablier et de la vérification des distorsions des « LRB » qui restent inférieures à leurs limites imposées.

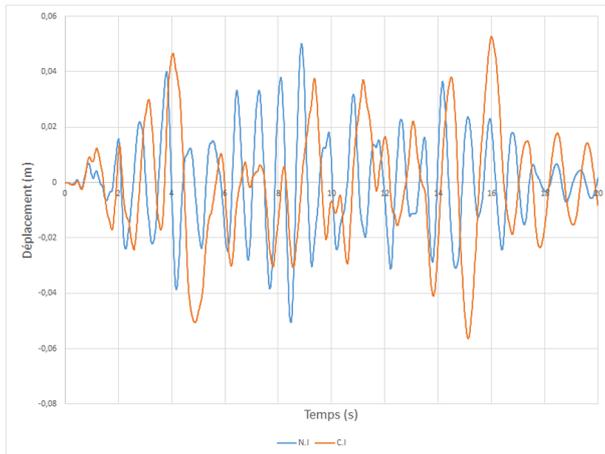


FIGURE 7.12 – Comparaison des déplacements en fonction du temps du modèle non isolé et complètement isolé.

Tableau 7.6 – Distorsions maximales des isolateurs sismiques

Accéléro	Distorsion(%)
01	26,75
02	25,54
03	31,54
04	29,05
05	36,99
06	32,38
07	31,00
08	26,72
09	33,65
10	30,66
11	31,19
12	28,72
13	23,89
14	30,12
15	31,01
16	28,78
17	31,39
18	36,75
19	29,42
20	29,05
<b>Moyenne</b>	<b>30,23</b>

### 7.5.3 Modèle complètement isolé équipé d’amortisseurs visqueux $CV^\alpha$

Vu l’inconvénient de l’augmentation des déplacements rencontré dans le modèle précédent complètement isolé, le recours à des amortisseurs externes supplémentaires s’avère nécessaire pour le contrôle de ces mêmes déplacements, pour cela nous opterons pour des amortisseurs visqueux purs de type «  $CV^\alpha$  » afin d’améliorer la réponse dynamique de notre pont.

Deux amortisseurs de ce type seront placés sur chaque extrémité, en parallèle avec les isolateurs sismiques « LRB ».

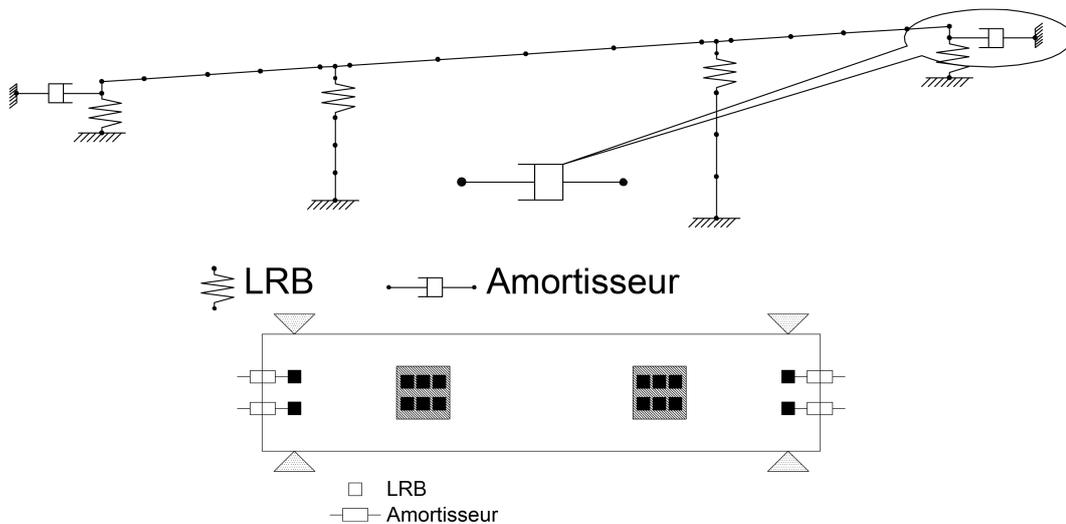


FIGURE 7.13 – Détails du pont complètement isolé équipé d’amortisseurs externes

Le coefficient d'amortissement de l'amortisseur supplémentaire est estimé par la méthode de pré dimensionnement développée par Michel Kahan.[11]

On obtient un coefficient d'amortissement  $C_{eff}$  égal à  $1428kN.s/m$ .

A noter que l'introduction des amortisseurs n'influe pas sur la période de vibration de la structure, du fait qu'ils ne contribuent pas à rigidifier le système. Cependant la rigidité du liquide visqueux à l'intérieur des amortisseurs est très importante, elle avoisine la valeur de  $9 \times 10^6 KN/m$  [12], ce qui le rend incompressible.

La figure ci-dessous illustre la manière avec laquelle on modélise les amortisseurs visqueux non-linéaires.

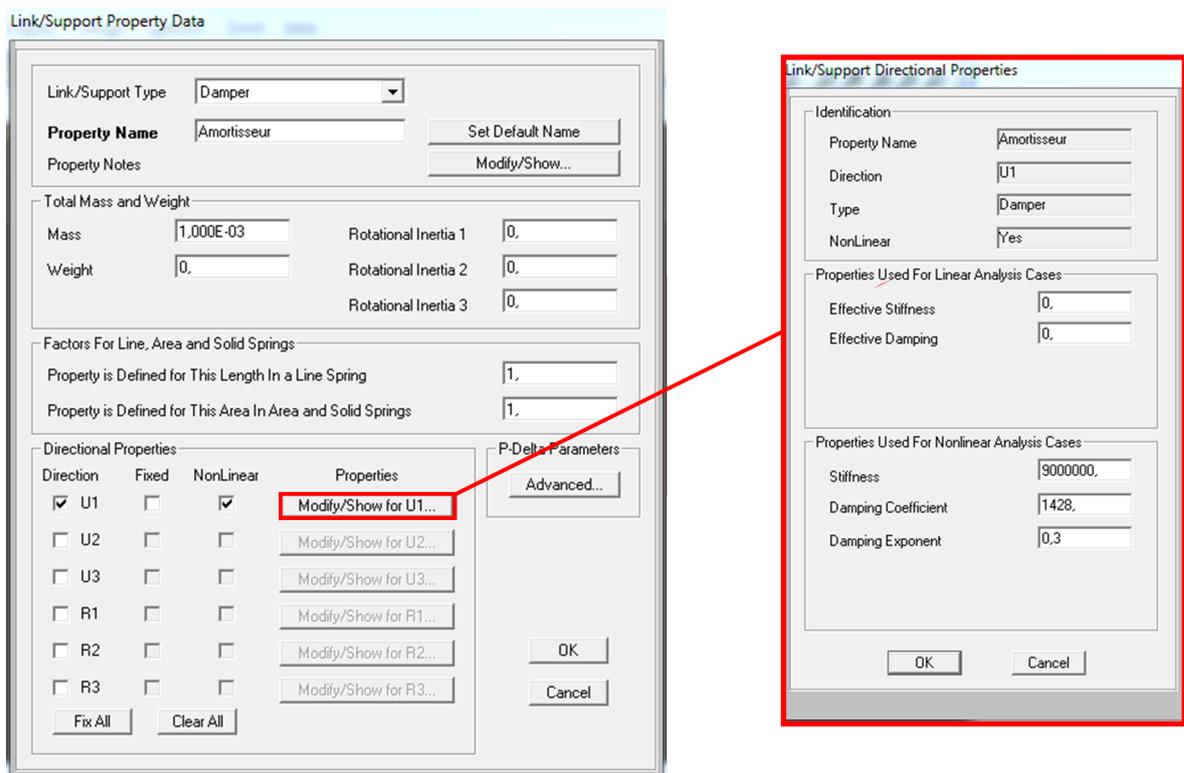


FIGURE 7.14 – Détails de modélisation de l'amortisseur visqueux pur

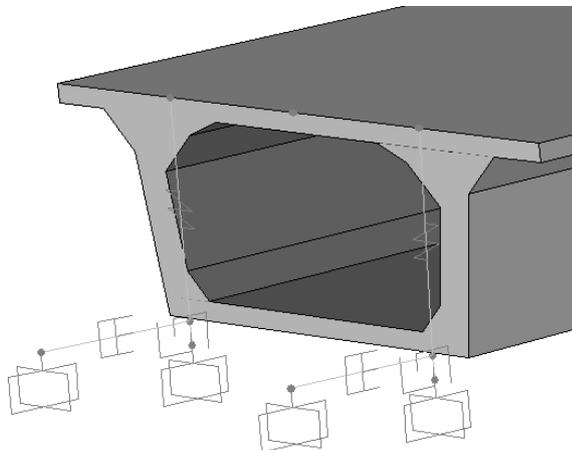


FIGURE 7.15 – Modélisation des amortisseurs visqueux purs sur SAP 2000

Tableau 7.7 – Comparaison des déplacements, vitesses et déplacements relatifs du tablier

Acc	Déplacement (cm)			Vitesse (m/s)			Accélération (m/s <sup>2</sup> )		
	C.I+A	N.I	Réd (%)	C.I+A	N.I	Réd (%)	C.I+A	N.I	Réd (%)
1	2,11	5,06	58	0,20	0,43	53	2,77	4,04	31
2	3,09	4,98	38	0,21	0,44	53	2,61	4,80	46
3	2,12	5,11	58	0,18	0,42	56	3,20	4,15	23
4	2,51	5,04	50	0,19	0,41	54	2,67	4,29	38
5	2,78	5,00	44	0,17	0,46	64	3,10	4,51	31
6	2,71	4,77	43	0,17	0,36	54	2,66	4,46	40
7	2,16	5,52	61	0,17	0,38	56	2,81	4,33	35
8	2,41	5,44	56	0,17	0,45	61	3,29	4,14	21
9	2,73	5,41	50	0,20	0,44	54	3,04	4,98	39
10	2,05	5,03	59	0,16	0,42	61	2,82	4,78	41
11	2,56	4,69	45	0,16	0,39	59	2,50	4,36	43
12	3,04	5,23	42	0,19	0,40	53	3,29	4,66	29
13	2,36	4,76	50	0,18	0,43	58	3,16	4,42	28
14	2,31	5,22	56	0,19	0,43	55	2,82	3,95	29
15	3,14	5,46	42	0,21	0,46	55	2,99	4,38	32
16	2,15	5,02	57	0,19	0,38	50	3,13	4,67	33
17	2,30	4,91	53	0,20	0,42	53	2,87	4,03	29
18	3,16	5,42	42	0,15	0,42	63	3,62	4,33	17
19	2,15	5,47	61	0,17	0,42	60	2,90	4,61	37
20	2,01	4,90	59	0,17	0,42	59	2,90	4,82	40
<b>Moy</b>	<b>2,49</b>	<b>5,12</b>	<b>51</b>	<b>0,18</b>	<b>0,42</b>	<b>57</b>	<b>2,96</b>	<b>4,44</b>	<b>33</b>

Acc : Accélérogramme

C.I+A : Complètement Isolé avec Amortisseurs supplémentaires.

N.I : Non Isolé

Tableau 7.8 – Comparaison des efforts à la base de la pile courte

Acc	$V_x$ (KN)			$V_y$ (KN)			$M_y$ (KN.m)		
	C.I	N.I	Réd (%)	C.I	N.I	Réd (%)	C.I	N.I	Réd (%)
1	465	9034	95	483	1360	64	9127	111785	92
2	660	9609	93	436	1149	62	13382	115683	88
3	470	9384	95	457	1302	65	9035	115043	92
4	586	9182	94	485	1409	66	10750	112570	90
5	610	9659	94	463	1164	60	12085	113297	89
6	599	9062	93	473	1317	64	11582	103067	89
7	485	10052	95	497	1255	60	9047	123973	93
8	513	9307	94	496	1402	65	10395	116335	91
9	612	10976	94	398	1368	71	11675	129709	91
10	447	9209	95	444	1411	69	8992	112066	92
11	544	7979	93	462	1460	68	10826	101050	89
12	650	9847	93	430	1280	66	13071	119855	89
13	538	8820	94	451	1244	64	10506	106883	90
14	503	9369	95	465	1280	64	10019	116248	91
15	676	10105	93	412	1214	66	13324	119644	89
16	483	7939	94	445	1324	66	9248	103995	91
17	508	9018	94	476	1220	61	9645	109497	91
18	697	10224	93	396	1346	71	13650	124209	89
19	461	9628	95	436	1310	67	9362	120852	92
20	427	9211	95	443	1257	65	8735	110729	92
<b>Moy</b>	<b>547</b>	<b>9381</b>	<b>94</b>	<b>452</b>	<b>1304</b>	<b>65</b>	<b>10723</b>	<b>114325</b>	<b>91</b>

Acc : Accélérogramme

C.I+A : Complètement Isolé avec Amortisseurs supplémentaires.

N.I : Non Isolé

On observe dans ce cas particulier que l'incorporation des amortisseurs supplémentaires au modèle précédent, induit à une réduction des déplacements de l'ordre de 51%. Elle amène aussi à une diminution de 57% des vitesses maximales de vibration du tablier et de 33% des accélérations. On remarque que cette solution apporte une diminution supplémentaire de l'effort tranchant dans le sens longitudinale ( $V_x$ ) et du moment fléchissant ( $M_y$ ), synonyme d'économie en matière de dimensionnement des piles et des fondations, et de sécurité vis-à-vis des sollicitations sismiques extrêmes. On peut ainsi dire que cette solution, qui entraîne un découplage de la structure, amène à une réduction des forces et des déplacements en même temps. Cette combinaison des deux effets représente une solution préférable pour le principe de l'isolation sismique.

Les résultats ainsi obtenus sont complétés par des graphes comparatifs entre le modèle présenté et le modèle de référence :

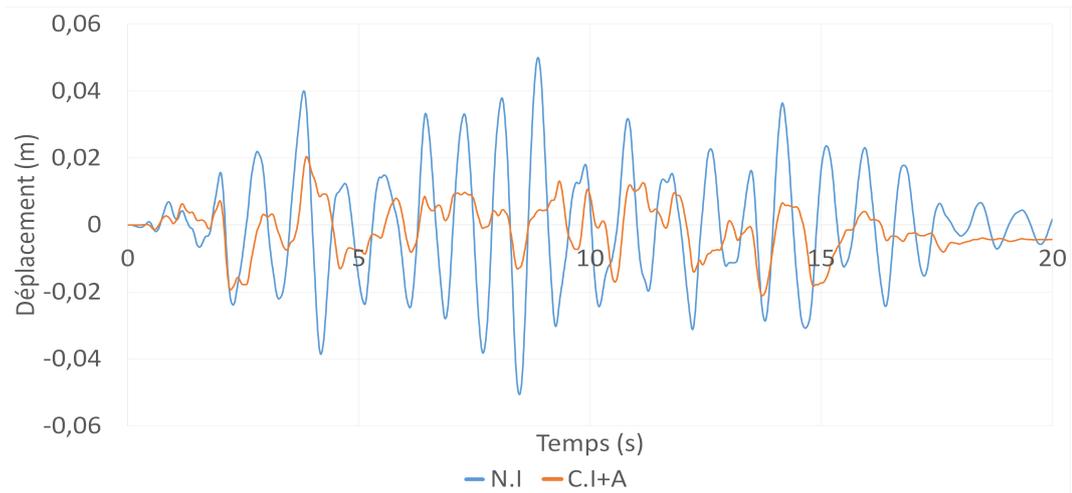


FIGURE 7.16 – Comparaison des déplacements en fonction du temps des modèles N.I et C.I+A

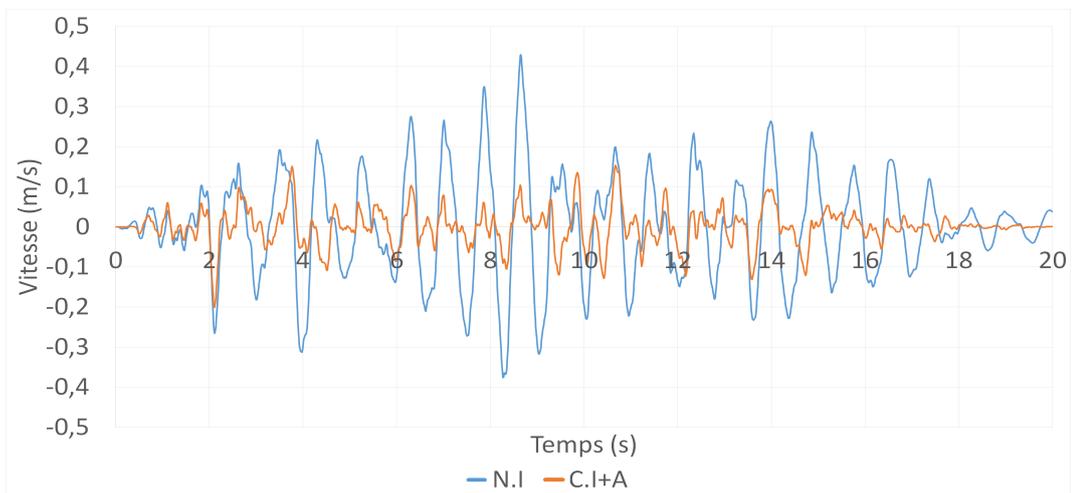


FIGURE 7.17 – Comparaison des vitesses en fonction du temps des modèles N.I et C.I+A

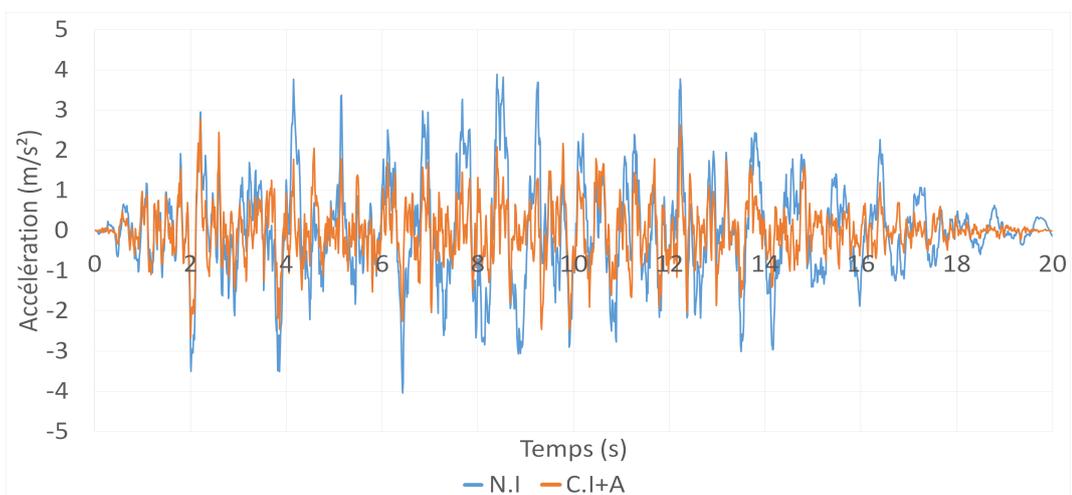


FIGURE 7.18 – Comparaison des accélérations en fonction du temps des modèles N.I et C.I+A

Les figures des lois de comportement des isolateurs sismiques « LRB » et des amortisseurs supplémentaires sont représentées ci-dessous :

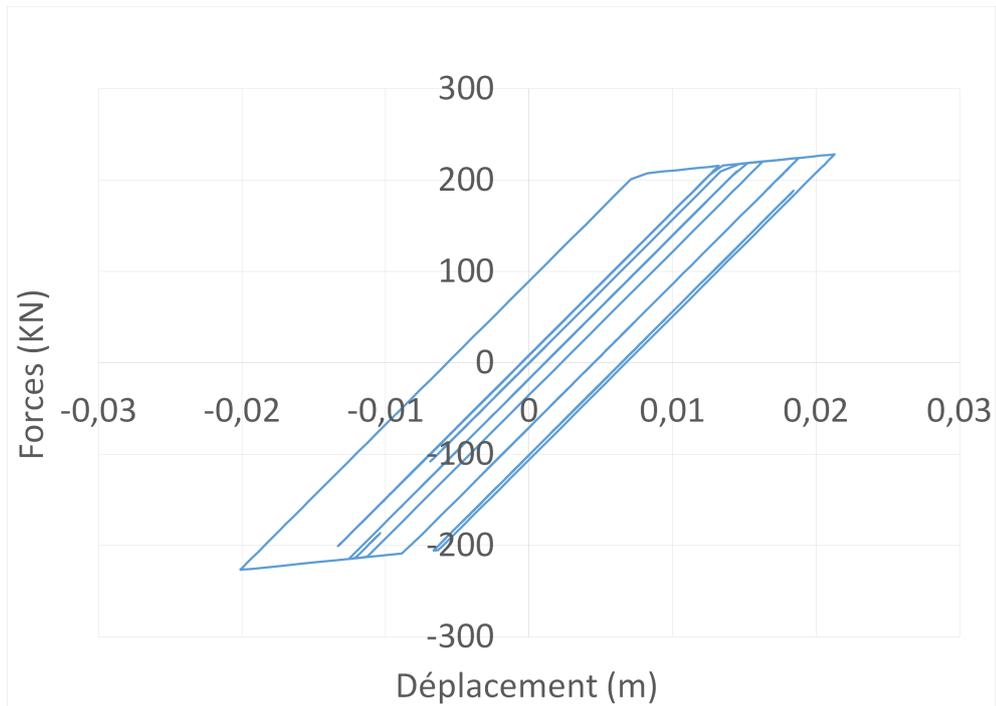


FIGURE 7.19 – Loi de comportement de l'isolateur sismique « LRB ».

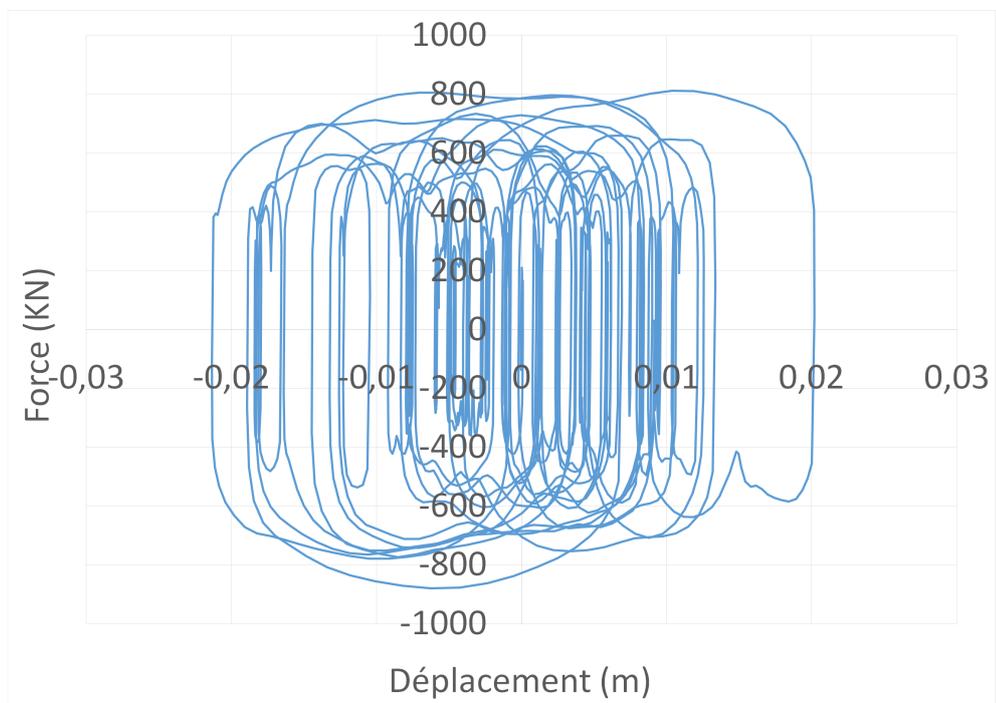


FIGURE 7.20 – Loi de comportement de l'amortisseur visqueux pur de type «  $CV^\alpha$  ».

A noter que les distorsions maximales de nos isolateurs diminuent de 60% par rapport aux distorsions obtenues pour le modèle complètement isolé, due à l'incorporation des amortisseurs supplémentaires. Ces mêmes distorsions restent toujours inférieures à leurs limite imposée qui est de 50%. ( Le tableau 7.9 )

Tableau 7.9 – Comparaison des distorsions maximales entre deux modèles complètement isolés avec et sans amortisseurs

<b>Accélérogramme</b>	<b>C.I ( % )</b>	<b>C.I+A ( % )</b>	<b>Réduction ( % )</b>
01	27	10	62
02	26	15	42
03	32	10	68
04	29	12	59
05	37	14	63
06	32	13	61
07	31	10	67
08	27	12	57
09	34	13	61
10	31	10	68
11	31	12	62
12	29	15	49
13	24	12	51
14	30	11	64
15	31	15	52
16	29	10	65
17	31	11	65
18	37	15	59
19	29	10	65
20	29	09	68
<b>Moyenne</b>	<b>30</b>	<b>11</b>	<b>61</b>

C.I+A : Complètement Isolé avec Amortisseurs supplémentaires.

N.I : Non Isolé

## 7.6 Etude paramétrique

La détermination des paramètres du dispositif sismique par la méthode itérative, joue un rôle très important dans le dimensionnement de ce dernier, et sur l'estimation des paramètres des amortisseurs supplémentaires à introduire. De ce fait, la présente étude sera axée sur l'évolution de ces principaux facteurs, pour des coefficients de découplage inférieurs à 3. [9]

L'utilisation de notre programme Matlab et de notre organigramme [figure 6.2], a permis de déterminer les valeurs des différents paramètres, pour des coefficients d'amortissement différents. Pour un coefficient  $\alpha$  égal à 1, les taux d'amortissement sont calculés à travers la formule (7.3), qui permet de faire travailler tous les dispositifs en interaction.

$$4C_{eff} = 2\xi_{eff}\sqrt{n.K_{eff}M} \quad (7.3)$$

où  $n$  représente le nombre de LRB mis en place, et  $M$  la masse totale qui revient au système d'isolation.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 7.10 – Influence du découplage sur l'ensemble des paramètres de conception

$\xi = 33\%$													
Paramètres du LRB								Dimensions du LRB			$C_{eff}$		
											952	1428	1903
	$T$	$K_{eff}$	$\frac{Q}{W}$	$K_p$	$K_y$	$d_y$	$D$	Couches	$d_p$	$(L \times B)$	$\xi_{eff}$		
Déc	(s)	(KN)	(%)	(KN)		(cm)			(cm)	(cm × cm)	(%)		
<b>1,65</b>	2,16	4628	3,60	1569	15690	1,38	6,39	07	15,8	(85 × 85)	10	15	20
<b>2,00</b>	2,62	3150	3,03	1068	10681	1,71	7,82	08	14,4		12	18	24
<b>2,25</b>	2,94	2489	2,70	839	8391	1,91	8,82	09	13,6		14	20	27
<b>2,50</b>	3,27	2016	2,44	680	6798	2,14	9,85	10	12,9		15	23	30
<b>2,75</b>	3,6	1666	2,22	563	5626	2,36	10,8	11	12,3		17	25	33
<b>3,00</b>	3,93	1400	2,02	472	4721	2,57	11,7	12	11,8		18	27	36

Ce tableau illustre que le découplage influe sur l'ensemble des paramètres. Les points à retenir sont :

- Le fait de rendre la structure plus souple, amène à la diminution de la rigidité effective des « LRB ».

- La diminution de la rigidité entraîne une augmentation des déplacements cibles et élastiques.
- L'augmentation des déplacements cibles se répercutera sur la hauteur des « LRB », et sur le nombre de couches de frettes et d'élastomère.
- Ce découplage qui amène à la baisse de la résistance caractéristique, provoque la réduction du diamètre du noyau de plomb.
- Le découplage de la structure conduit à l'augmentation du taux d'amortissement du système d'isolation, qui peut aller jusqu'à 27 % dans le cas d'un coefficient d'amortissement égal à  $1428 \text{ KN.s.m}^{-1}$ .
- La détermination des dimensions en plan de la surface des élastomères est indépendante du découplage utilisé, il est principalement lié au chargement vertical auquel est soumis le dispositif.

Les résultats obtenus sont complétés par des graphes illustratifs, qui montrent l'influence du découplage sur la relation force-déplacement de l'isolateur sismique pour un coefficient d'amortissement égal à  $1428 \text{ KN.s.m}^{-1}$ .

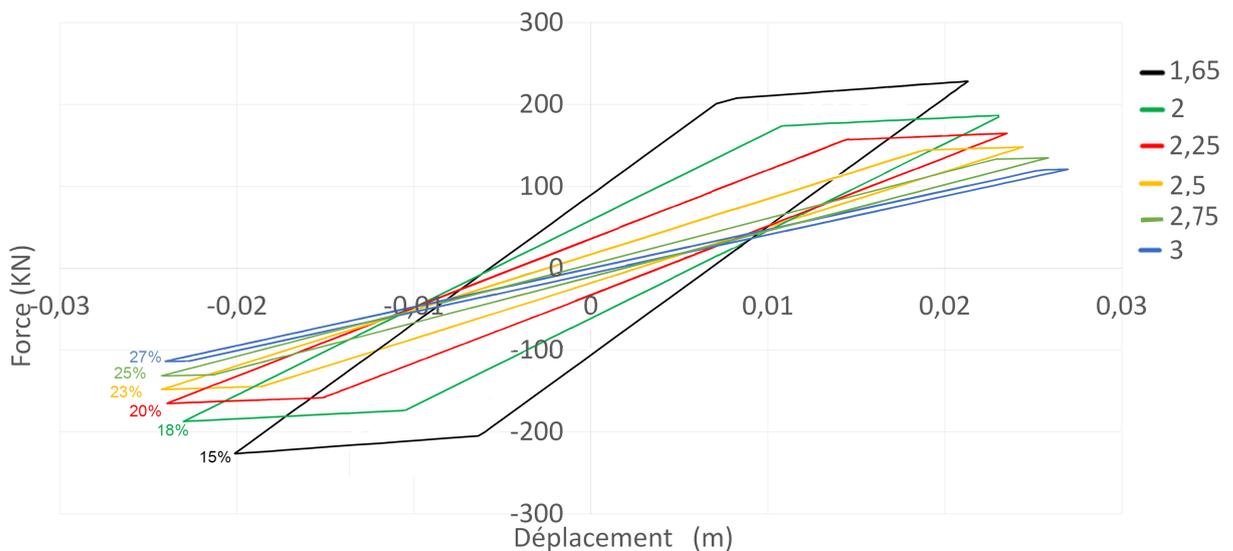


FIGURE 7.21 – Relation Force-déplacement du « LRB » pour différents coefficients de découplage avec  $C_{eff} = 1428 \text{ KN.s.m}^{-1}$

D'après la figure, on remarque que pour des découplages supérieurs à 2,5, avec un coefficient d'amortissement constant, le LRB n'a plus d'efficacité en matière de dissipation d'énergie.

Le graphe suivant présente les variations des déformations relatives à la base en fonction des différents rapports de découplage, pour des coefficients d'amortissement différents :

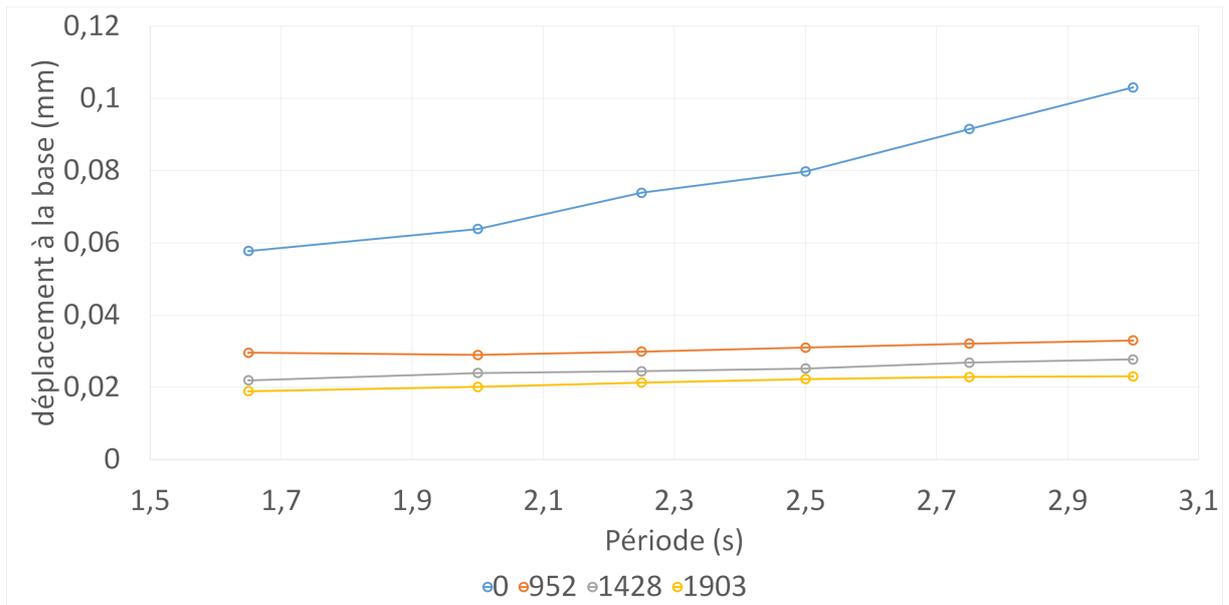


FIGURE 7.22 – Variation des déformations relatives à la base en fonction des coefficients de découplage avec et sans amortisseurs supplémentaires.

On note de la figure 7.22, que dans le cas d'une sollicitation sismique, l'introduction d'un coefficient d'amortissement élevé réduit davantage les déformations relatives à la base.

# Conclusion

Durant cette étude, différentes conceptions basées sur le principe de l'isolation sismique ont été illustrées sur un pont caisson à inertie variable. L'isolation a été effectuée par l'introduction d'isolateurs sismiques de type « LRB » et d'amortisseurs supplémentaires visqueux purs. L'évaluation de ce principe d'isolation a été établie par l'analyse dynamique temporelle non-linéaire, conduite par des accélérogrammes artificiels générés à partir du spectre réglementaire du « RPOA ».

Les isolateurs sismiques visent à réduire la réponse du pont due à l'action sismique horizontale. Ils sont disposés au-dessus de l'interface d'isolation, généralement située sous le tablier et au-dessus de la tête des piles/culées. La réponse peut être réduite :

- par une augmentation de l'amortissement, qui réduit les déplacements et peut réduire les forces ;
- par une augmentation de la période fondamentale de la structure (effet du décalage de la réponse lue sur le spectre de réponse), qui réduit les forces mais augmente les déplacements ;
- par une combinaison de ces deux effets (solution préférable).

A partir des résultats obtenus pour les différents modèles, il est possible à présent de tirer les conclusions suivantes :

- La présence d'irrégularité sur les hauteurs des piles, entraîne une vulnérabilité de la pile courte vis-à-vis du cisaillement, plus élevée que celle de la pile haute.
- L'incorporation des isolateurs sismiques au niveau des culées, conduit à une légère réduction des déplacements du tablier et des efforts à la base des piles.
- Le découplage de la structure par des isolateurs sismiques, en plaçant ces derniers au niveau des piles et des culées, amène à une réduction considérable des efforts à la base de la pile courte, au détriment d'une augmentation des déplacements du tablier de l'ordre de 20%.

- La mise en place des isolateurs sismiques sur les piles, a permis non seulement de réduire l'effort tranchant à la base de la pile courte de 85% dans le sens longitudinal, mais aussi de 65 % dans le sens transversal. A noter aussi qu'une atténuation du moment fléchissant ( $M_y$ ) de l'ordre de : 76% a été enregistrée.
- L'incorporation des amortisseurs supplémentaires a permis non seulement dans un premier temps de contrôler les déplacements par une réduction de 51%, mais aussi à réduire davantage les efforts à la base de la pile courte. A noter qu'une atténuation des vitesses et accélérations relatives du tablier ont été enregistrées, respectivement de l'ordre de : 57% et 33%.
- L'étude paramétrique menée, met en évidence l'influence du découplage fixé sur l'ensemble des paramètres de l'isolateur sismique « LRB », et sur le choix de l'amortisseur supplémentaire à introduire.
- Un dimensionnement idéal du coefficient d'amortissement  $C_{eff}$ , permet de faire travailler les isolateurs sismiques « LRB » et les amortisseurs visqueux en interaction. Ceci au taux d'amortissement supplémentaire désiré.
- L'analyse dynamique temporelle par « FNA » (Fast Non linear Analysis) génère des résultats plus rapidement que celle de Newmark.
- Les réductions constatées dans les différents modèles sont synonymes d'économie en matière de dimensionnement des piles et des fondations, et de sécurité vis-à-vis des sollicitations sismiques extrêmes.

Cette étude pourrait être utilisée à bon escient afin de mener une étude technico-économique comparative, entre les modèles proposés équipés de différents dispositifs d'isolation sismique, et le modèle de référence.

# Bibliographie

- [1] Calgaro J.A & Virlogeux M. *Projet et construction des ponts : Généralités. Fondations. Appuis. Ouvrages courants*. Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 1991.
- [2] Takahashi Y. Damage of rubber bearings and dampers of bridges. *Disaster Prevention Research Institute, Kyoto, Japon*, 2011.
- [3] Takahashi Y & Zhang J Kawashima K. Damage of bridges in 2008. *Wenchuan Earthquake, Journal of Earthquake Engineering, China*, 13 :956–998, 2009.
- [4] Guizani L. Isolation sismique et technologies parasismiques pour les ponts au québec : Mise au point. *10<sup>ème</sup> Colloque sur la progression de la recherche québécoise sur les ouvrages d'art, Québec, Canada*, 2003.
- [5] Eric M. Lui. *Seismic Isolation for Earthquake-Resistant Structures*. Dept. of Civil and Environmental Engineering, Syracuse University, Syracuse, New York, 2001.
- [6] Gauron O & Busson A. Détermination des états limites des appuis et des isolateurs des ponts dans une approche basée sur la performance sismique. *Rapport de Recherche, Centre de recherche en génie parasismique et en dynamique des structures, Université de Sherbrooke, Canada*, 2014.
- [7] Cassandra DION. Étude numérique et expérimentation du comportement dynamique des ponts avec isolateurs et amortisseurs sismiques. *Mémoire de fin d'études Ecole Nationale Polytechnique de Montreal, Génie civil*, 2010.
- [8] Calvi. G.M Kawashima. K Billings. I Elnashai. A Nuti. C Pecker. A & al. Bulletin 39 : Seismic bridge desing and retrofit-structural solutions- chapter 6 : Design for enhanced control of damage. *Fédération Internationale du Béton*, 2007.
- [9] Naiem F & Kelly J.M. *Design of Seismic Isolated Structures*. John Wiley & Sons, New York, 1999.
- [10] Kim & Y.H Yoo, B. Study on effects of damping in laminated rubber bearings on seismic responses for 1/8 scale isolated test structure. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 31, 1777-1792, 2002.
- [11] Vivier A & Davi D. Prise en compte des dispositifs antisismiques dans les calculs ouvrages d'art sous séisme. *8<sup>ème</sup> Colloque National AFPS, Ecole des Ponts ParisTech*, 2011.
- [12] Oudai N & Smaoui A. Mémoire de fin d'études sur les méthodes d'analyse dynamique appliquées aux amortisseurs visqueux non linéaires : Evaluation et application au calcul des ponts,. *Directeur du thèse Pr. Tiliouine.B, Ecole Nationale Polytechnique, Alger, Algérie*, 2013.

- [13] Boudina A. Simulation d'excitations sismiques à partir de spectres cibles. *Mémoire de Magister Directeur de thèse Pr. Hammoutene M, Ecole Nationale Polytechnique, Alger, 2010.*
- [14] Clough W & Penzien J. *Dynamics of structures.* Computers & Structures, Inc, Berkley, 2003.
- [15] Ed Wilson. *Three Dimensional Static and Dynamic Analysis of Structures.* Computers and Structures, Inc, Berkeley, California USA, 1995.
- [16] Chang K & Yau J Yang Y. *Earthquake Engineering Handbook.* Charles Scawthorn & Wai-Fah Chen, Boca Raton, USA, 2003.
- [17] Ouanani M & Tiliouine B. Critères d'optimisation de maillage des ponts par éléments finis de type portique. *10<sup>ème</sup> Congrès International de Mécanique SMSM'2011, 2011.*

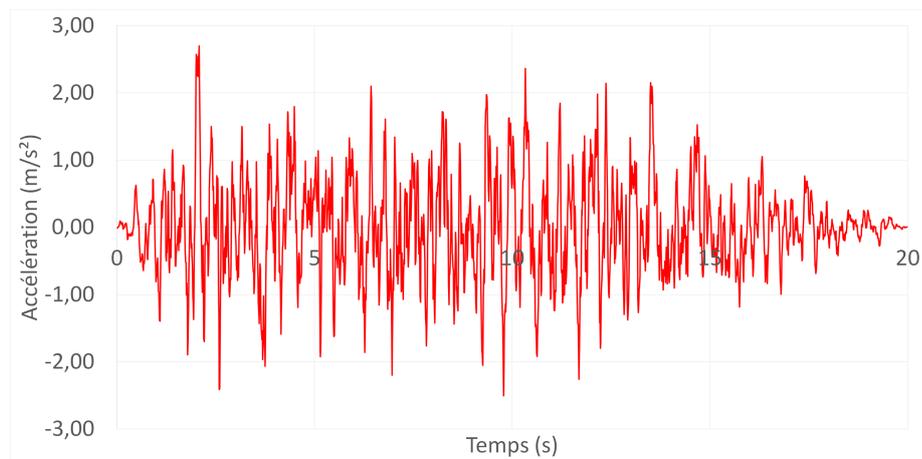
# Annexe A

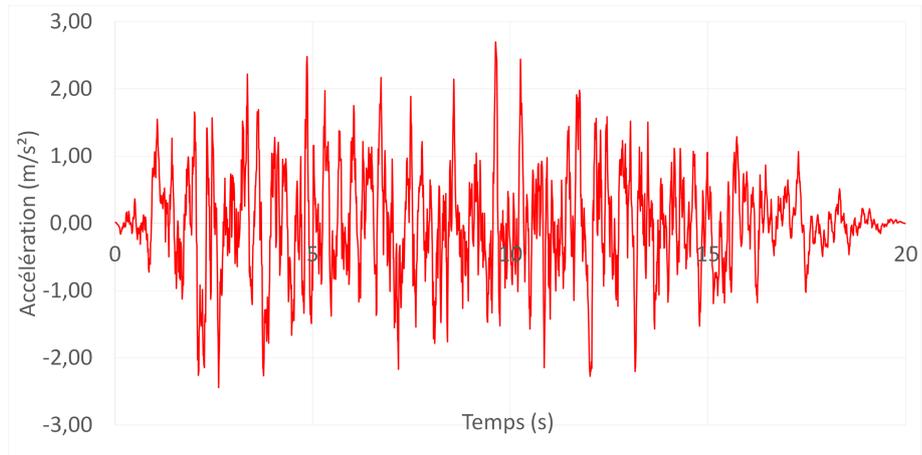
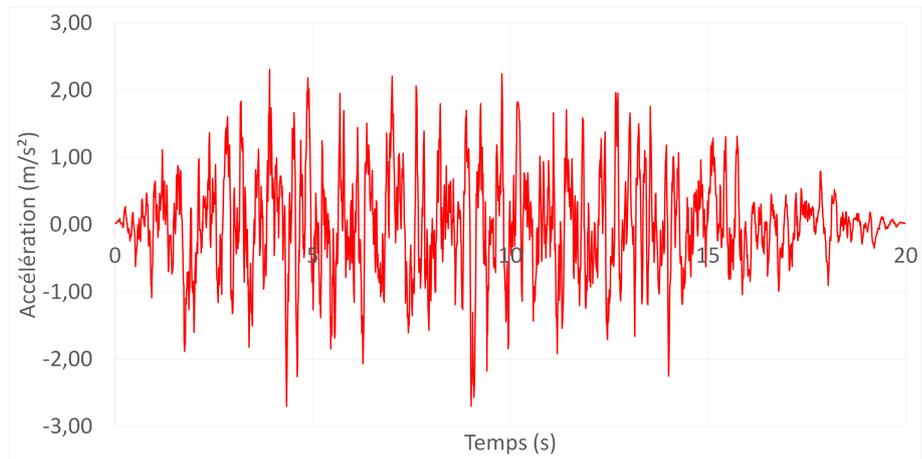
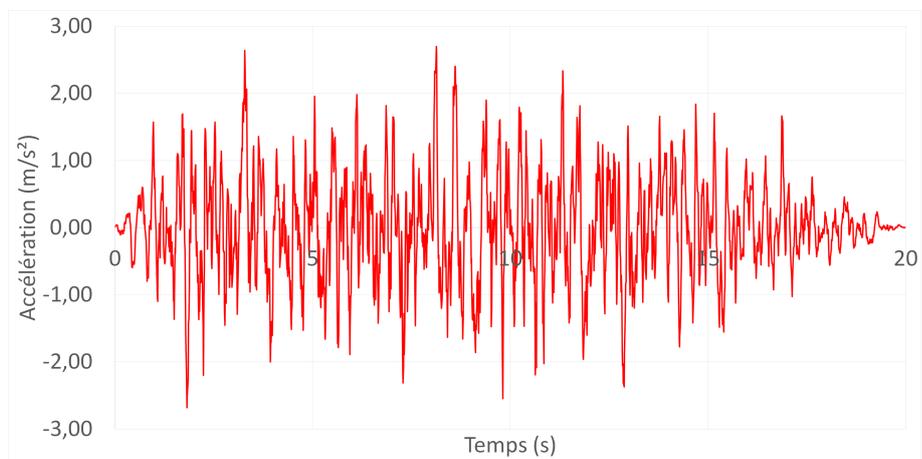
## Accélérogrammes

Les accélérogrammes générés à partir du spectre réglementaire du « RPOA » par SIMQKE :

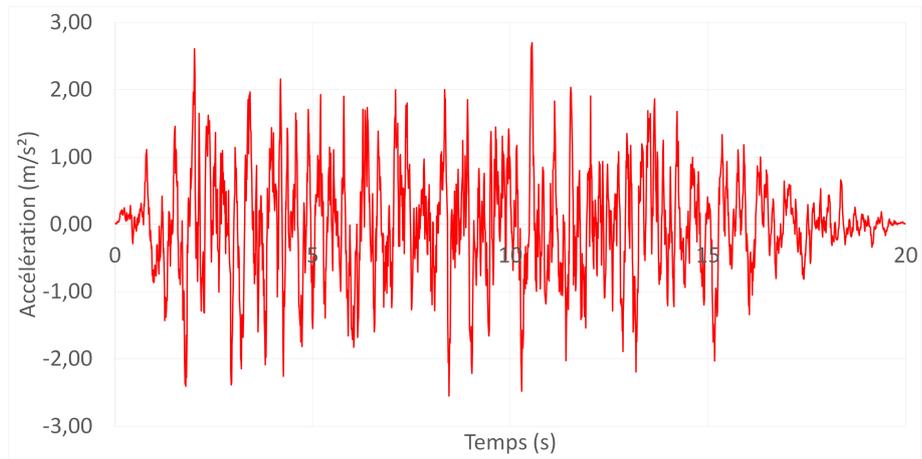
**-A partir du spectre élastique horizontal :**

**1-**

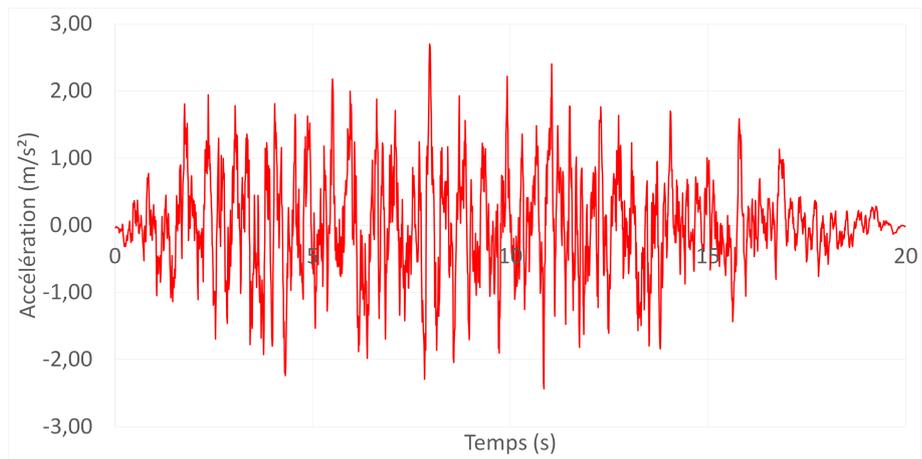


**2-****3-****4-**

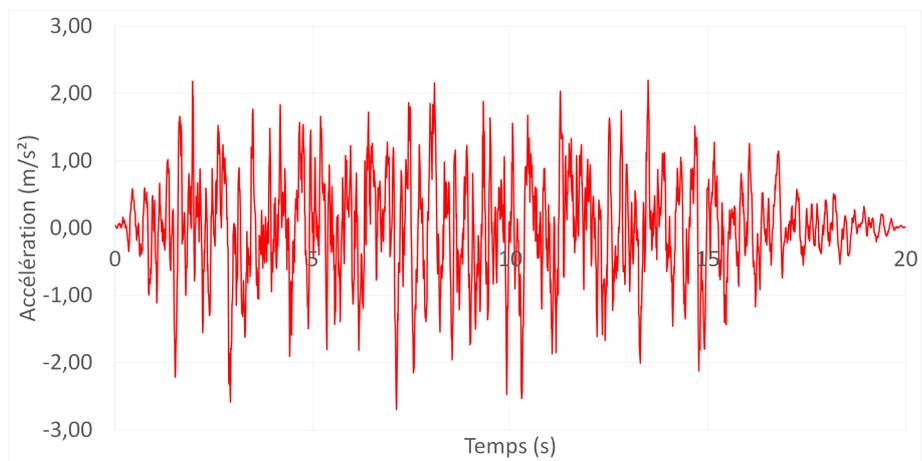
5-

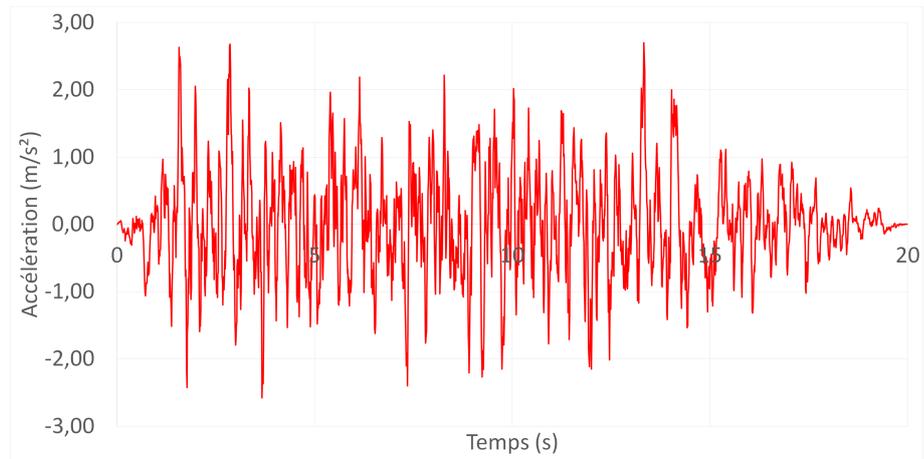
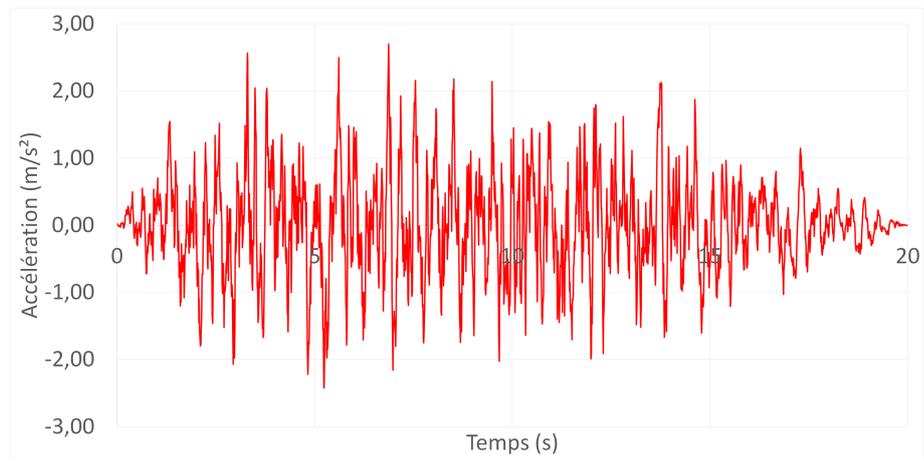
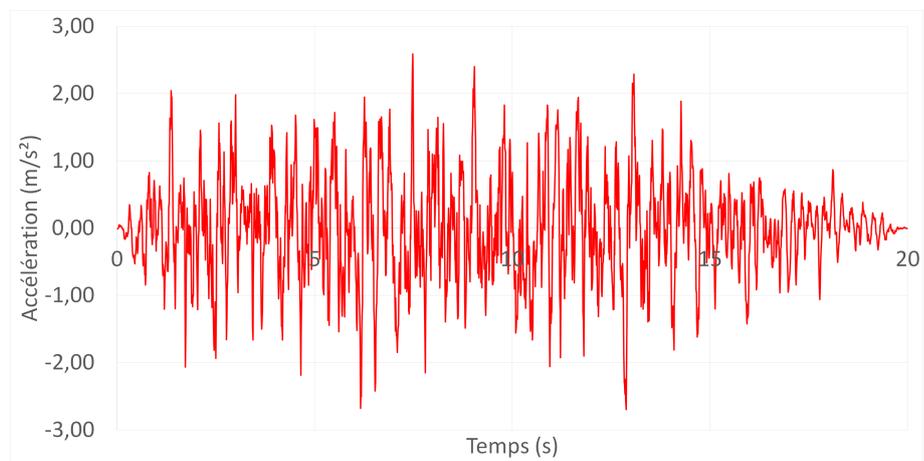


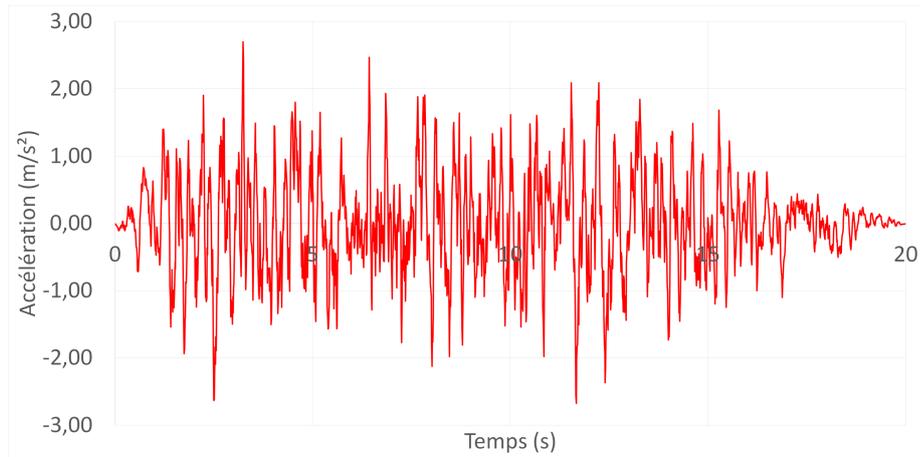
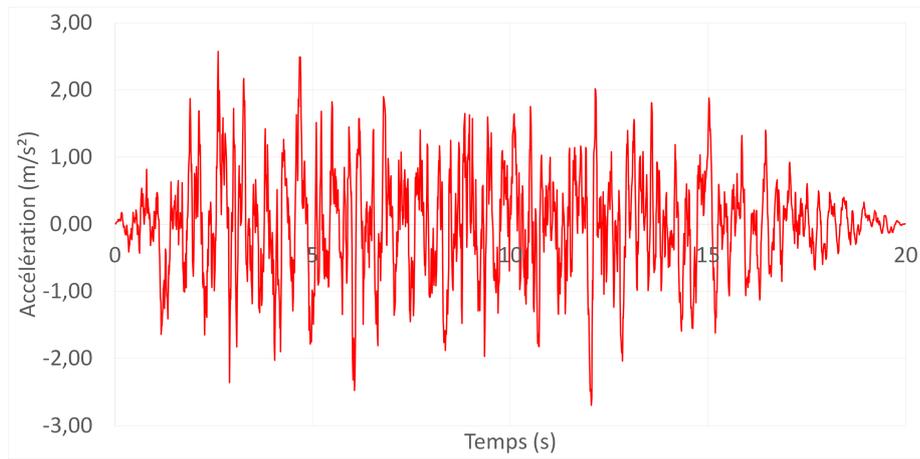
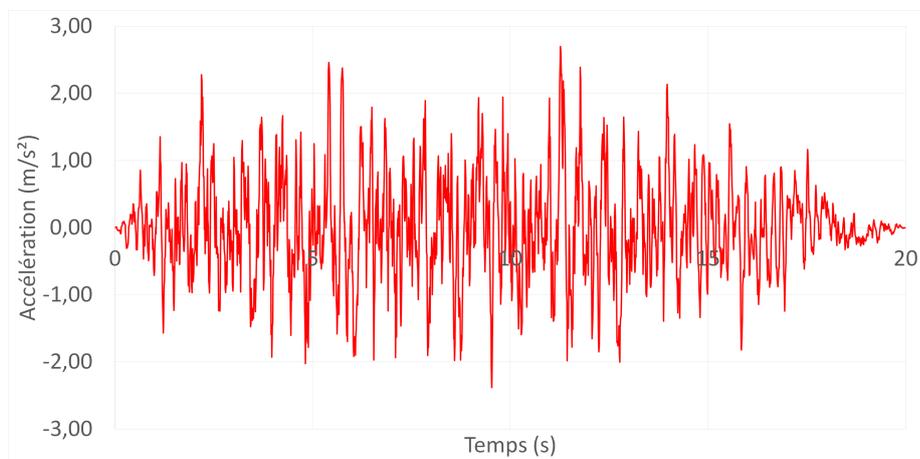
6-

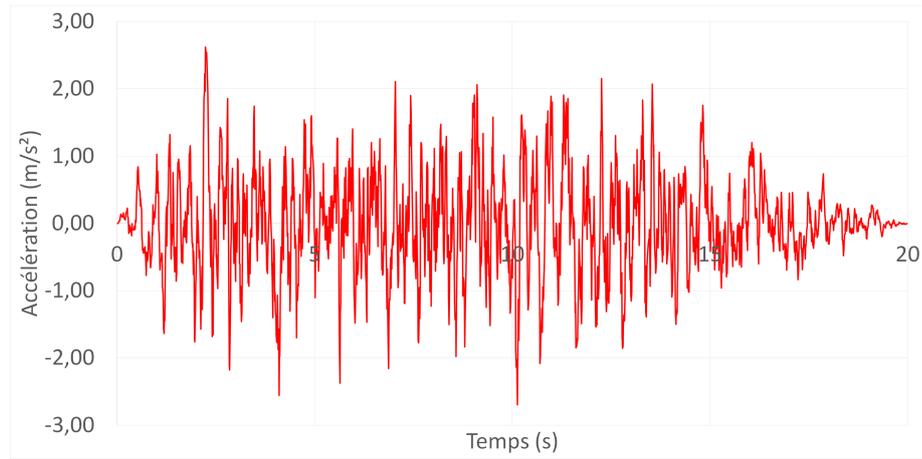
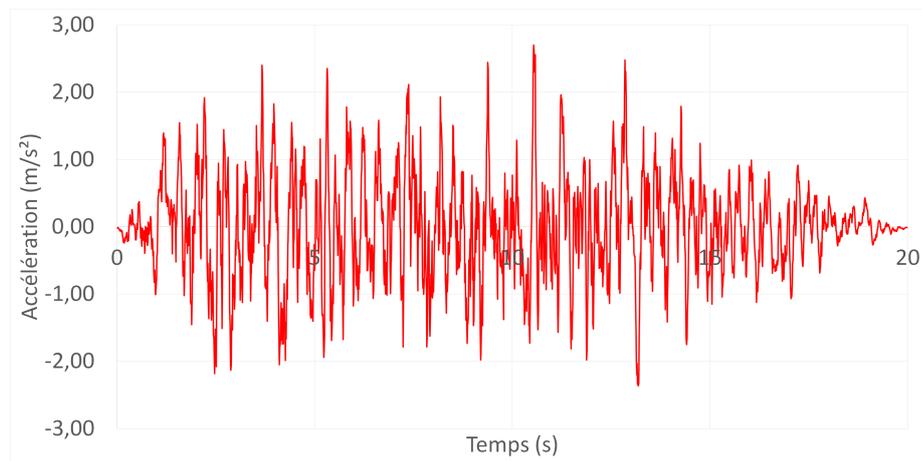
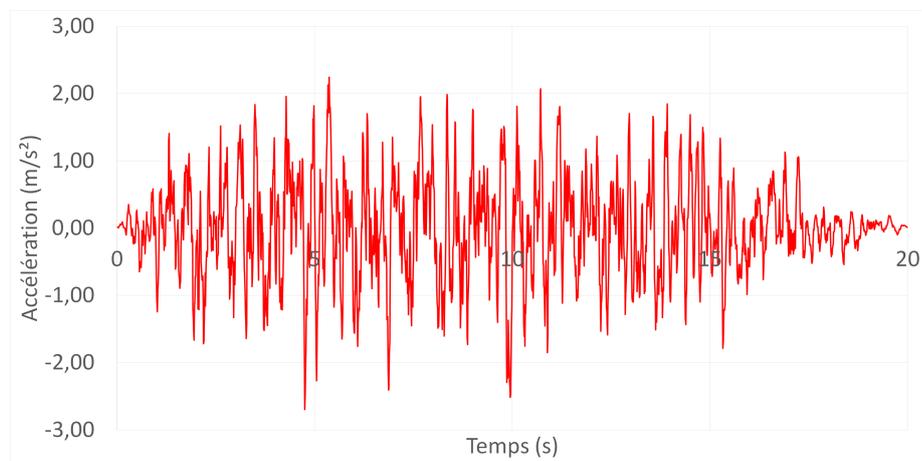


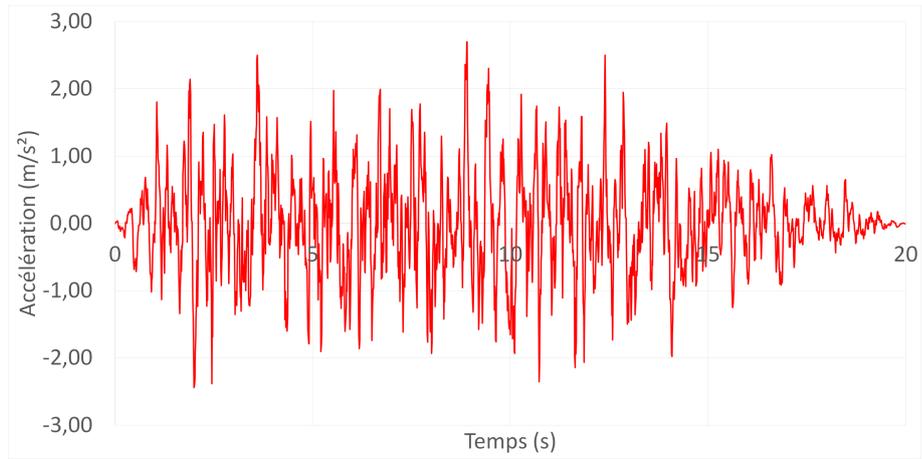
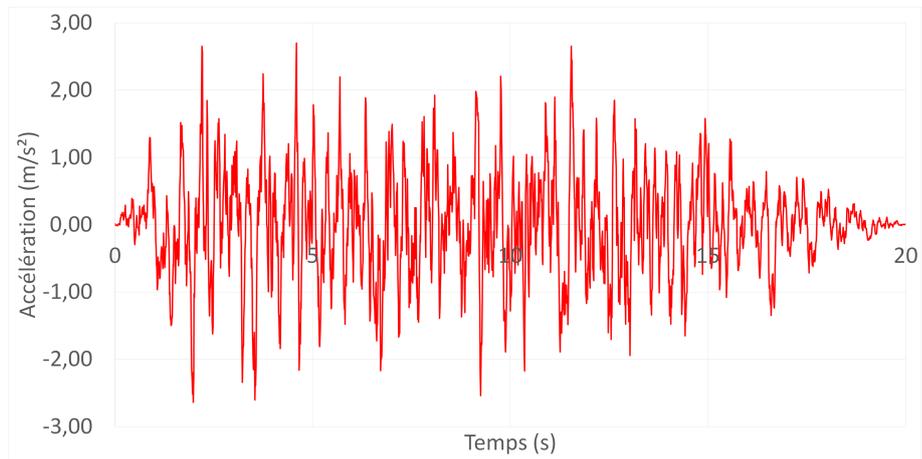
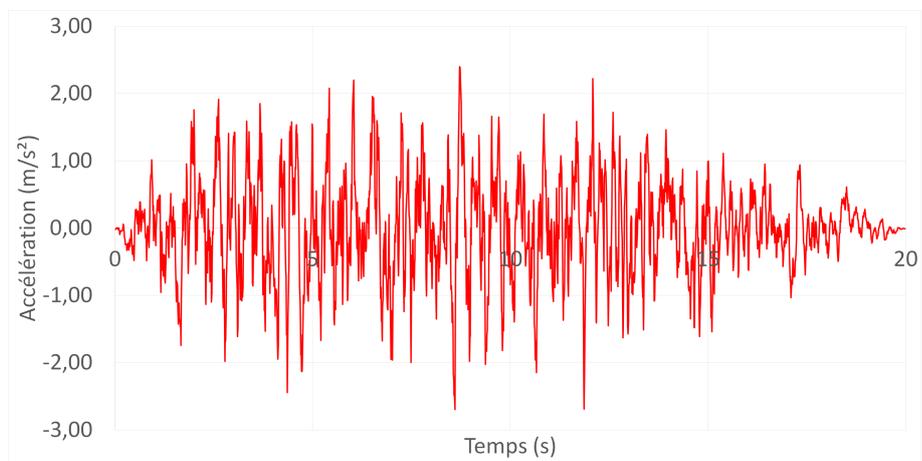
7-

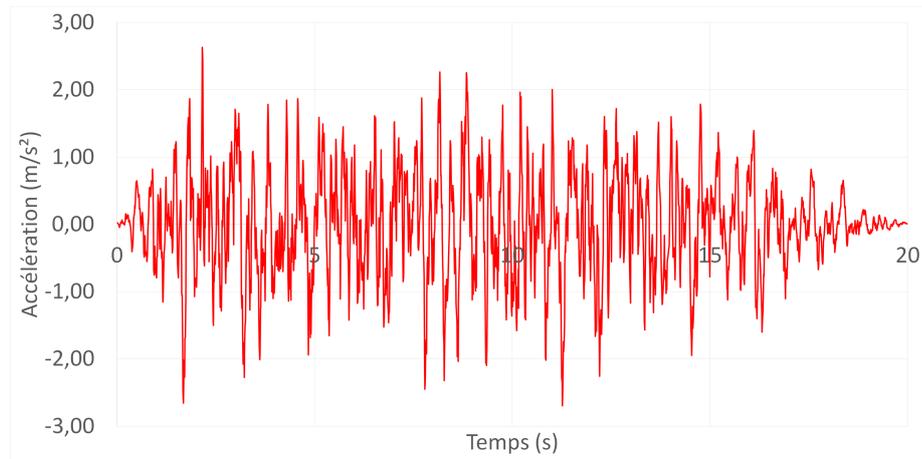
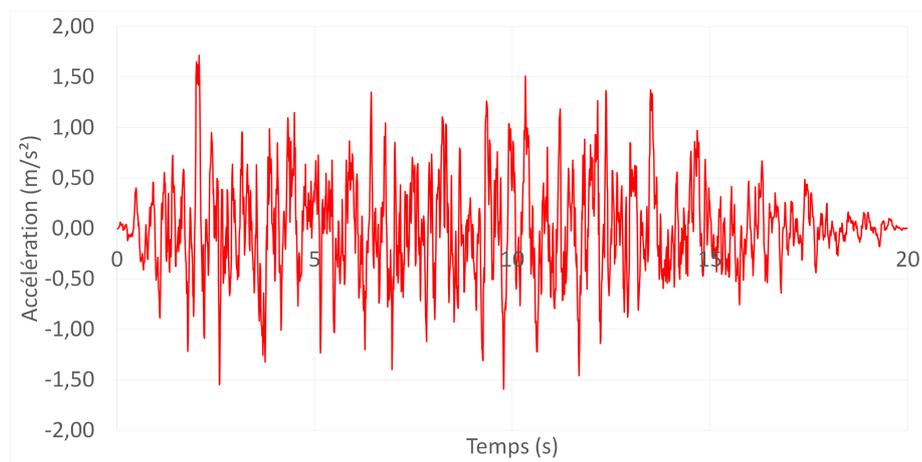
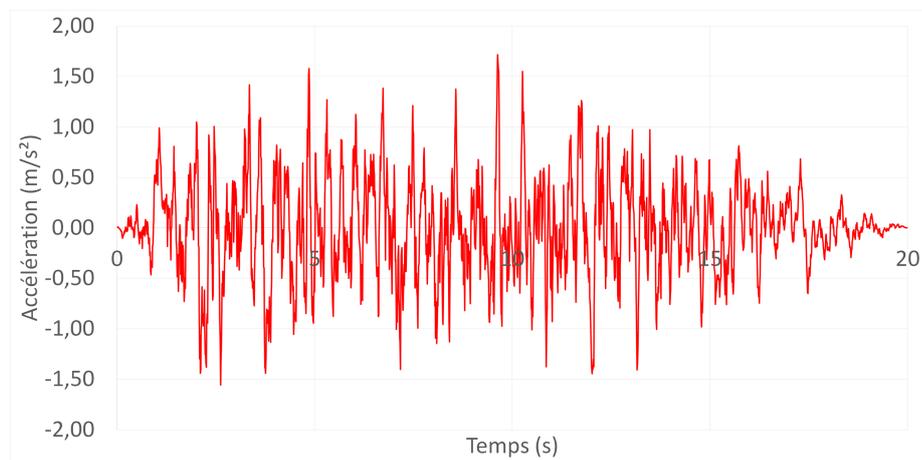


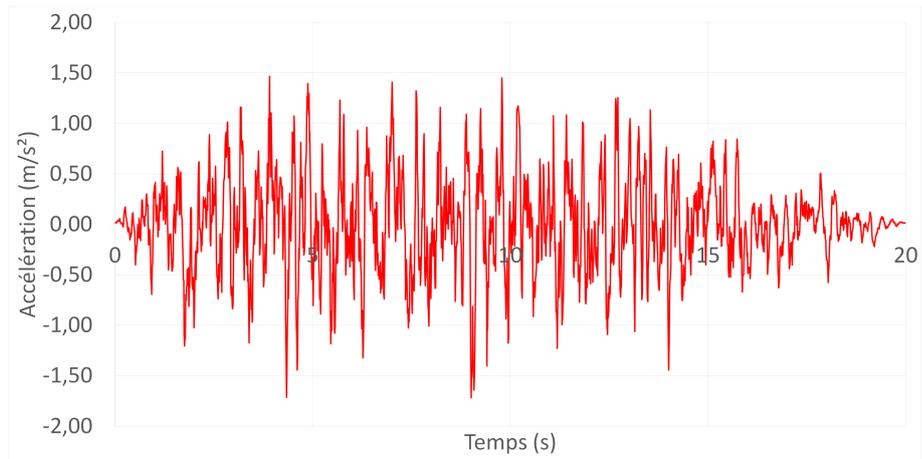
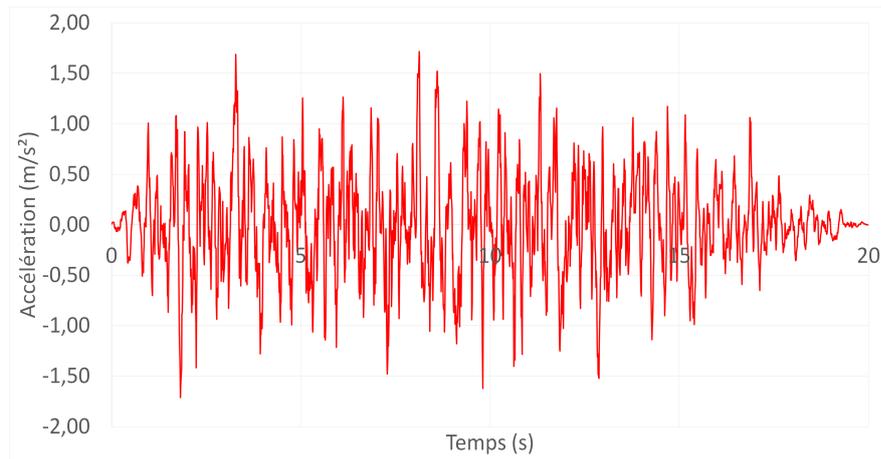
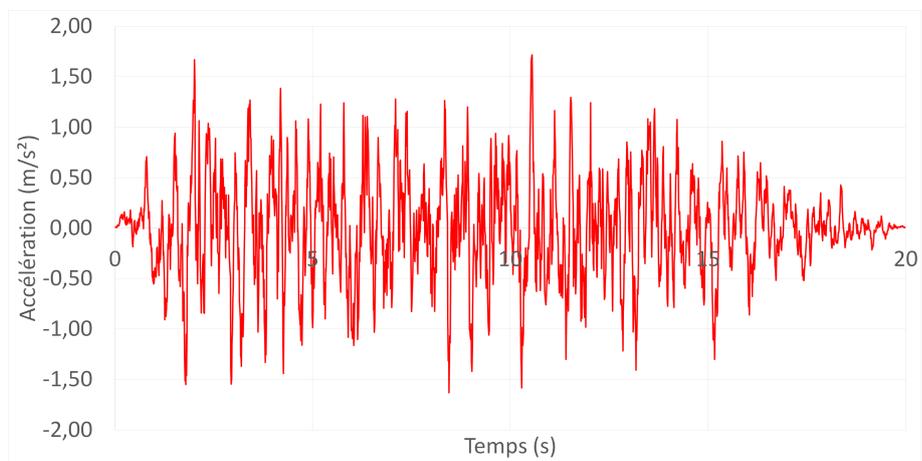
**8-****9-****10-**

**11-****12-****13-**

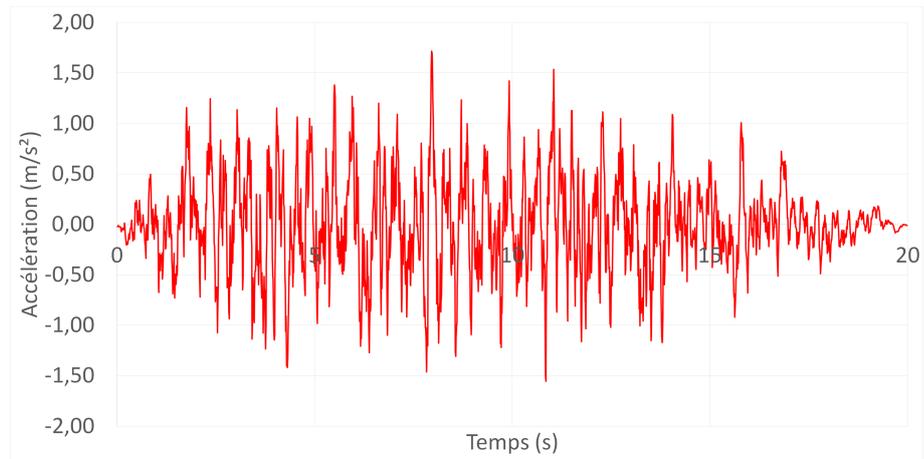
**14-****15-****16-**

**17-****18-****19-**

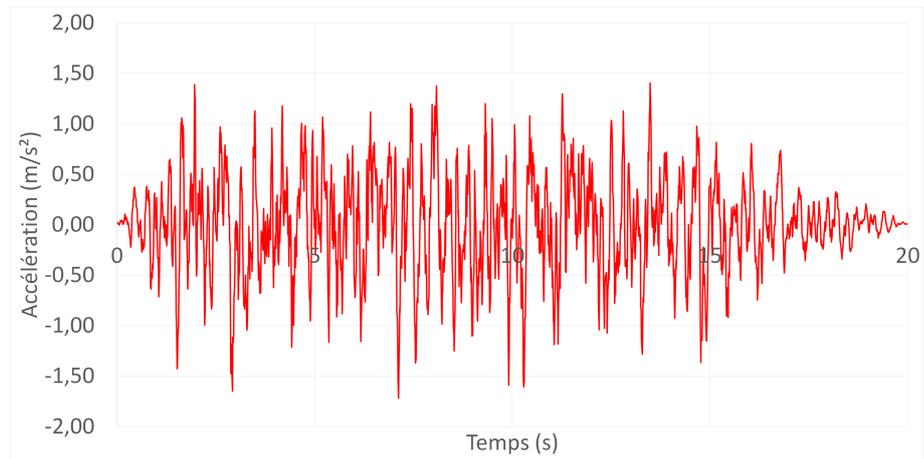
**20-****A partir du spectre élastique vertical :****1-****2-**

**3-****4-****5-**

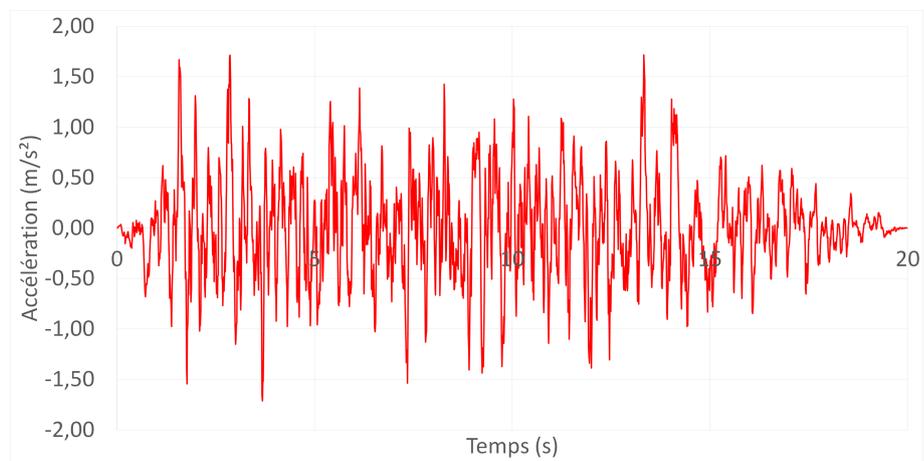
6-

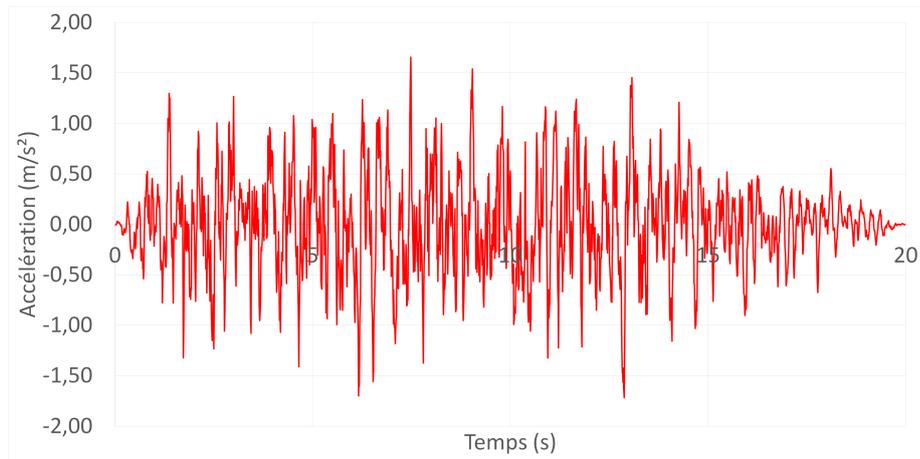
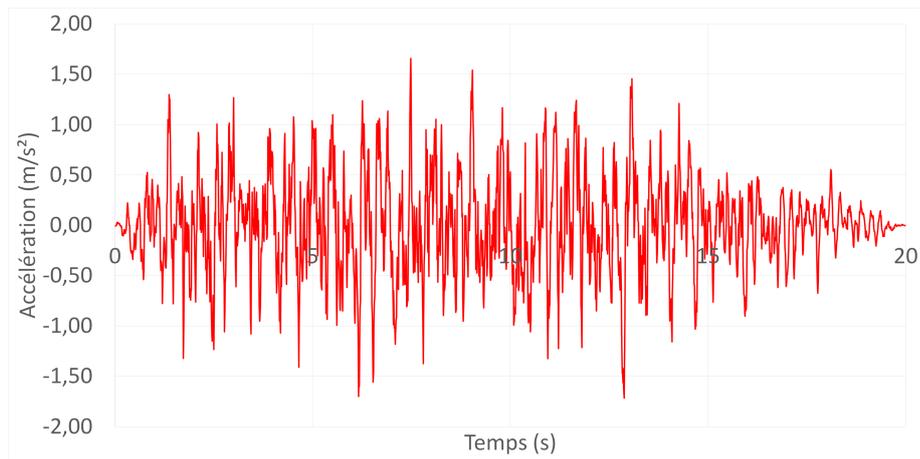
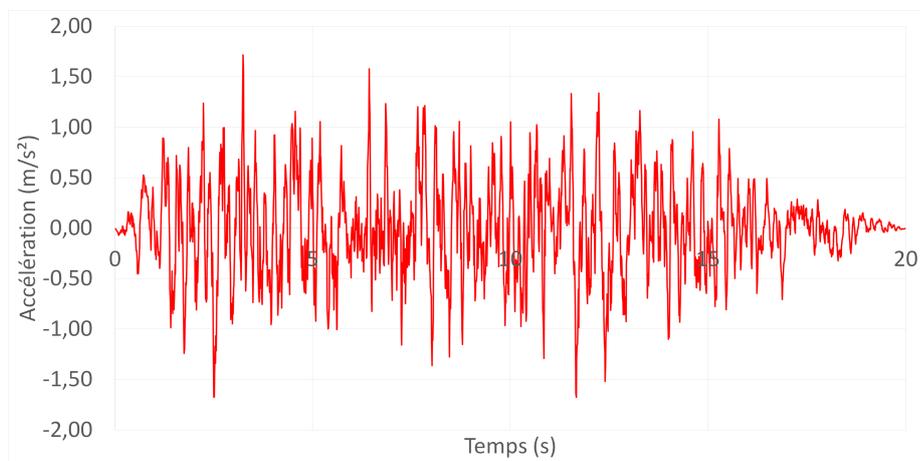


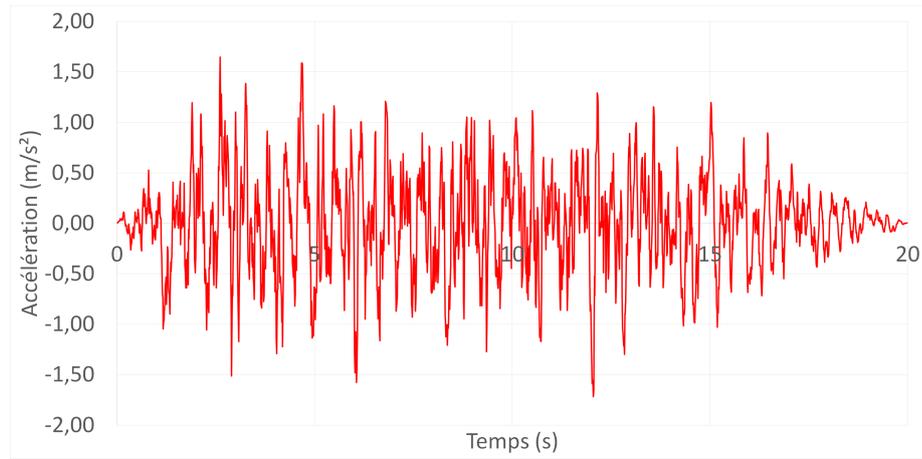
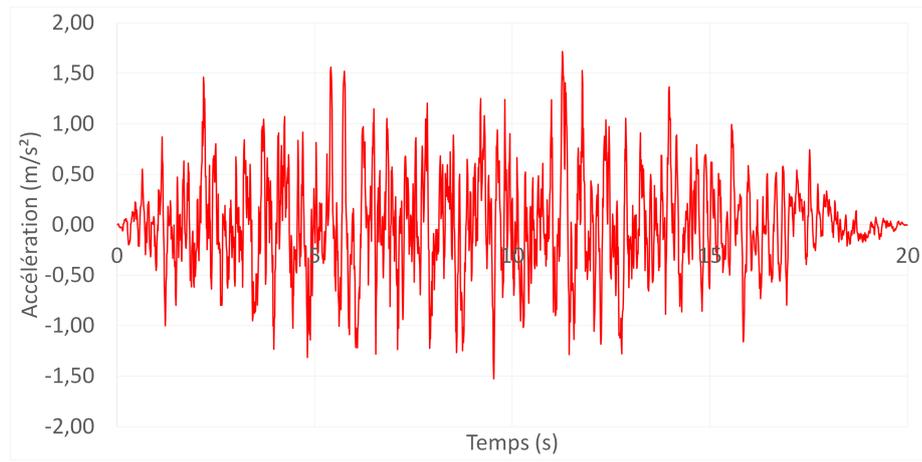
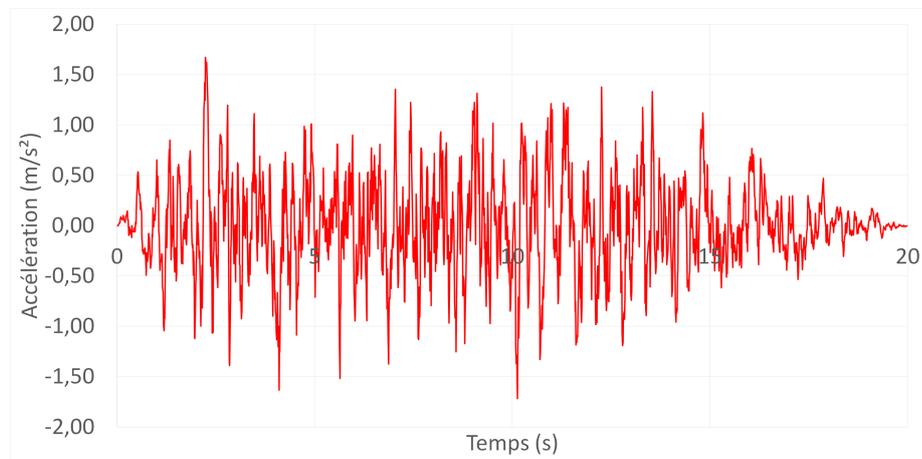
7-

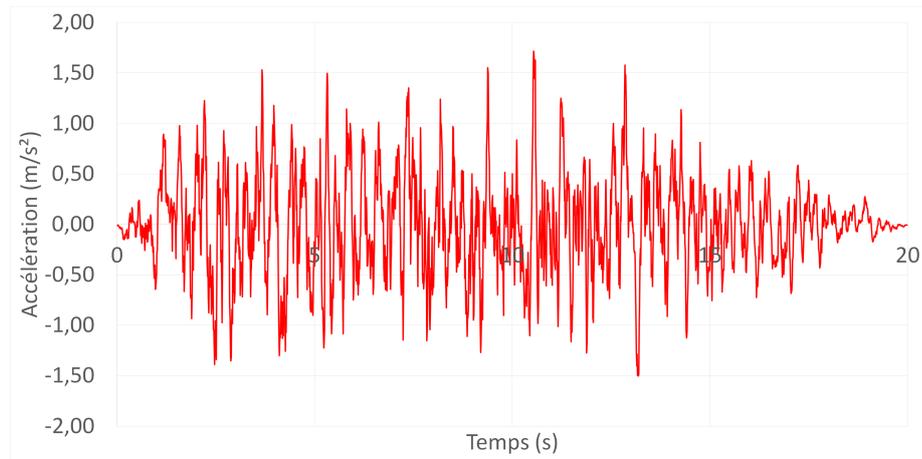
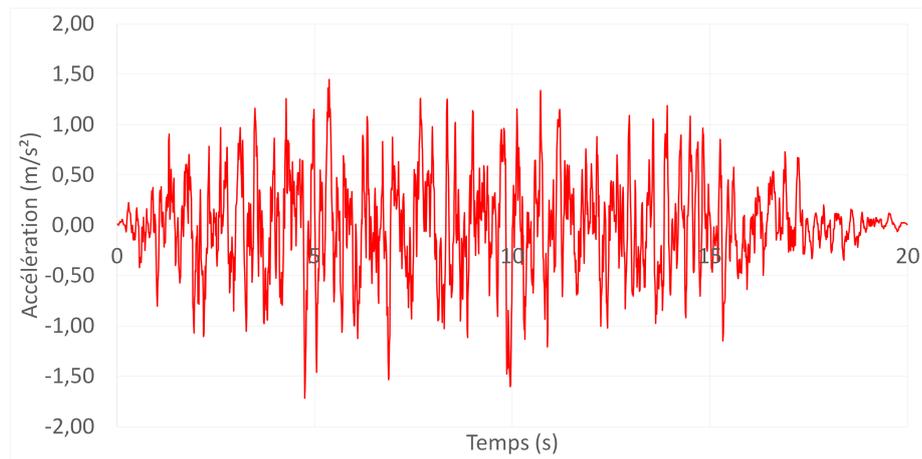
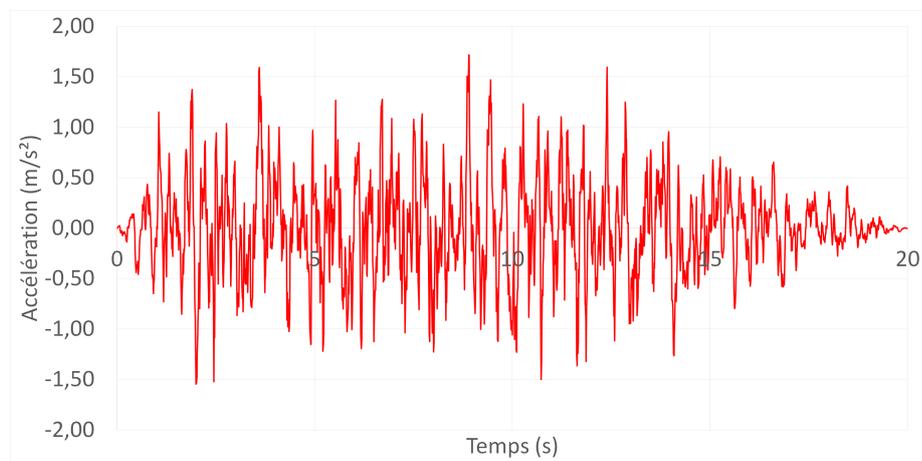


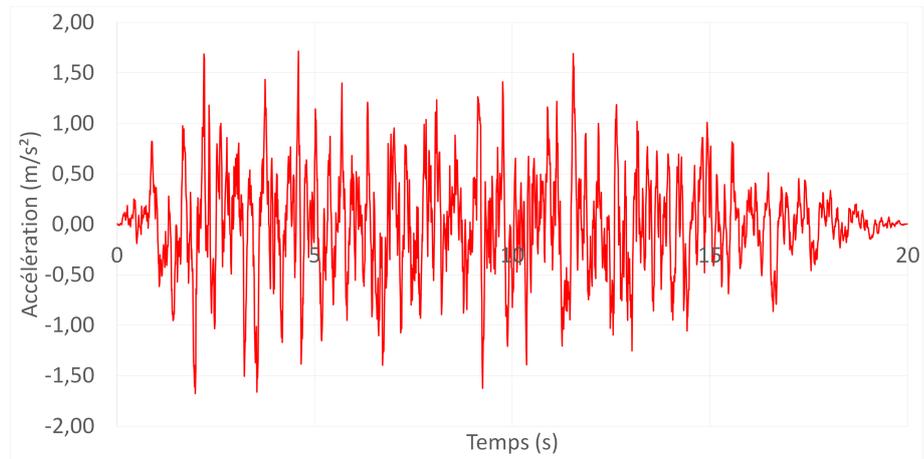
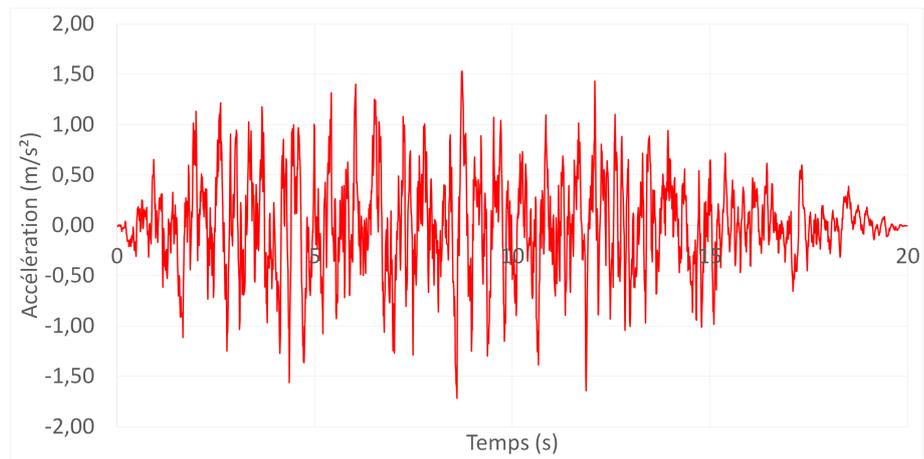
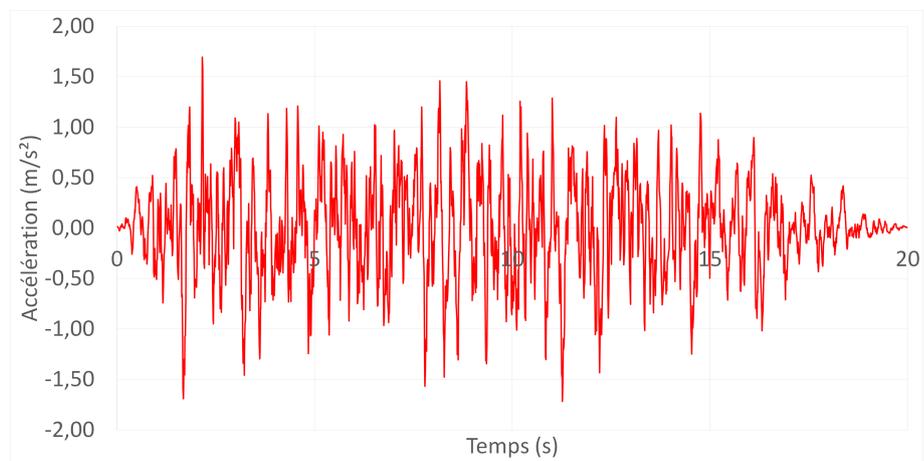
8-



**9-****10-****11-**

**12-****13-****14-**

**15-****16-****17-**

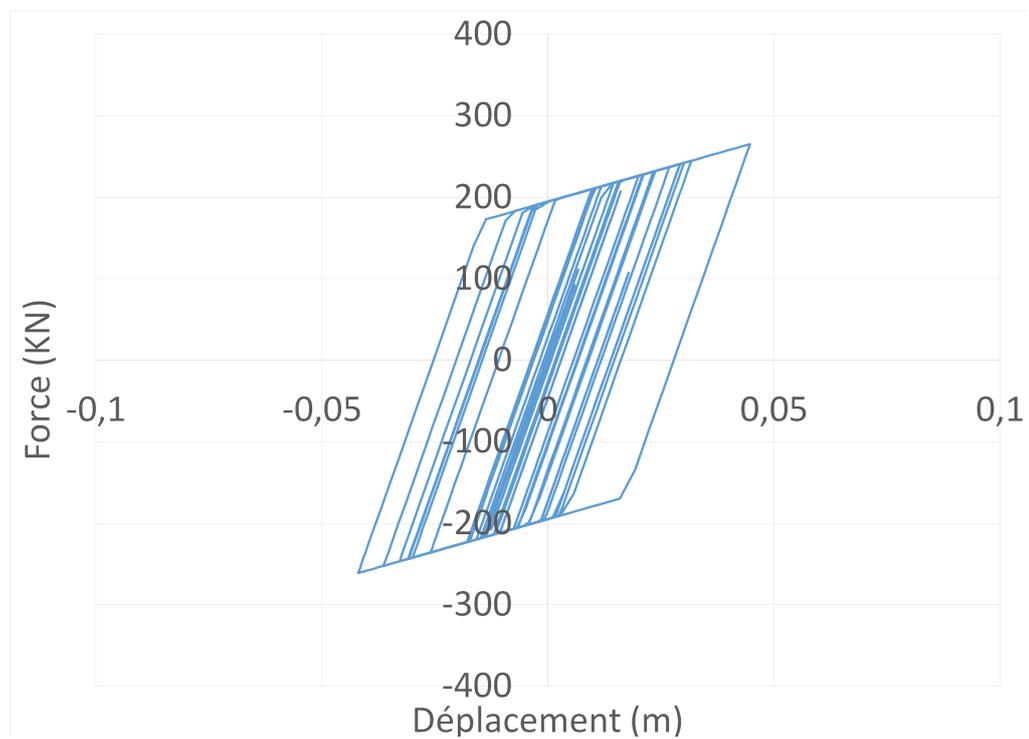
**18-****19-****20-**

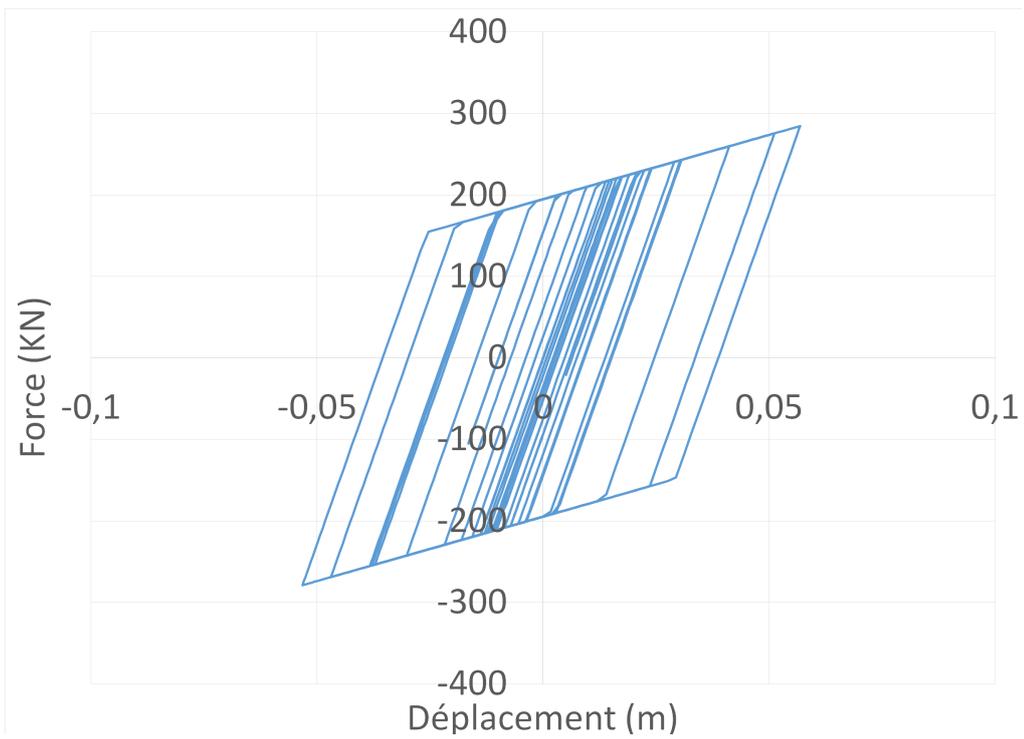
# Annexe B

## Relation Force - Déplacement

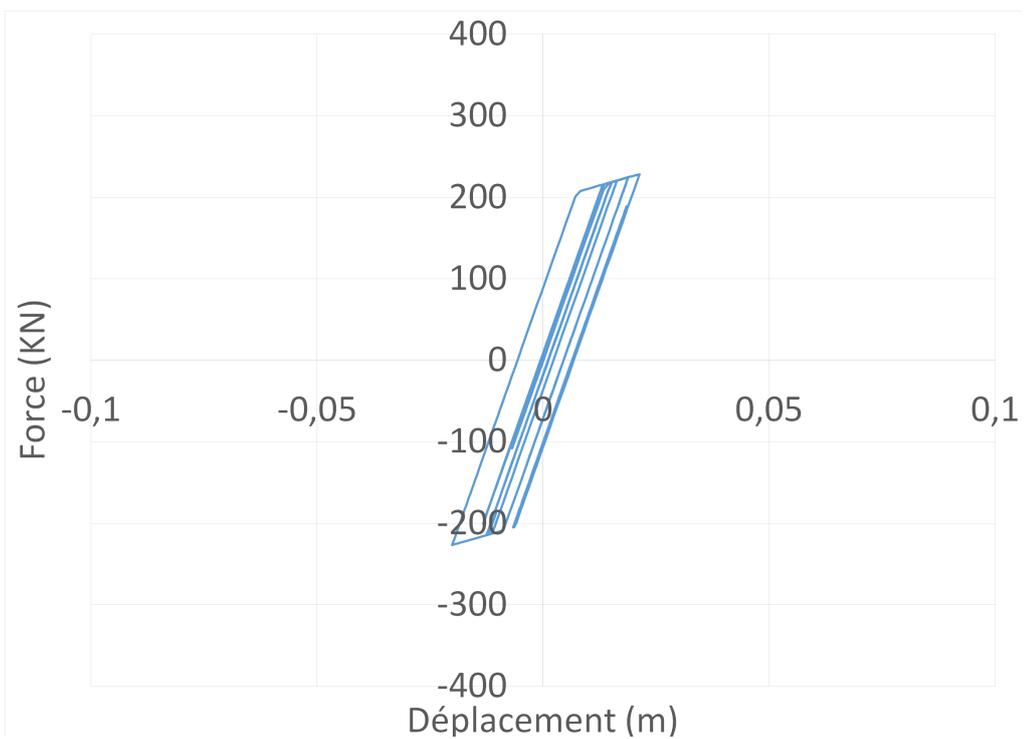
### Relation force-déplacement de l'isolateur sismique « LRB »

Cas partiellement isolé :

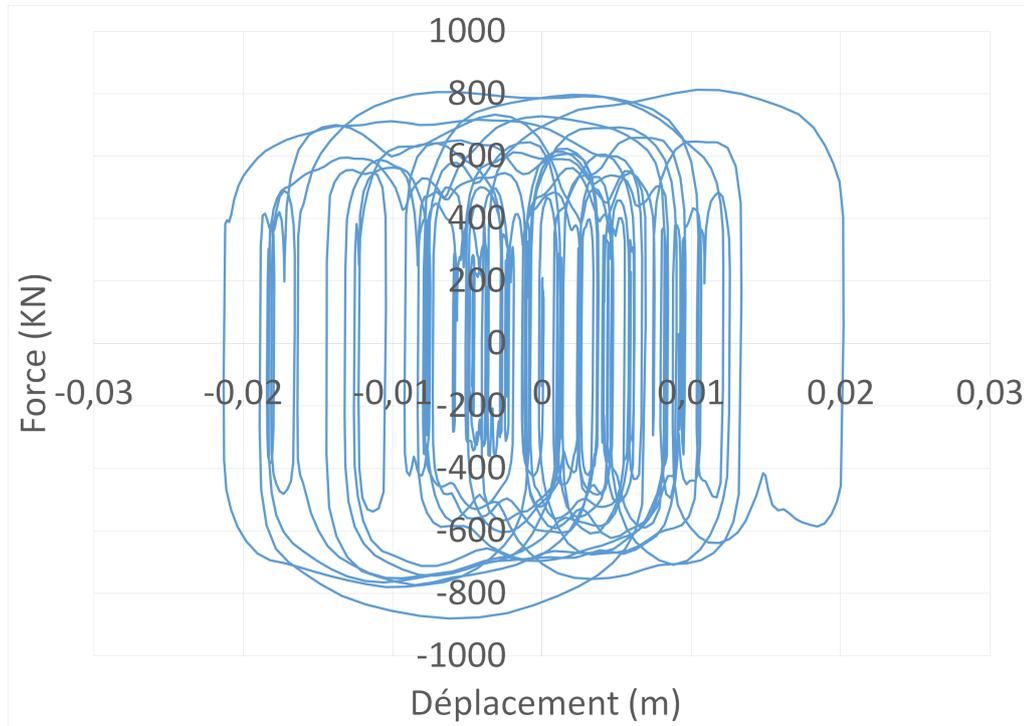


**Cas complètement isolé :****Cas complètement isolé + amortisseurs supplémentaires :**

$$C_{eff} = 1428 \text{KN.m.s}^{-1}$$



## Relation force-déplacement de l'amortisseur visqueux supplémentaire :

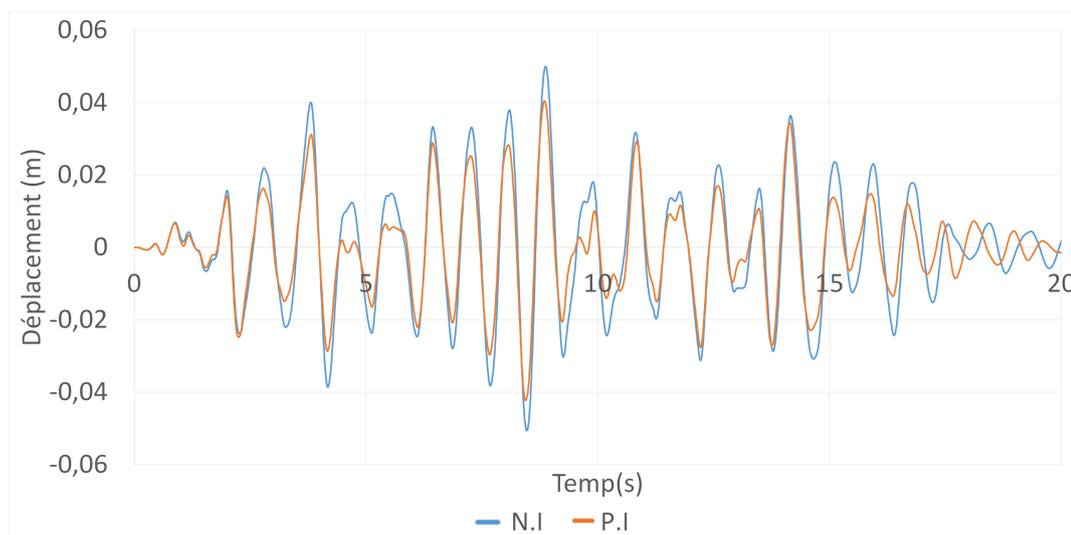


# Annexe C

## Comparaison des déplacements, vitesses et accélérations

### Modèle partiellement isolé

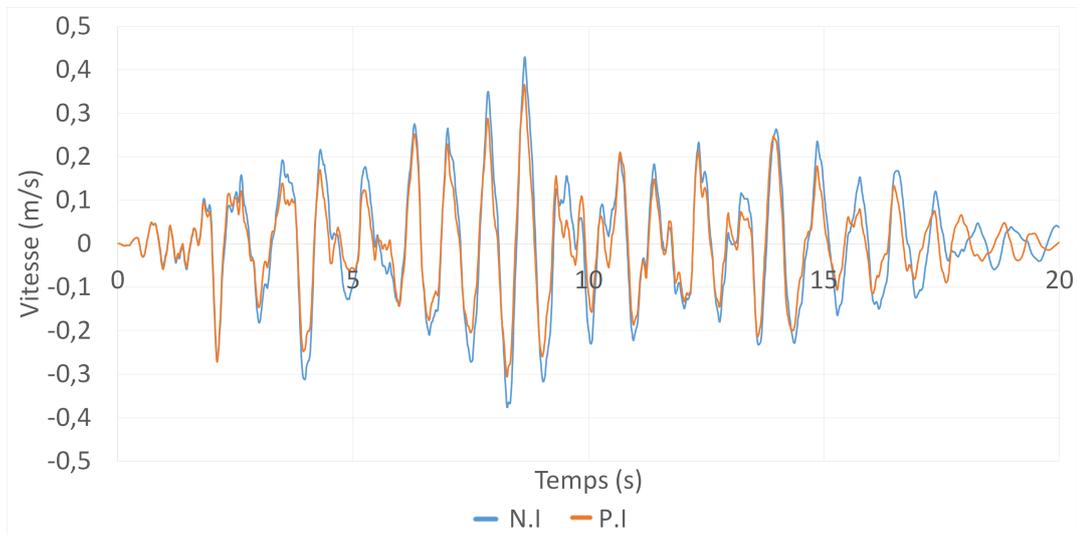
Comparaisons des déplacements en fonction du temps entre le modèle partiellement isolé et le modèle non isolé



P.I : Partiellement Isolé

N.I : Non Isolé

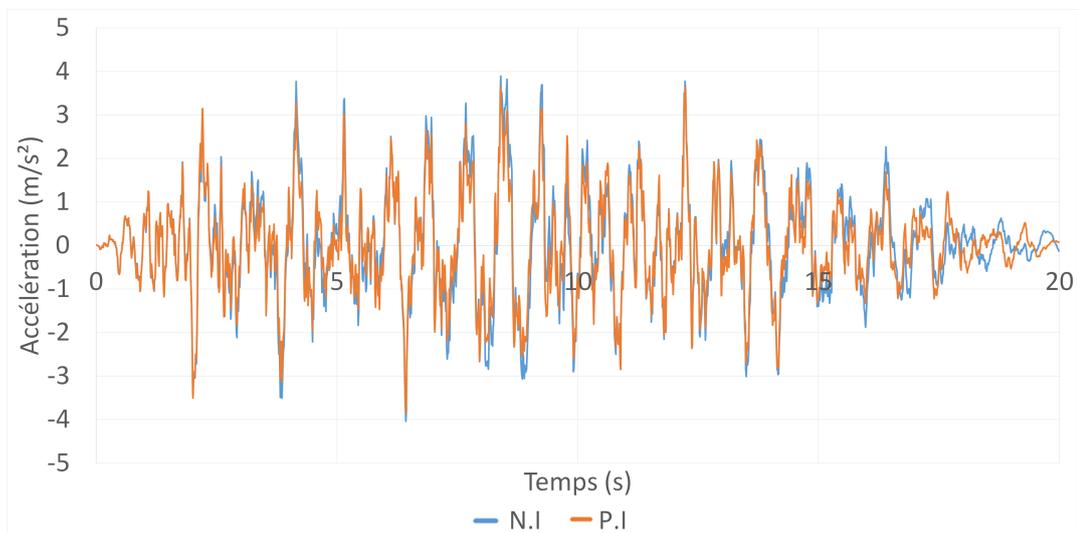
### Comparaisons des vitesses relatives en fonction du temps entre le modèle partiellement isolé et le modèle non isolé



P.I. : Partiellement Isolé

N.I. : Non Isolé

### Comparaisons des accélérations relatives en fonction du temps entre le modèle partiellement isolé et le modèle non isolé

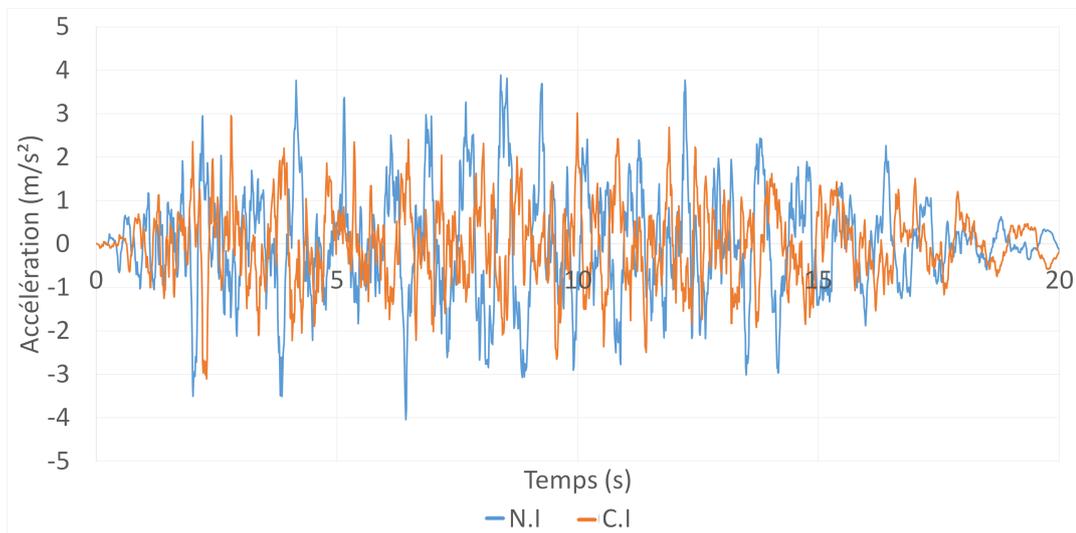


P.I. : Partiellement Isolé

N.I. : Non Isolé

## Modèle complètement isolé

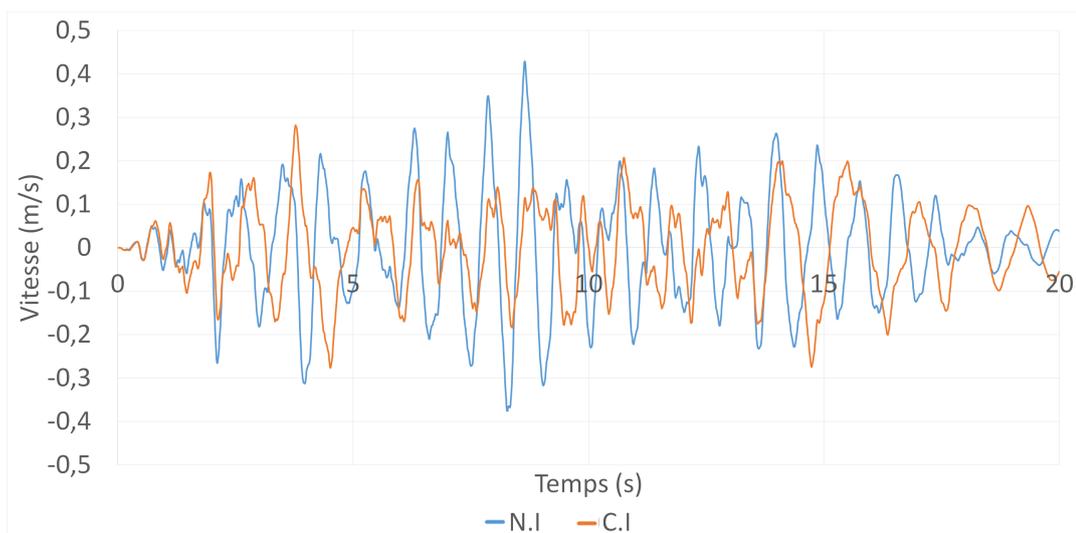
**-Comparaisons des déplacements en fonction du temps entre le modèle complètement isolé et le modèle non isolé**



C.I : Complètement isolé

N.I : Non Isolé

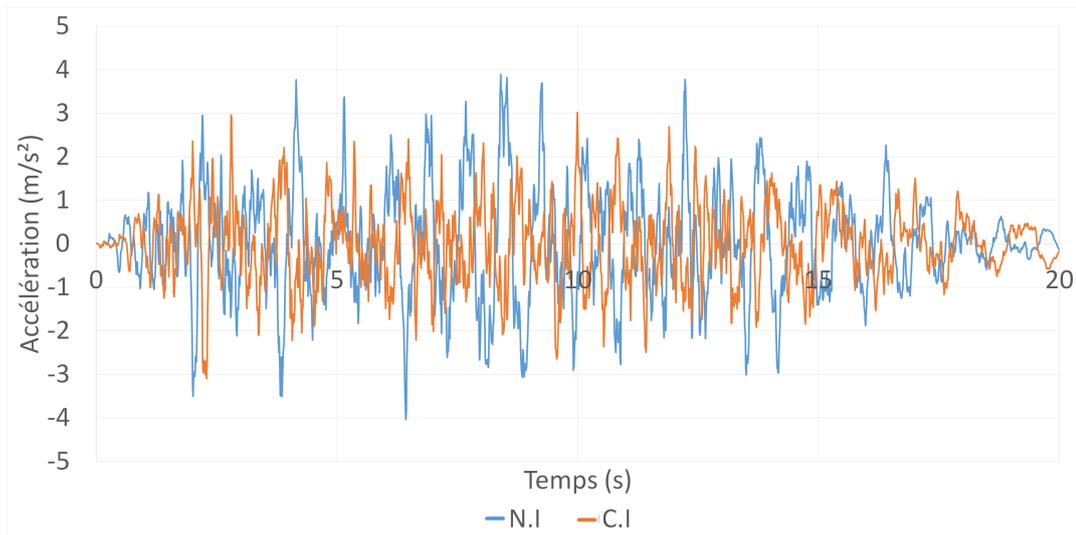
**Comparaisons des vitesses relatives en fonction du temps entre le modèle complètement isolé et le modèle non isolé**



C.I : Complètement isolé

N.I : Non Isolé

## Comparaisons des accélérations relatives en fonction du temps entre le modèle complètement isolé et le modèle non isolé



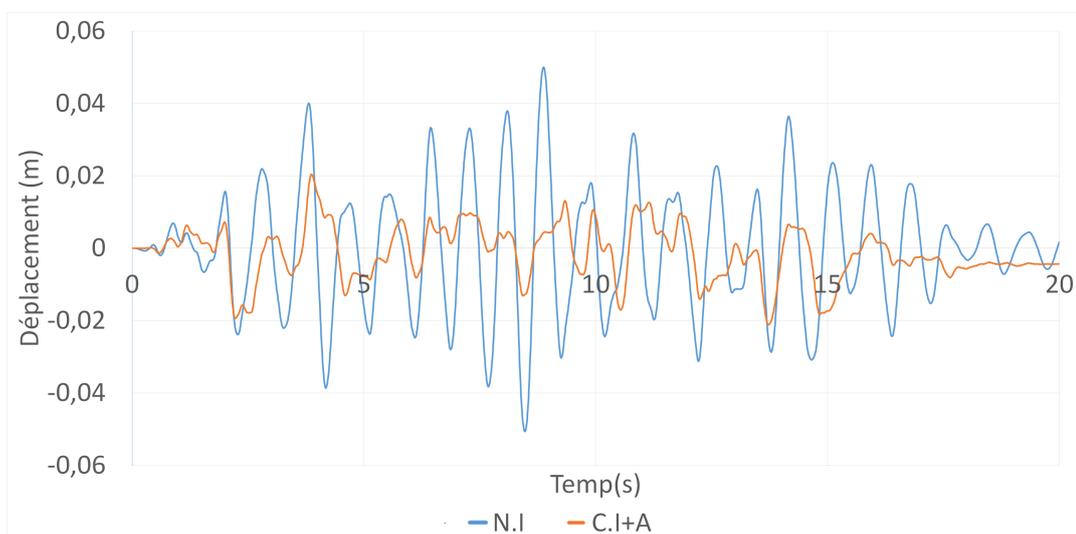
C.I. : Complètement isolé

N.I. : Non Isolé

## Cas complètement isolé avec amortisseurs supplémentaires

$$C_{eff} = 1428KN.m.s^{-1}$$

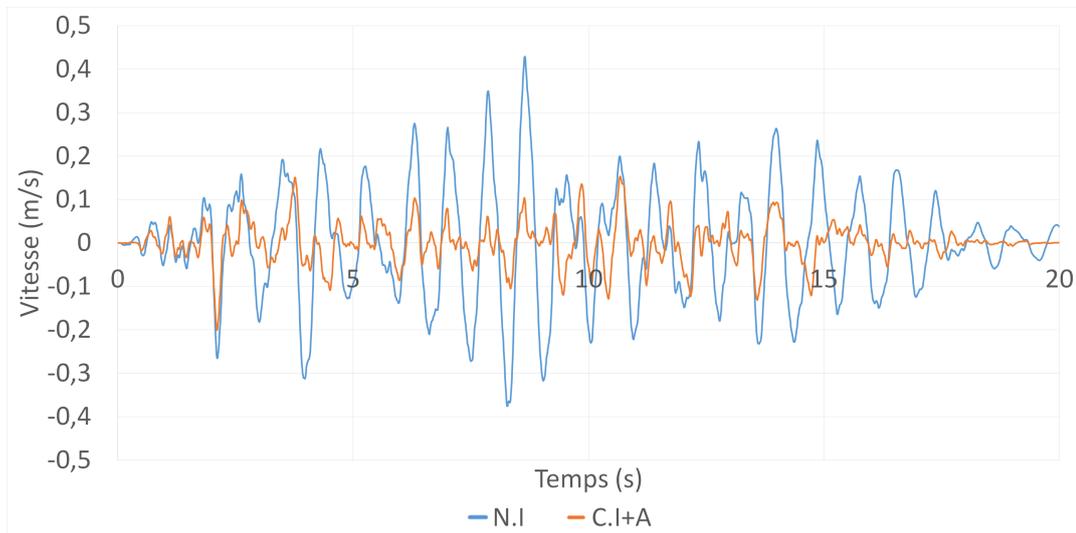
## Comparaisons des déplacements en fonction du temps entre le modèle complètement isolé avec amortisseurs supplémentaires et le modèle non isolé



C.I+A : Complètement isolé équipé amortisseurs externes

N.I : Non Isolé

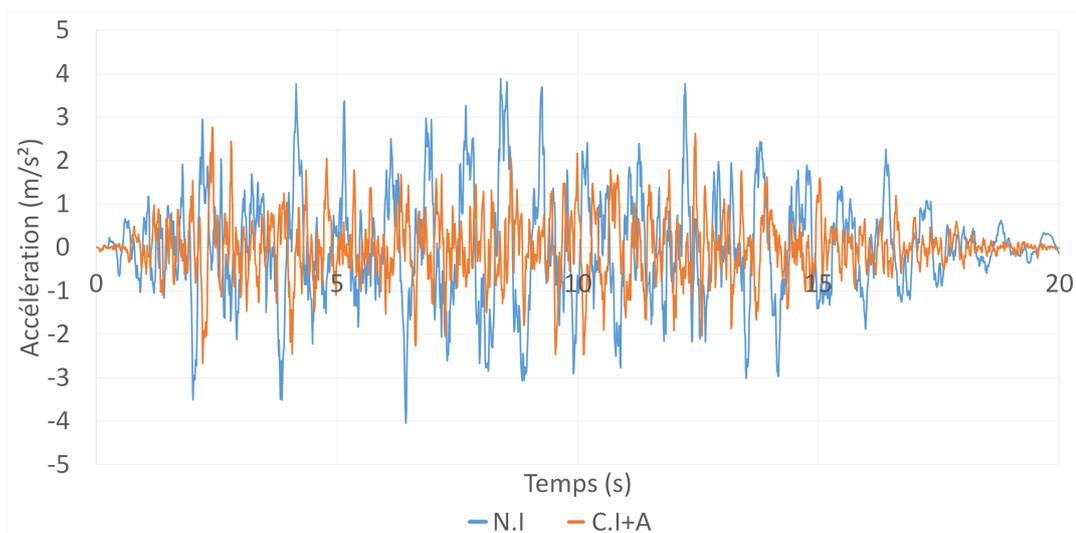
### Comparaisons des vitesses relatives en fonction du temps entre le modèle complètement partiellement isolé et le modèle non isolé



C.I+A : Complètement isolé équipé amortisseurs externes

N.I : Non Isolé

### Comparaisons des accélérations relatives en fonction du temps entre le modèle complètement isolé avec amortisseurs supplémentaires et le modèle non isolé



C.I+A : Complètement isolé équipé amortisseurs externes

N.I : Non Isolé