

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 en vue de  
l'obtention du diplôme de Master en Génie Civil

---

# Etude comparatifs de la performance sismique de ponts voussoirs partiellement et totalement isolés, muni d'amortisseurs parasismiques non linéaires

---

**Yanis LADJEL**

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 ce travail.

Notre gratitude, va principalement à notre encadrant, le Pr 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 plus grande reconnaissance.

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

Nous remercions infiniment nos chers parents qui nous ont soutenus tout au long de notre formation et pour nous avoir encouragés 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 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 Nassim, Mostapha et Yasmine.*

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

Yanis

---

## ملخص

---

يقدم هذا البحث إستراتيجيتين مضادة للزلازل قابلة للاستعمال في إطار تحليل و تصميم هياكل فنية تحت ضغوط زلازل قوية الشدة، تعتمد الاستراتيجية الأولى على عزل البنية الفوقية (البلاطة) و هذا باستعمال أجهزة عازلة للزلازل من نوع *LRB* ، مدعمة بأجهزة تخميد في الأطراف، أما الثانية فهي مبنية على إضافة أجهزة تخميد في طرفي بلاطة الجسر الأصلي. تم تطبيق هاتين الاستراتيجيتين على جسر صندوقي غير متماثل ذو عطالة متغيرة واقع في ولاية معسكر، تقاطع نتائج الدراسات الزمنية اللاخطية مكنا من تقييم أهمية المنهجيات المستعملة، التي قدمت انخفاض يقارب ٦٠ ٪ فيما يخص ازاحة البلاطة و نقص محسوس على مستوى القوى المؤثرة على قواعد الدعامات. كما تم القيام بدراسة متغيرة العوامل لغرض تقييم الفعالية الزلزالية للعوازل. تنعكس هذه الانخفاضات باقتصاد الخرسانة المسلحة على مستوى الأعمدة و الأسس و وقاية ضد الضغوط الزلزالية القوية.

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

لزوج.

---

## ABSTRACT

---

*The vulnerability of bridges to earthquakes is a topical issue and as such, it has become essential to develop more efficient and cost-effective design methods. This thesis explores the use seismic base isolation and discusses methods of seismic protection in new and existing bridges. The study proposes running non-linear time based analyses on SAP 2000, in order to predict the response of bridges equipped with seismic protection systems.*

*Two models – based on the use of seismic isolators and non-linear viscous dampeners – were developed for a non-symmetrical box girder bridge with variable inertia, based in Mascara, Algeria. The methods chosen showed a significant reduction on the deck's displacement, shear forces and 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

---

*Le present memoire présente deux stratégies parasismiques susceptibles d'être utilisées dans le cadre de l'analyse et de la conception des ouvrages d'art sous excitations sismiques de forte intensité. La première repose sur l'isolation totale de la superstructure (tablier) et ce, à l'aide d'isolateurs sismiques à noyau de plomb, complétés par des dispositifs amortisseurs aux culées. La deuxième stratégie consiste à ajouter des dispositifs amortisseurs aux extrémités de la structure existante en l'état. Ces deux stratégies ont été appliquées à un pont-voussoir a-symétrique, à inertie variable, implanté dans la Wilaya de Mascara. Le croisement des résultats des analyses dynamiques temporelles, a permis d'évaluer la pertinence des deux approches et de constater une réduction de l'ordre de 60% des déplacements du tablier pour les deux stratégies, ainsi qu'une diminution respective de l'ordre de 90% et 50% pour la 1ère et la 2ème stratégie. Une étude paramétrique a également été effectuée en vue d'évaluer la performance sismique des isolateurs. Les réductions observées sont synonymes 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.*

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

# Table des matières

<b>Introduction générale</b>	<b>11</b>
<b>1 Analyse Dynamique Temporelle</b>	<b>12</b>
1.1 Introduction . . . . .	12
1.2 Entrée sismique avec accélérogrammes . . . . .	12
1.2.1 Caractérisation d'un accélérogramme . . . . .	12
1.2.2 Nature des accélérogrammes . . . . .	13
1.2.3 Choix du type d'accélérogrammes . . . . .	13
1.3 Principe de l'analyse dynamique temporelle . . . . .	13
1.3.1 Intégration pas-à-pas . . . . .	14
1.3.2 Théorie de calcul pas-à-pas avec la correction de Newmark . . . . .	16
1.4 L'analyse dynamique temporelle par superposition modale :FNA . . . . .	18
1.4.1 Principe . . . . .	18
1.4.2 La Superposition modale . . . . .	18
1.4.3 Solution des équations modales non-linéaires . . . . .	19
<b>2 Investigations numériques</b>	<b>20</b>
2.1 Introduction . . . . .	20
2.2 Présentation du pont encorbellement à inertie variable . . . . .	20
2.3 Modélisation du modèle 3D de référence . . . . .	22
2.4 Outils de l'analyse dynamique temporelle . . . . .	22
2.5 Modèles d'isolation . . . . .	27
2.5.1 Modèle complètement isolé associé à des amortisseurs $CV^\alpha$ . . . . .	27
2.5.2 Modèle « Partiellement isolée » . . . . .	34
2.6 Etude paramétrique . . . . .	39
<b>Conclusion générale</b>	<b>42</b>
<b>Bibliographie</b>	<b>44</b>
<b>A Accélérogrammes générés</b>	<b>45</b>
<b>B Dimensionnement d'un isolateur « LRB »</b>	<b>59</b>

# Liste des tableaux

2.1	Déplacements du tablier et efforts à la base des piles du modèle de référence . . .	26
2.2	Comparaison des déplacements, vitesses et déplacements relatifs du tablier . . .	29
2.3	Comparaison des efforts à la base de la pile courte . . . . .	30
2.4	Distorsions maximales du « LRB » . . . . .	33
2.5	Comparaison des déplacements, vitesses et accélérations entre le modèle de référence et le modèle partiellement isolé accompagné d'ammortisseurs . . . . .	35
2.6	Comparaison des Efforts tranchants ( $V_x$ ) et des moments ( $M_y$ ) à la base des piles entre le modèle de référence et le modèle Partiellement isolé accompagné d'amortisseurs . . . . .	36
2.7	Influence du découplage sur l'ensemble des paramètres de conception . . . . .	39

# Table des figures

1.1	Enregistrement de Loma Pierta de 1989 à San Francisco California . . . . .	13
1.2	Mouvement d'un système à accélération linéaire lors d'un incrément de temps.[1] . . . . .	15
2.1	Description du pont de Mascara . . . . .	21
2.2	Modèle 3-D du pont de référence . . . . .	22
2.3	Mode fondamental transversal . . . . .	22
2.4	Accélérogramme généré à partir du spectre élastique horizontal des RPOA pour le sol 2 . . . . .	23
2.5	Fenêtre de l'analyse dynamique temporelle par intégration directe . . . . .	24
2.6	Fenêtre de l'analyse dynamique temporelle par superposition modale . . . . .	25
2.7	Détails du pont complètement isolé accompagné d'amortisseurs externes . . . . .	27
2.8	Dimensions du « LRB » . . . . .	27
2.9	Détails de modélisation de l'amortisseur visqueux pur . . . . .	28
2.10	Modélisation des amortisseurs visqueux purs sur SAP 2000 . . . . .	28
2.11	Comparaison des déplacements en fonction du temps des modèles Réf et C.I+A. . . . .	31
2.12	Comparaison des vitesses en fonction du temps des modèles Réf et C.I+A. . . . .	31
2.13	Comparaison des accélérations en fonction du temps des modèles Réf et C.I+A . . . . .	31
2.14	Loi de comportement de l'isolateur sismique « LRB ». . . . .	32
2.15	Loi de comportement de l'amortisseur visqueux pure de type « $CV^\alpha$ ». . . . .	32
2.16	Détails du pont partiellement isolé accompagné d'amortisseurs externes . . . . .	34
2.17	Comparaison des déplacements en fonction du temps des modèles Réf et P.I+A. . . . .	37
2.18	Comparaison des vitesses en fonction du temps des modèles Réf et P.I+A. . . . .	37
2.19	Comparaison des accélérations en fonction du temps des modèles Réf et P.I+A . . . . .	37
2.20	Loi de comportement de l'amortisseur visqueux pur du type « $CV^\alpha$ ». . . . .	38
2.21	Relation Force-déplacement du « LRB » pour différents coefficients de découplage avec $C_{eff} = 1428KN.s.m^{-1}$ . . . . .	40
2.22	Variation des déformations relatives à la base en fonction des coefficients de découplages avec et sans amortisseurs supplémentaires. . . . .	41



# Table des notations

$C_{eff}$	: coefficient d'amortissement effectif
$D_{cible}$	: déplacement cible
$D_y$	: déplacement élastique
$E_D$	: énergie dissipé par cycle
$F_y$	: 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
$S_d, S_e, S_v$	: 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
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
$C$	: 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 générale

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 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

## Analyse Dynamique Temporelle

### 1.1 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.

### 1.2 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.

#### 1.2.1 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 :

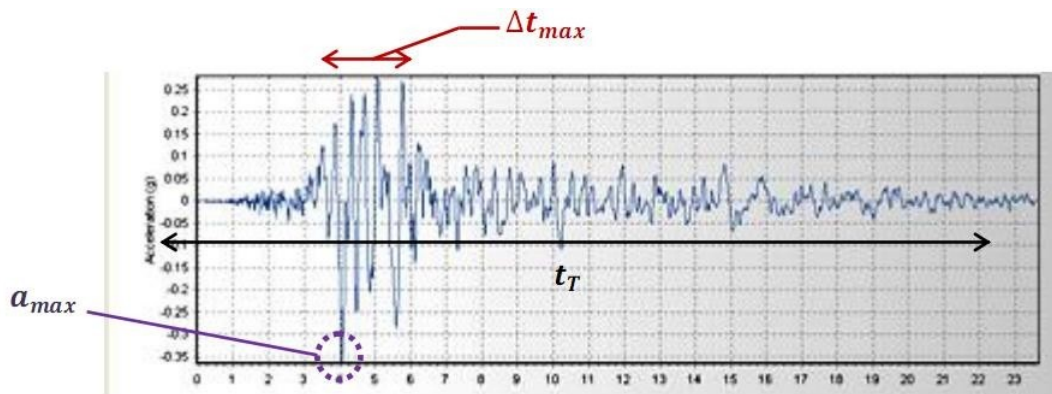


FIGURE 1.1 – Enregistrement de Loma Pieta de 1989 à San Francisco California

## 1.2.2 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).

## 1.2.3 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 [2]. Parmi les logiciels générateurs d'accélérogrammes on a utilisé le SIMQK au niveau du LGSDS.

## 1.3 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 :

$$f_I(t) + f_D(t) + f_S(t) = p(t) \quad (1.1)$$

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

$$f_I(t + \Delta t) + f_D(t + \Delta t) + f_S(t + \Delta t) = p(t + \Delta t) \quad (1.2)$$

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

$$\Delta f_I(t) + \Delta f_D(t) + \Delta f_S(t) = \Delta p(t) \quad (1.3)$$

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

$$\Delta f_I(t) = f_I(t + \Delta t) - f_I(t) = m\Delta\ddot{v}(t) \quad (1.4a)$$

$$\Delta f_D(t) = f_D(t + \Delta t) - f_D(t) = c(t)\Delta\dot{v}(t) \quad (1.4b)$$

$$\Delta f_S(t) = f_S(t + \Delta t) - f_S(t) = k(t)\Delta v(t) \quad (1.4c)$$

$$\Delta p(t) = p(t + \Delta t) - p(t) \quad (1.4d)$$

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 :

$$c(t) = \frac{df_D}{d\dot{v}} \quad k(t) = \frac{df_S}{dv} \quad (1.5)$$

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

$$m\Delta\ddot{v}(t) + c(t)\Delta\dot{v}(t) + k(t)\Delta v(t) = \Delta p(t) \quad (1.6)$$

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.[1]

### 1.3.1 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 1.2 [1], les calculs de ces dernières expressions à la fin de l'intervalle mènent aux équations suivantes pour les incréments de vitesse et de déplacement :

$$\Delta \dot{v}(t) = \ddot{v}(t)\Delta t + \Delta \ddot{v}(t) \frac{\Delta t}{2} \quad (1.7a)$$

$$\Delta v(t) = \dot{v}(t)\Delta t + \ddot{v} \frac{\Delta t^2}{2} + \Delta \ddot{v} \frac{\Delta t^2}{6} \quad (1.7b)$$

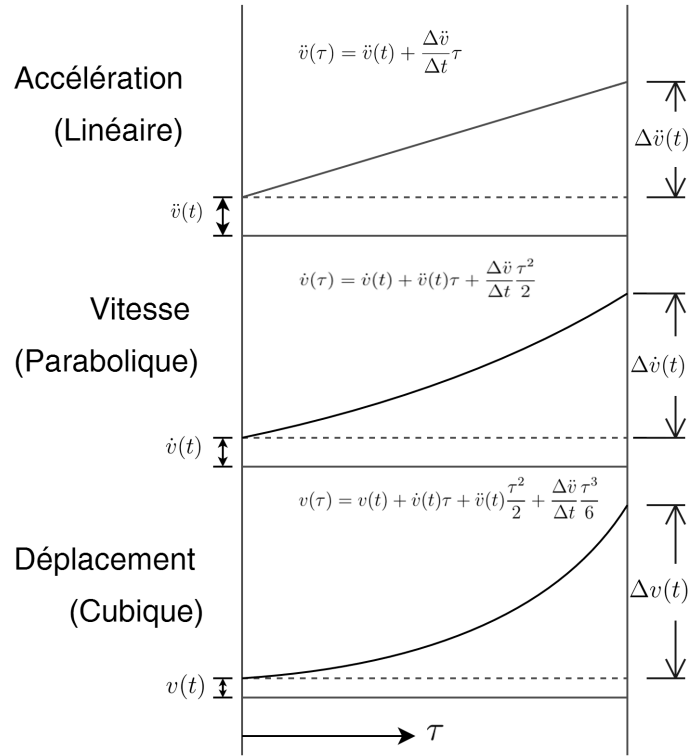


FIGURE 1.2 – Mouvement d'un système à accélération linéaire lors d'un incrément de temps.[1]

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 :

$$\Delta \ddot{v}(t) = \frac{6}{\Delta t^2} \Delta v(t) - \frac{6}{\Delta t} \dot{v}(t) - 3\ddot{v}(t) \quad (1.8a)$$

$$\Delta \dot{v}(t) = \frac{3}{\Delta t} \Delta v(t) - 3\dot{v}(t) - \frac{\Delta t}{2} \ddot{v}(t) \quad (1.8b)$$

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

$$m \left[ \frac{6}{\Delta t^2} \Delta v(t) - \frac{6}{\Delta t} \dot{v}(t) - 3\ddot{v}(t) \right] + c(t) \left[ \frac{3}{\Delta t} \Delta v(t) - 3\dot{v}(t) - \frac{\Delta t}{2} \ddot{v}(t) \right] + k(t) \Delta v(t) = \Delta p(t) \quad (1.9)$$

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

$$\bar{k}(t) \Delta v(t) = \Delta \bar{p}(t) \quad (1.10)$$

Où

$$\bar{k}(t) = k(t) + \frac{6}{\Delta t^2}m + \frac{3}{\Delta t}c(t) \quad (1.11)$$

$$\Delta \bar{p}(t) = \Delta p(t) + m \left[ \frac{6}{\Delta t} \dot{v}(t) + 3\ddot{v}(t) \right] + c(t) \left[ 3\dot{v}(t) + \frac{\Delta t}{2} \ddot{v}(t) \right] \quad (1.12)$$

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 :

$$\dot{v}(t + \Delta t) = \dot{v}(t) + \Delta \dot{v}(t) \quad (1.13a)$$

$$v(t + \Delta t) = v(t) + \Delta v(t) \quad (1.13b)$$

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

### 1.3.2 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 :

$$M\ddot{x}(t) + C\dot{x}(t) + Kx(t) = P(t) \quad (1.14)$$

Afin de résoudre l'équation (1.14) 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

$$x_{t+dt} = x_t + \dot{x}_t dt + \ddot{x}_t \frac{dt^2}{2} + \beta \ddot{\ddot{x}} dt^3 \quad (1.15a)$$

$$\dot{x}_{t+dt} = \dot{x}_t + \ddot{x}_t dt + \gamma \ddot{\ddot{x}} dt^2 \quad (1.15b)$$



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 :

$$x_{t+dt} = x_t + \dot{x}_t dt + [(1 - 2\beta)\ddot{x}_t + 2\beta\ddot{x}_{t+dt}] \frac{dt^2}{2} \quad (1.16a)$$

$$\dot{x}_{t+dt} = \dot{x}_t + dt\ddot{x}_\gamma = \dot{x}_t + [(1 - \gamma)\ddot{x}_t + \gamma\ddot{x}_{t+dt}] dt \quad (1.16b)$$

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

$$\ddot{x}_\beta = (1 - 2\beta)\ddot{x}_t + 2\beta\ddot{x}_{t+dt} \quad (1.17)$$

soit

$$x_{t+dt} = x_t + \dot{x}_t dt + [(1 - 2\beta)\ddot{x}_t + 2\beta\ddot{x}_{t+dt}] \frac{dt^2}{2} \quad (1.18)$$

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  $t$ .

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

### 1.4.1 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 :

$$K_L u(t) + C \dot{u}(t) + M \ddot{u}(t) + r_N(t) = r(t) \quad (1.19)$$

avec :

$M, C, K$  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 :

$$M \ddot{u}(t) + C \dot{u}(t) + (K + K_e)u(t) = r(t) - [r_{NL} - K_e u(t)] \quad (1.20)$$

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

$$M \ddot{u}(t) + C \dot{u}(t) + \bar{K}u(t) = \bar{R}(t) \quad (1.21)$$

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  $(-r_{NL} + K_e)$  qui serait petite.[3]

### 1.4.2 La Superposition modale

La première étape pour résoudre l'équation (1.21) consiste à calculer N Ritz vecteurs orthogonaux,  $\phi$  pour satisfaire les équations suivantes :

$$\phi^T M \phi = I \quad \phi^T K \phi = \Omega^2 \quad \phi^T C \phi = \Lambda \quad (1.22)$$

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 :

$$u(t) = \phi Y(t) \quad \dot{u}(t) = \phi \dot{Y}(t) \quad \ddot{u}(t) = \phi \ddot{Y}(t) \quad (1.23)$$

En remplaçant ces équations dans l'équation (1.21), 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 :

$$I\ddot{Y}(t) + \Lambda\dot{Y}(t) + \Omega^2 Y(t) = F(t) \quad (1.24)$$

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

$$F(t) = \phi^T \bar{R}(t) = \phi^T R(t) - \phi^T R(t)_{NL} + \phi^T K_e u(t) \quad (1.25)$$

### 1.4.3 Solution des équations modales non-linéaires

L'équation (1.25) peut aussi s'écrire sous la forme modale suivante :

$$\ddot{y}_n(t) + 2\xi_n \omega_n \dot{y}_n(t) + \omega_n^2 y_n(t) = \bar{f}(t) \quad (1.26)$$

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.[3]

# Chapitre 2

## Investigations numériques

### 2.1 Introduction

Afin d'évaluer la performance des méthodes exposées dans Le chapitre 1, nous traiterons le cas du pont-caisson de Hallilef situé à Mascara, cet exemple sera traité selon le règlement RPOA 2010 ,On fera appel au logiciel de calcul « SAP 2000 » afin d'établir une analyse dynamique temporelle non linéaire par superposition modale (FNA) pour le modèle de référence et deux autres modèles isolés :

- Modèle 1 : Totalemment isolé par des LRB au niveau des piles et des culées avec amortisseurs externes en  $CV^\alpha$ ,
- Modèle 2 : Partiellement isolé par des NRB au niveau des culées avec amortisseurs externes en  $CV^\alpha$ .

### 2.2 Présentation du pont encorbellement à inertie variable

Le pont de Mascara s'étend sur une longueur totale de 200 m et comporte trois travées continues en béton précontraint dont une travée centrale de portée égale à 90 m et deux travées de rive de longueur 55 m chacune.(figure 2.1a)

La structure porteuse est constituée d'une poutre caisson unicellulaire, (figure 2.1b) se caractérisant pas une largeur de 8.50m et une hauteur variable ( 5.2m à l'appui et 2.80m à la clef). La variation des moments d'inertie obéit à la relation type [4].

$$I = I_0 \left( 1 + K \left( \frac{x - \alpha L}{l - \alpha L} \right)^2 \right)^{\frac{5}{2}} \quad (2.1)$$

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

$$K = \left( \frac{I_1}{I_0} \right)^{0.4} - 1 \quad (2.2)$$

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 de type tubulaire, de forme rectangulaire, avec des parois de  $0.40m$  d'épaisseur (figure 2.1c).

La superstructure repose sur deux piles intermédiaires fixées aux extrémités de hauteurs différentes égales à  $19,58m$  et  $29,78m$  avec une légère inclinaison de  $3,75\%$ .

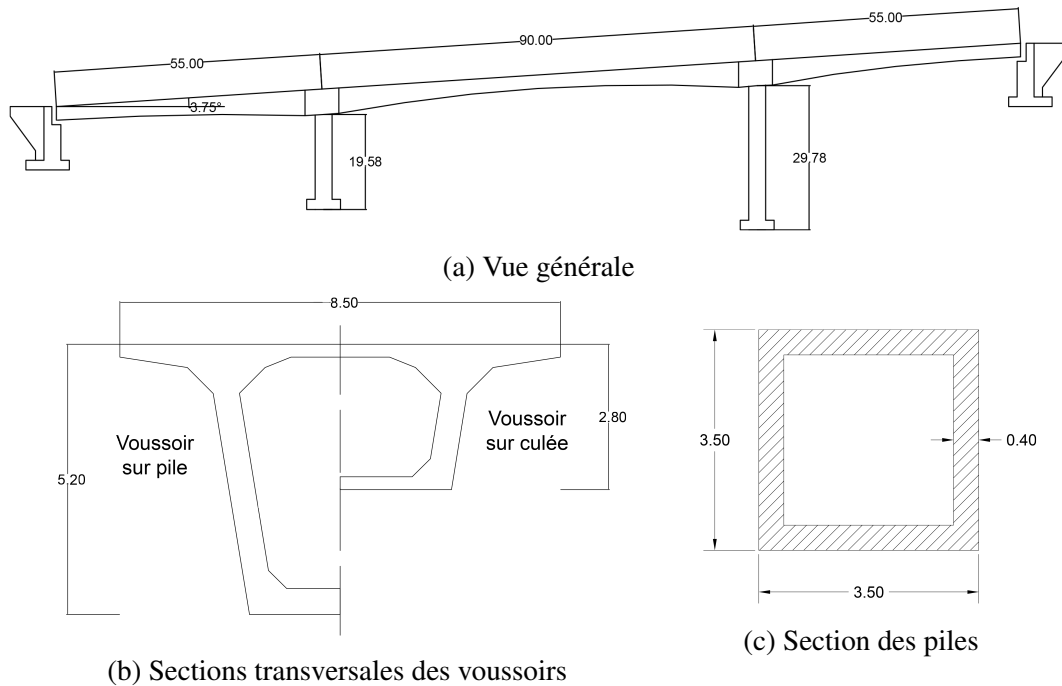


FIGURE 2.1 – Description du pont de Mascara

Les extrémités du tablier reposent sur des appareils d'appuis en néoprènes frettés  $(800 \times 800 \times 150)mm$  avec un module de cisaillement égale 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  $36GPa$  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'exploitation est de 4890 tonnes.

## 2.3 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 [5]. La figure suivante (figure 2.2) illustre le modèle en 3D du pont de référence :

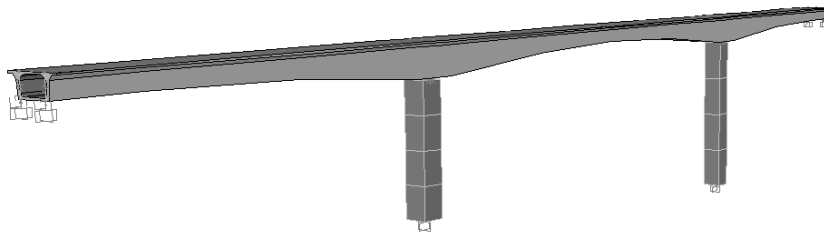


FIGURE 2.2 – Modèle 3-D du pont de référence

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

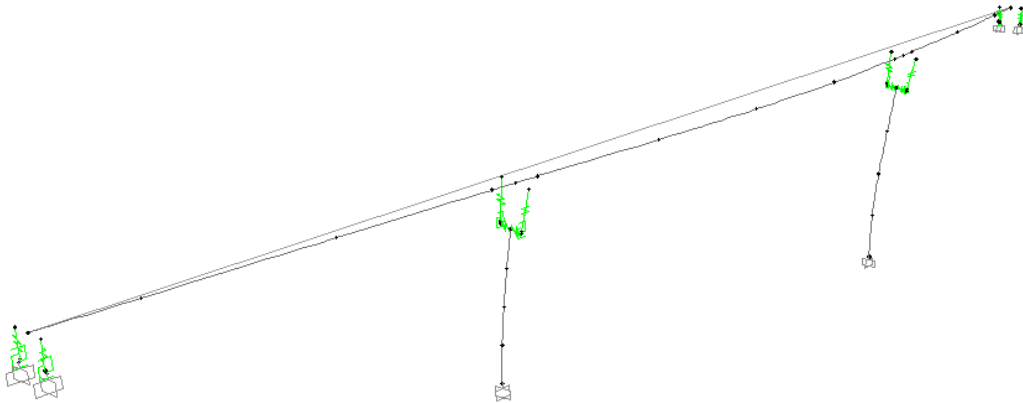


FIGURE 2.3 – Mode fondamental transversal

## 2.4 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 qu'il sera appliqué à hauteur de 30% dans le sens latéral. 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.

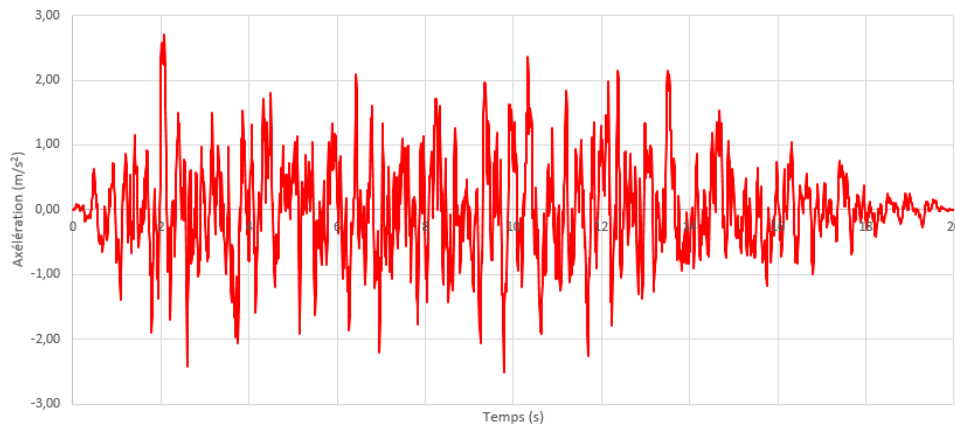


FIGURE 2.4 – Accélérogramme généré à partir du spectre élastique horizontal des RPOA pour le sol 2

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 1 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 telles sortes 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.

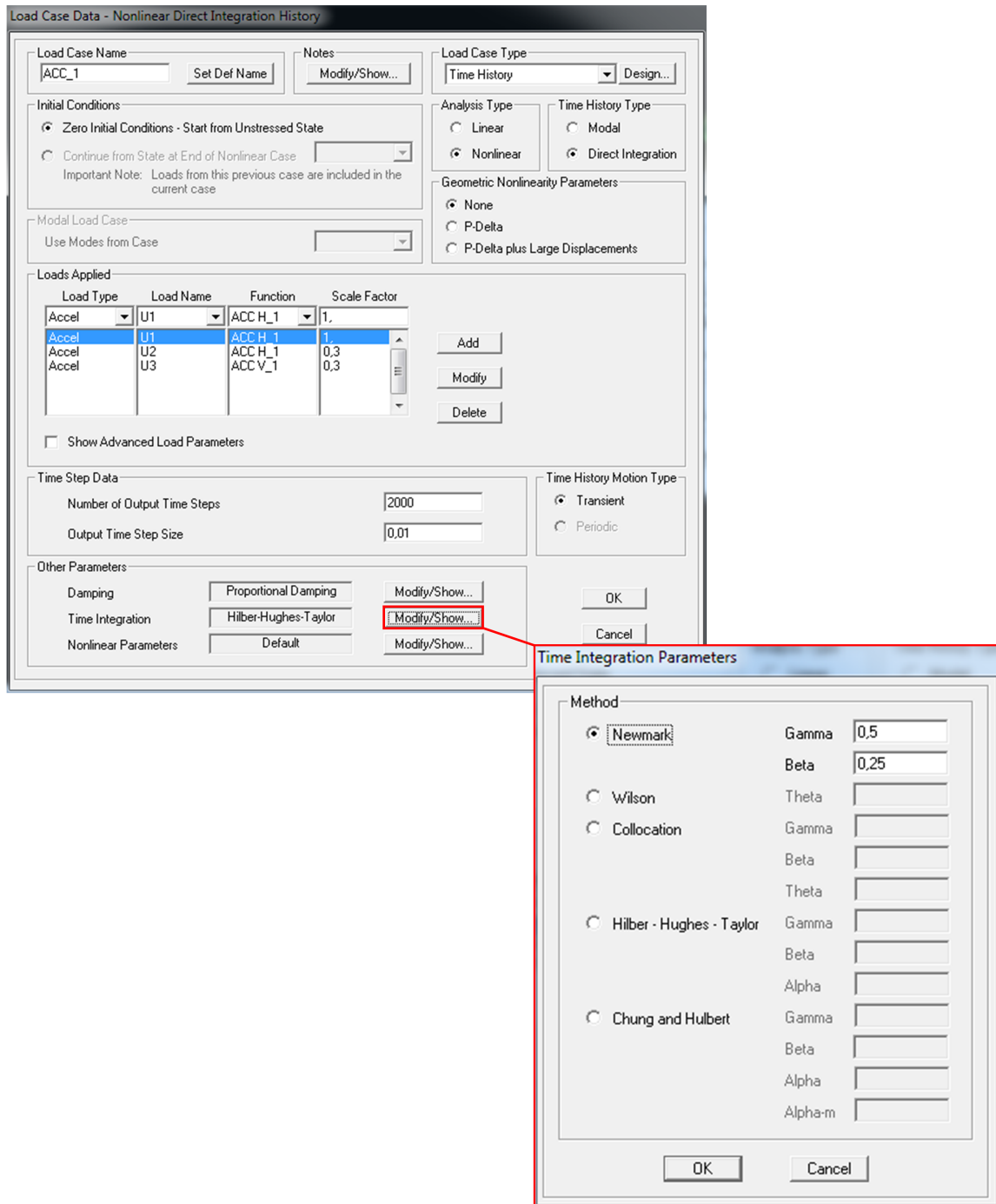


FIGURE 2.5 – Fenêtre de l’analyse dynamique temporelle par intégration directe

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 5 minutes et 26 secondes.

Load Case Data - Nonlinear Modal History (FNA)

Load Case Name: ACC\_1 [Set Def Name] [Modify/Show...]

Notes: [Modify/Show...]

Load Case Type: Time History [Design...]

Initial Conditions:

- Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State
- Continue from State at End of Modal History [ ]

Important Note: Loads from this previous case are included in the current case

Modal Load Case:

Use Modes from Case: MODAL [ ]

Loads Applied:

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Accel	U1	ACC H_1	1,
Accel	U1	ACC H_1	1,
Accel	U2	ACC H_1	0,3
Accel	U3	ACC V_1	0,3

[Add] [Modify] [Delete]

Show Advanced Load Parameters

Time Step Data:

Number of Output Time Steps: 2000

Output Time Step Size: 0,01

Other Parameters:

Modal Damping: Proportional Damping [Modify/Show...]

Nonlinear Parameters: Default [Modify/Show...]

[OK] [Cancel]

FIGURE 2.6 – 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 sous l'effet de 20 accélérogrammes 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 2.1 – 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 2.1 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.

## 2.5 Modèles d'isolation

### 2.5.1 Modèle complètement isolé associé à des amortisseurs $CV^\alpha$

L'objectif étant de réduire les déplacements ainsi que les efforts à la base des piles, un modèle complètement isolé a été proposé (voir [6]). Cependant les résultats obtenus ont montré une augmentation considérable des déplacements, pour ce le recours à des amortisseurs externes du type visqueux pur ( $CV^\alpha$ ) s'avère indispensable. Les résultats de l'analyse dynamique seront repris à titre indicatif.

#### Détails du modèle

Deux amortisseurs seront placés sur chaque extrémité, en parallèle avec les isolateurs sismiques « LRB ». (La figure 2.7)

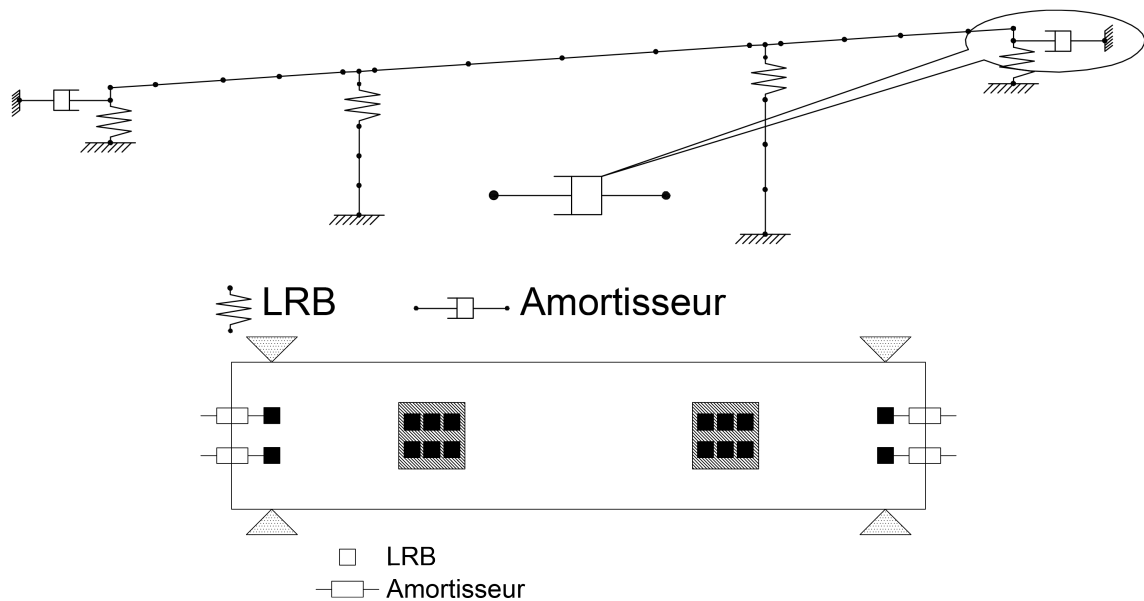


FIGURE 2.7 – Détails du pont complètement isolé accompagné d'amortisseurs externes

La figure 2.8 rappelle les dimensions du « LRB » calculés précédemment [6].

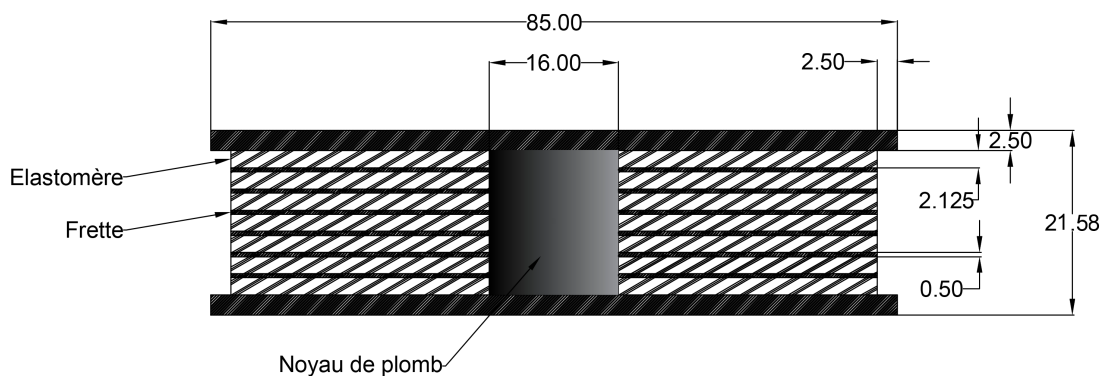


FIGURE 2.8 – Dimensions du « LRB »

Le coefficient d'amortissement de l'amortisseur supplémentaire est estimé par la méthode de pré dimensionnement développée par Michel Kahan.[7]

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  $9 \times 10^6 KN/m$  [8], ce qui le rend incompressible.

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

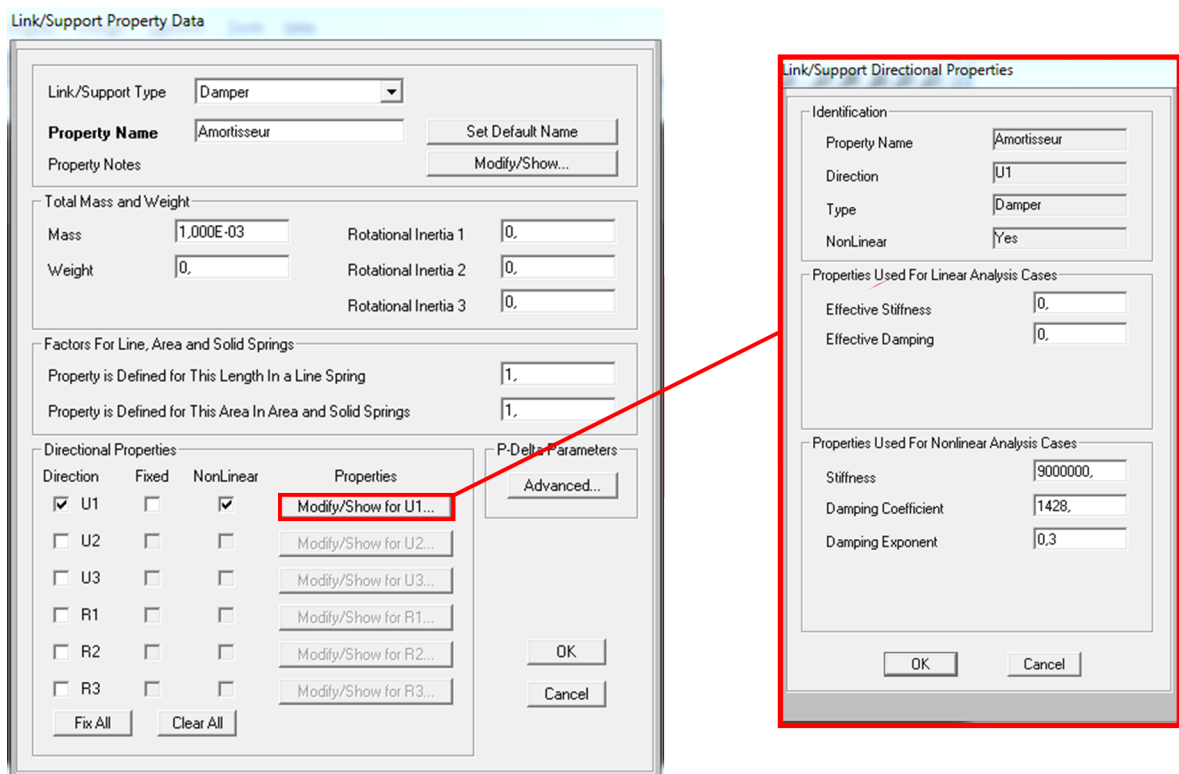


FIGURE 2.9 – Détails de modélisation de l'amortisseur visqueux pur

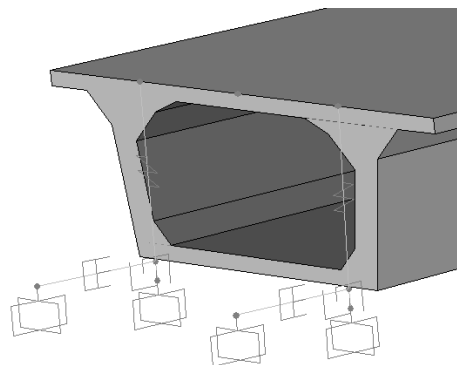


FIGURE 2.10 – Modélisation des amortisseurs visqueux purs sur SAP 2000

Pour évaluer la pertinence du modèle exposé, il est intéressant de le comparer au modèle

de référence. 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 2.2 – Comparaison des déplacements, vitesses et déplacements relatifs du tablier

Acc	Déplacement (cm)			Vitesse (m/s)			Accélération (m/s <sup>2</sup> )		
	C.I+A	Réf	Réd (%)	C.I+A	Réf	Réd (%)	C.I+A	Réf	Réd (%)
01	2,11	5,06	58	0,20	0,43	53	2,77	4,04	31
02	3,09	4,98	38	0,21	0,44	53	2,61	4,80	46
03	2,12	5,11	58	0,18	0,42	56	3,20	4,15	23
04	2,51	5,04	50	0,19	0,41	54	2,67	4,29	38
05	2,78	5,00	44	0,17	0,46	64	3,10	4,51	31
06	2,71	4,77	43	0,17	0,36	54	2,66	4,46	40
07	2,16	5,52	61	0,17	0,38	56	2,81	4,33	35
08	2,41	5,44	56	0,17	0,45	61	3,29	4,14	21
09	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.

Réf : Référence.

Tableau 2.3 – Comparaison des efforts à la base de la pile courte

Accélérogramme	$V_x$ (KN)			$M_y$ (KN.m)		
	C.I+A	Réf	Réd (%)	CI+A	Réf	Réd (%)
01	465	9034	95	9127	111785	92
02	660	9609	93	13382	115683	88
03	470	9384	95	9035	115043	92
04	586	9182	94	10750	112570	90
05	610	9659	94	12085	113297	89
06	599	9062	93	11582	103067	89
07	485	10052	95	9047	123973	93
08	513	9307	94	10395	116335	91
09	612	10976	94	11675	129709	91
10	447	9209	95	8992	112066	92
11	544	7979	93	10826	101050	89
12	650	9847	93	13071	119855	89
13	538	8820	94	10506	106883	90
14	503	9369	95	10019	116248	91
15	676	10105	93	13324	119644	89
16	483	7939	94	9248	103995	91
17	508	9018	94	9645	109497	91
18	697	10224	93	13650	124209	89
19	461	9628	95	9362	120852	92
20	427	9211	95	8735	110729	92
<b>Moy</b>	<b>547</b>	<b>9381</b>	<b>94</b>	<b>10723</b>	<b>114325</b>	<b>91</b>

Acc : Accélérogramme

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

Réf : Référence.

L'incorporation des « amortisseurs visqueux purs » au niveau des culées et des « LRB » au niveau des piles et des culées, induit une réduction considérable des déplacements de l'ordre de 51%. Elle contribue 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 importante diminution des efforts tranchants longitudinaux ( $V_x$ ) de l'ordre de (94 %), et du moment fléchissant ( $M_y$ ) (91%), ceci est 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 donne des résultats satisfaisants, puisqu'elle permet de réduire tout autant les forces que les déplacements.

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

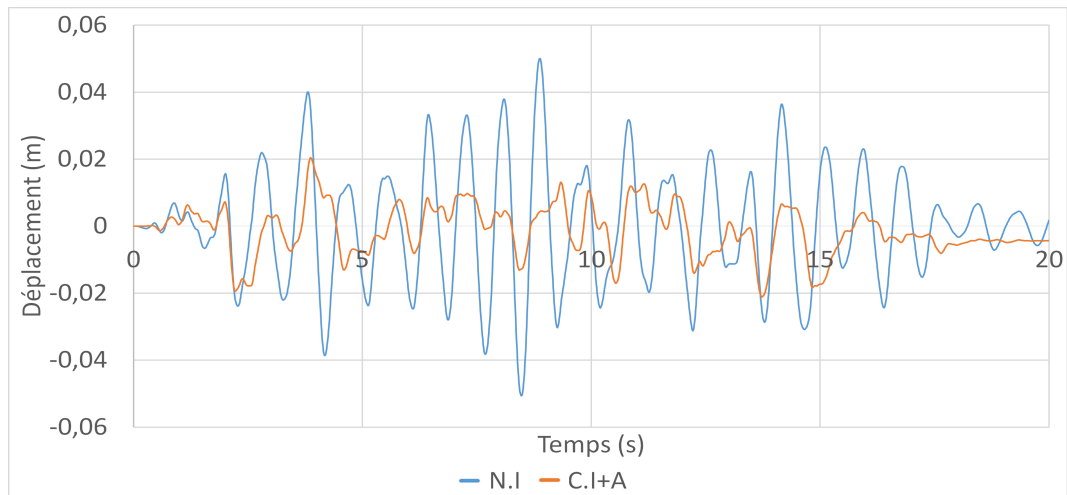


FIGURE 2.11 – Comparaison des déplacements en fonction du temps des modèles Réf et C.I+A.

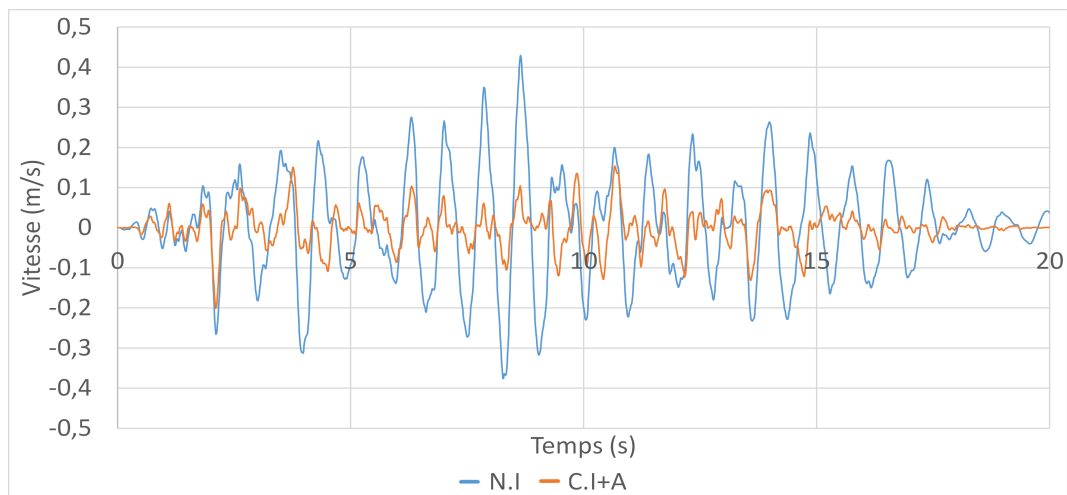


FIGURE 2.12 – Comparaison des vitesses en fonction du temps des modèles Réf et C.I+A.

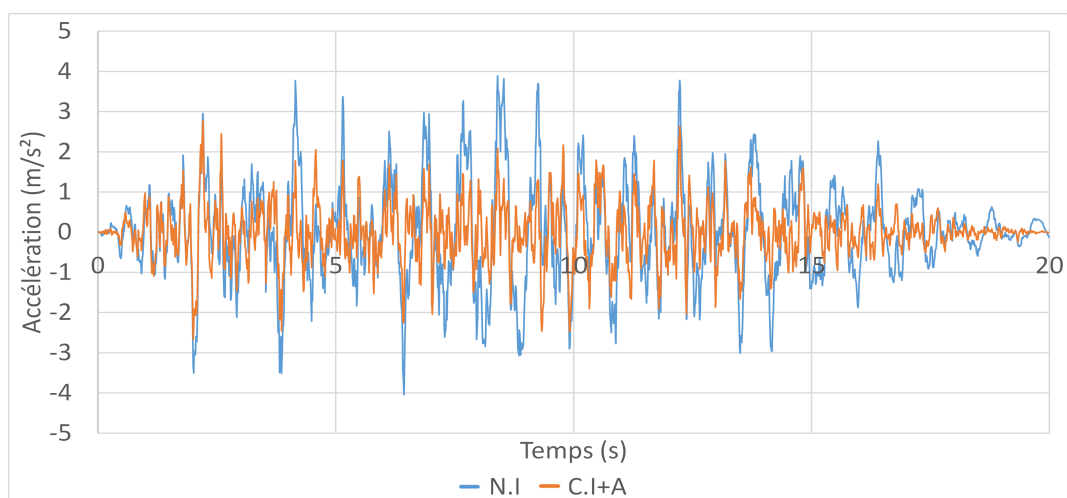


FIGURE 2.13 – Comparaison des accélérations en fonction du temps des modèles Réf et C.I+A

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

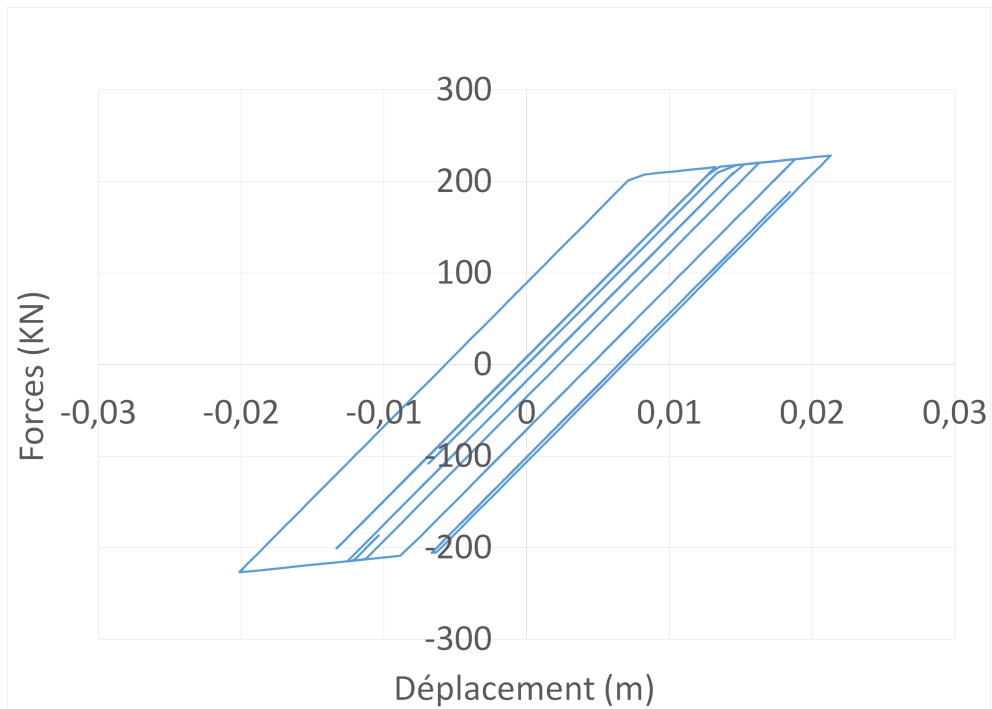


FIGURE 2.14 – Loi de comportement de l'isolateur sismique « LRB ».

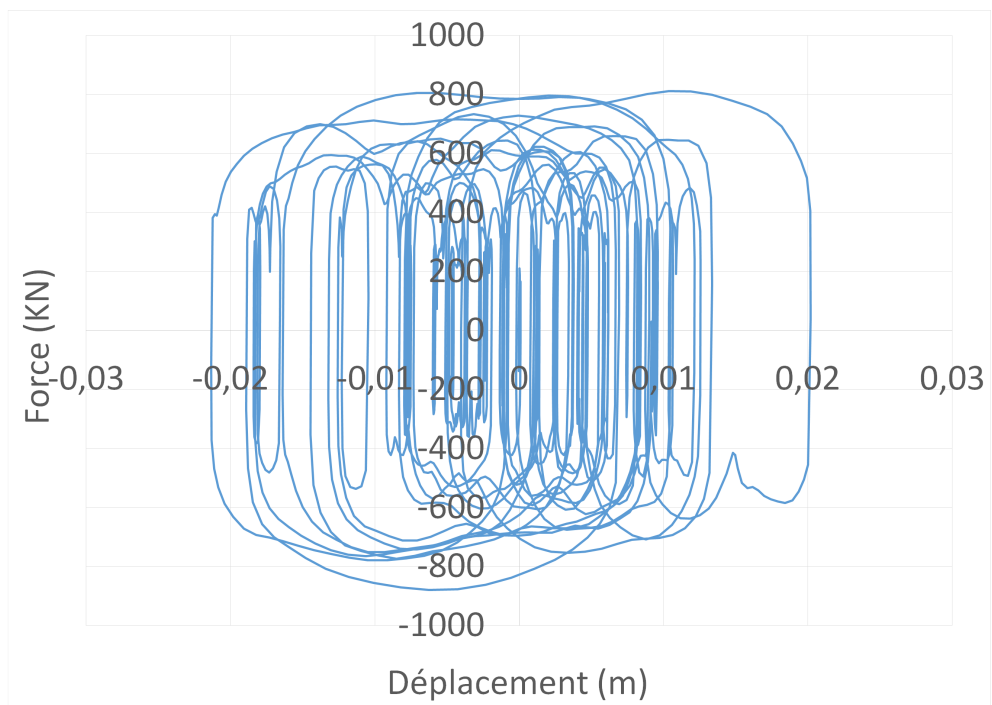


FIGURE 2.15 – Loi de comportement de l'amortisseur visqueux pure de type «  $CV^\alpha$  ».



A noter que les distorsions maximales des isolateurs sont inférieures à leurs limite imposée qui est de 50%. ( Le tableau 2.4 )

Tableau 2.4 – Distorsions maximales du « LRB »

<b>Accélérogramme</b>	<b>C.I+A ( % )</b>
01	10
02	15
03	10
04	12
05	14
06	13
07	10
08	12
09	13
10	10
11	12
12	15
13	12
14	11
15	15
16	10
17	11
18	15
19	10
20	09
<b>Moyenne</b>	<b>30</b>

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

### 2.5.2 Modèle « Partiellement isolée »

Afin de compléter les modèles présentés précédemment [6], nous proposons un modèle identique au modèle de référence mais équipé d'amortisseurs, ce modèle sera comparé au modèle de référence en vue d'évaluer l'impacte de ces dispositifs sur le comportement sismique du pont.

#### Détails du modèle

Deux amortisseurs du type visqueux pur seront placés sur chaque extrémité, en parallèle avec les isolateurs sismiques du type « NRB ». (La figure 2.16)

Les paramètres des amortisseurs sont identiques à ceux pris dans le modèle précédent :

$$K_{amortisseur} = 9 \times 10^6 (KN/m) \quad \alpha = 0.3 \quad C_{eff} = 1428 (KN.s/m)$$

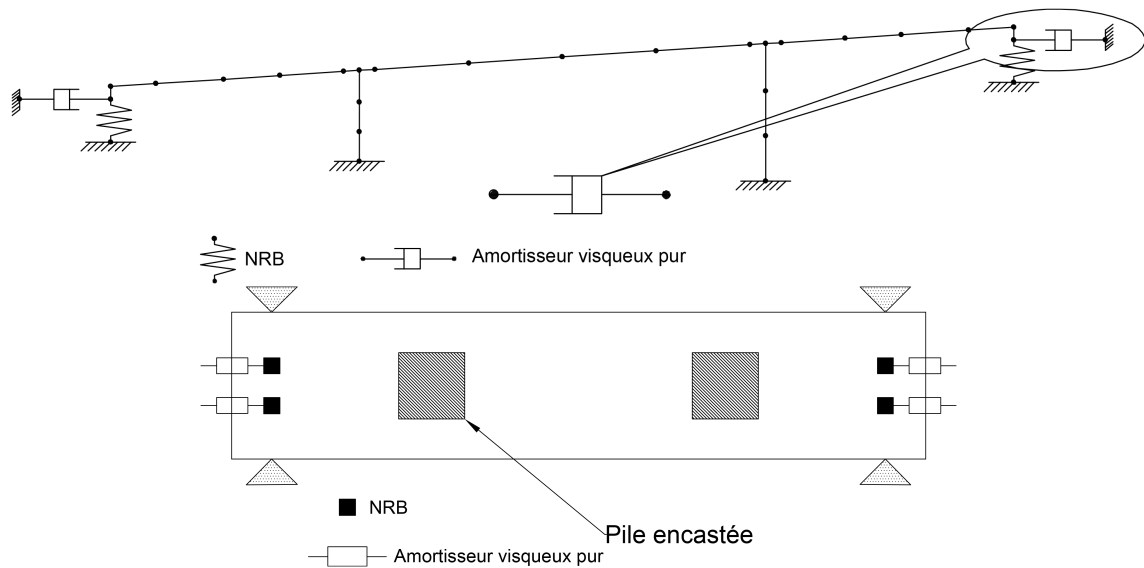


FIGURE 2.16 – Détails du pont partiellement isolé accompagné d'amortisseurs externes

A présent, nous allons comparer les résultats obtenus par l'analyse dynamique du modèle partiellement isolé équipé d'amortisseurs, avec le modèle de référence. Le tableau 2.5 suivant présente les déplacements et les efforts développés à la base des piles pour chaque modèle.

Tableau 2.5 – Comparaison des déplacements, vitesses et accélérations entre le modèle de référence et le modèle partiellement isolé accompagné d'ammortisseurs

Acc	Déplacement (cm)			Vitesse (m/s)			Accélération (m/s <sup>2</sup> )		
	P.I+A	Réf	Réd (%)	P.I+A	Réf	Réd (%)	P.I+A	Réf	Réd (%)
1	5,06	1,71	66	0,43	0,18	57	4,04	2,91	28
2	4,98	2,00	60	0,44	0,20	53	4,80	3,30	31
3	5,11	1,49	71	0,42	0,17	60	4,15	3,35	19
4	5,04	1,86	63	0,41	0,16	61	4,29	2,87	33
5	5,00	1,57	69	0,46	0,18	60	4,51	3,14	30
6	4,77	1,98	58	0,36	0,17	54	4,46	2,81	37
7	5,52	1,57	72	0,38	0,17	56	4,33	2,98	31
8	5,44	1,72	68	0,45	0,15	66	4,14	3,22	22
9	5,41	2,08	62	0,44	0,19	56	4,98	3,27	34
10	5,03	1,53	70	0,42	0,17	59	4,78	3,01	37
11	4,69	1,56	67	0,39	0,16	59	4,36	2,57	41
12	5,23	1,90	64	0,40	0,19	52	4,66	3,34	28
13	4,76	1,81	62	0,43	0,15	65	4,42	3,62	18
14	5,22	1,89	64	0,43	0,18	57	3,95	3,12	21
15	5,46	2,15	61	0,46	0,21	56	4,38	2,94	33
16	5,02	1,49	70	0,38	0,18	54	4,67	3,26	30
17	4,91	1,87	62	0,42	0,17	59	4,03	2,63	35
18	5,42	1,91	65	0,42	0,18	57	4,33	3,59	17
19	5,47	1,85	66	0,42	0,16	61	4,61	2,79	39
20	4,90	1,56	68	0,42	0,17	59	4,82	3,12	35
<b>Moy</b>	<b>5,12</b>	<b>1,77</b>	<b>65</b>	<b>0,42</b>	<b>0,17</b>	<b>58</b>	<b>4,44</b>	<b>3,09</b>	<b>30</b>

Acc : Accélérogramme

P.I+A : Partiellement Isolé avec Amortisseurs supplémentaires.

Réf : Référence.

Tableau 2.6 – Comparaison des Efforts tranchants ( $V_x$ ) et des moments ( $M_y$ ) à la base des piles entre le modèle de référence et le modèle Partiellement isolé accompagné d’amortisseurs

Accélérogramme	$V_x$ (KN)			$M_y$ (KN.m)		
	P.I+A	Réf	Réd (%)	P.I+A	Réf	Réd (%)
1	9034	4019	56	111785	44422	60
2	9608	4677	51	115683	52455	55
3	9384	4173	56	115043	43479	62
4	9182	4294	53	112570	48047	57
5	9659	3413	65	113297	38216	66
6	9062	4129	54	103067	47694	54
7	10052	4055	60	123973	43023	65
8	9307	4261	54	116335	46690	60
9	10976	4797	56	129709	53918	58
10	9209	3795	59	112066	41415	63
11	7979	3795	52	101050	41296	59
12	9847	3880	61	119855	45113	62
13	8820	4268	52	106883	47664	55
14	9369	4189	55	116248	47066	60
15	10105	4461	56	119644	52018	57
16	7939	3652	54	103995	39715	62
17	9018	3482	61	109496	40910	63
18	10224	3988	61	124209	43817	65
19	9627	3580	63	120852	42305	65
20	9211	3600	61	110729	39294	65
<b>Moyenne</b>	<b>9381</b>	<b>4025</b>	<b>57</b>	<b>114324</b>	<b>44928</b>	<b>61</b>

P.I+A : Partiellement Isolé avec Amortisseurs supplémentaires.

Réf : Référence.

Nous remarquons dans Le tableau 2.5, une réduction importante des déplacements ( 65 %) et des vitesses maximales de vibration du tablier (58 %), ainsi qu’une diminution de 30 % au niveau des accélérations.

Le tableau 2.6 montre clairement une réduction des efforts tranchants longitudinaux ( $V_x$ ) et des moments fléchissant ( $M_y$ ) de l’ordre de 57% et 61% respectivement. ce qui conduit à dire que l’incorporation des amortisseurs visqueux purs apporte une économie dans le dimensionnement des piles et des fondations, et une sécurité vis-à-vis des sollicitations sismiques extremes.

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

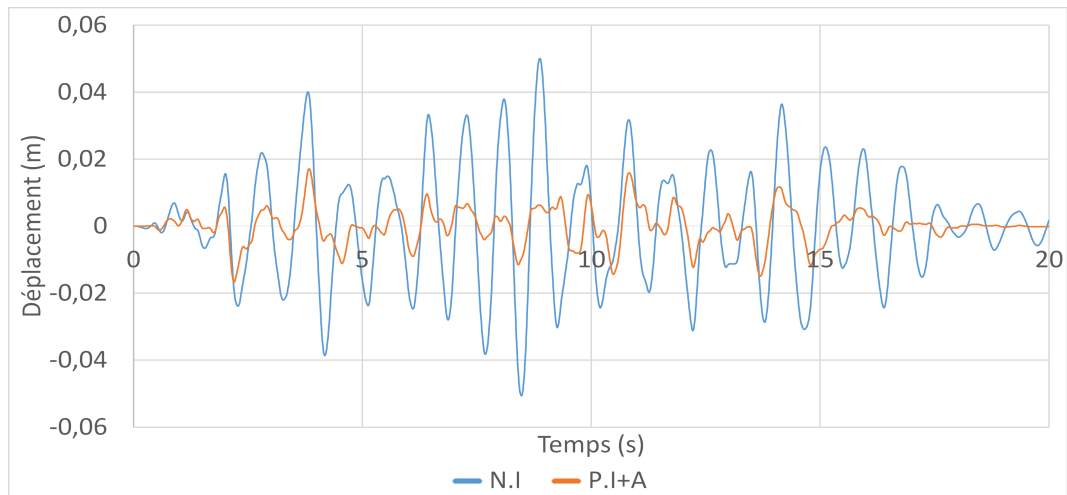


FIGURE 2.17 – Comparaison des déplacements en fonction du temps des modèles Réf et P.I+A.

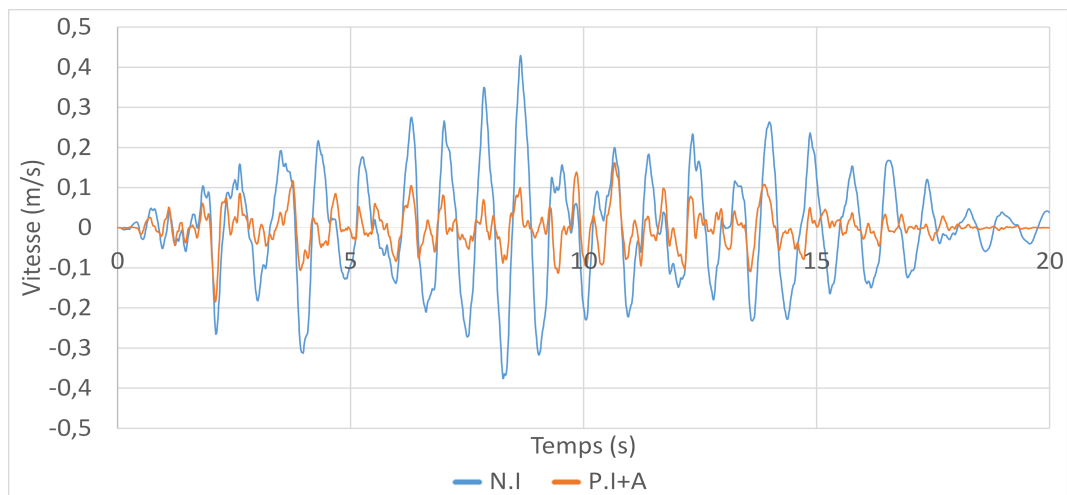


FIGURE 2.18 – Comparaison des vitesses en fonction du temps des modèles Réf et P.I+A.

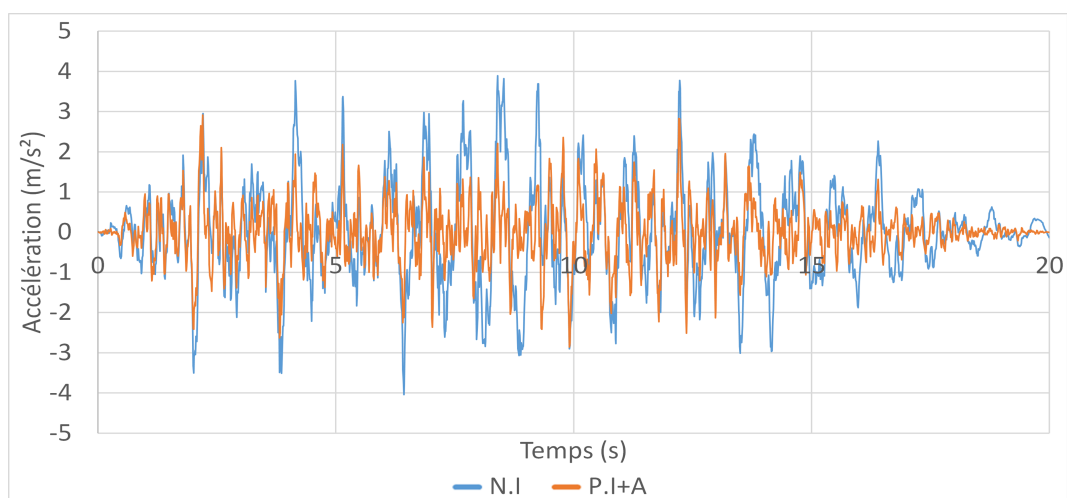


FIGURE 2.19 – Comparaison des accélérations en fonction du temps des modèles Réf et P.I+A

La figure de la loi de comportement des amortisseurs supplémentaires est représentée ci-dessous :

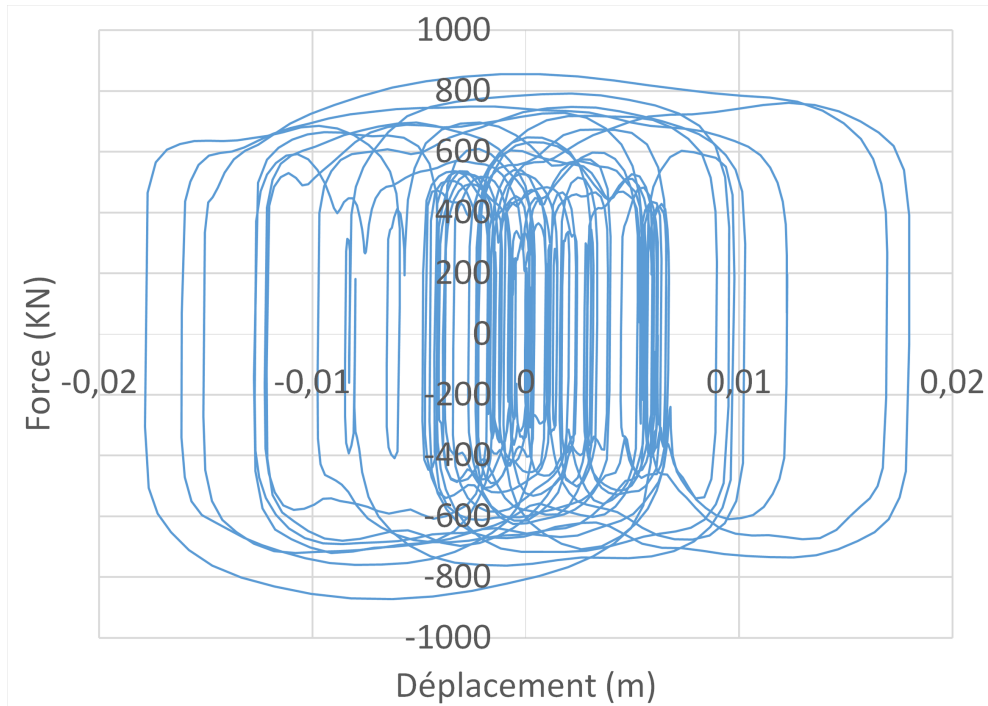


FIGURE 2.20 – Loi de comportement de l'amortisseur visqueux pur du type «  $CV^\alpha$  ».

Sur la base des résultats des tableaux et des graphes, on a pu apprécier l'apport des amortisseurs visqueux purs à la structure. A cet effet ayant assuré la double fonction de réducteurs de déplacements et d'efforts, le nouveau modèle développé est un modèle tout aussi efficace que le modèle complètement isolé accompagné d'amortisseurs.

## 2.6 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 inférieur à 3.[9]

L'utilisation de notre programme Matlab et de notre organigramme (voir Annexe B), 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 (2.3), qui permet de faire travailler tous les dispositifs en interaction.

$$4C_{eff} = 2\xi_{eff}\sqrt{n.K_{eff}M} \quad (2.3)$$

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 2.7 – 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	<b>15</b>	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 élastomères.
- 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 notre cas.
- 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 complètes 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  $1428 \text{ KN.s.m}^{-1}$ .

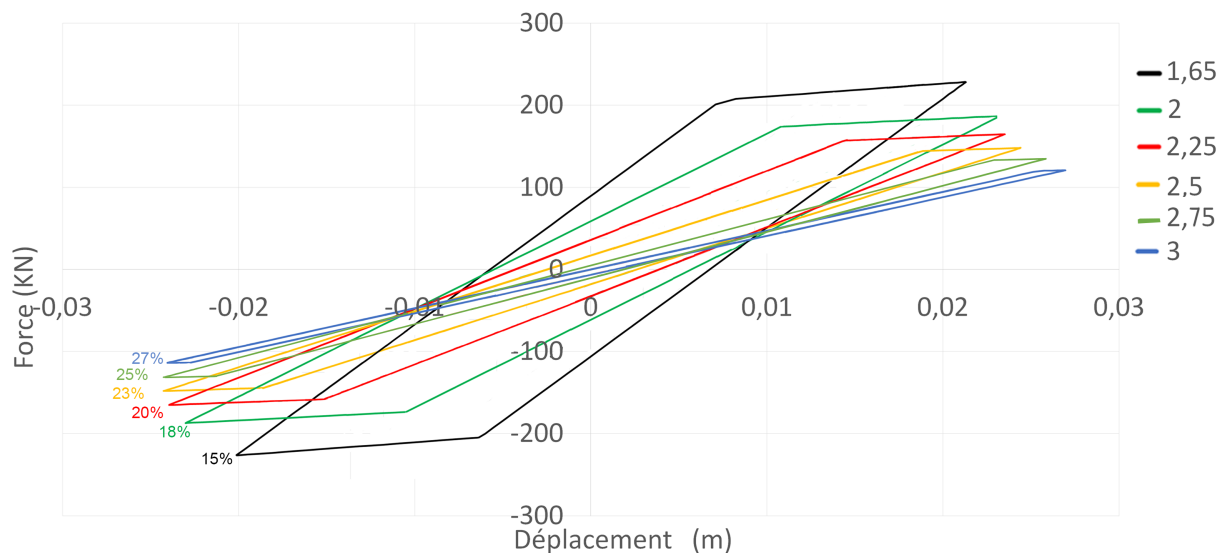


FIGURE 2.21 – Relation Force-déplacement du « LRB » pour différents coefficients de découplage avec  $C_{eff} = 1428 \text{ KN.s.m}^{-1}$

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 :



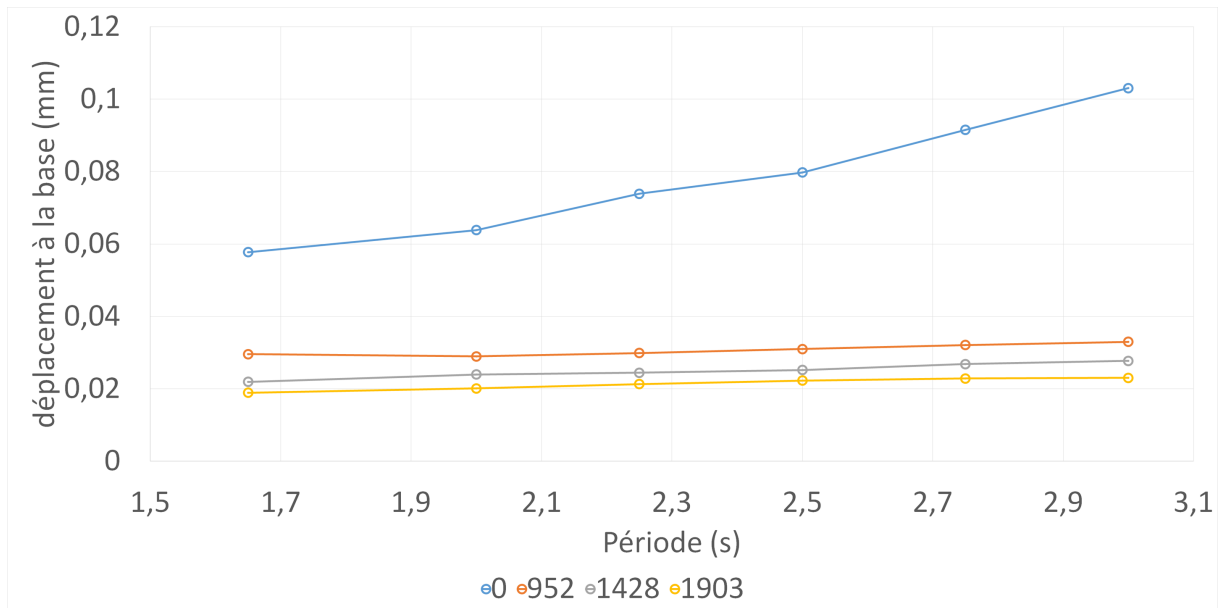


FIGURE 2.22 – Variation des déformations relatives à la base en fonction des coefficients de découplages avec et sans amortisseurs supplémentaires.

On note de la figure 2.22, 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, deux 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 et les amortisseurs visent à réduire la réponse du pont due à l'action sismique horizontale. La réponse peut être réduite :

- Par une augmentation de l'amortissement, qui réduit les déplacements et 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.

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 plus grande vulnérabilité de la pile courte vis-à-vis au cisaillement.
- L'incorporation des amortisseurs supplémentaires et des isolateurs sismiques du type « LRB », Permet de contrôler les déplacements par une réduction de 51%, et d'atténuer « les vitesses relatives » et « les accélérations relatives » du tablier, respectivement, de l'ordre de 56% et 33%.
- L'incorporation des amortisseurs supplémentaire au modèle de référence a permis de réduire :
  - les déplacements de 65% ;
  - les vitesses relatives de 58% ;

- les accélérations relatives de 30% ;
  - les efforts tranchants longitudinaux de 57% ;
  - les moments fléchissants de 61%.
- 
- Un dimensionnement idéal du coefficient d'amortissement  $C_{eff}$ , permet de faire travailler les isolateurs sismiques « LRB » et les amortisseurs visqueux d'une façon optimale. Ceci au taux d'amortissement supplémentaire désiré.
  - 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.
  - 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 à base fixe.

# Bibliographie

- [1] Clough W & Penzien J. *Dynamics of structures*. Computers & Structures, Inc, Berkley, 2003.
- [2] 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.
- [3] Ed Wilson. *Three Dimensional Static and Dynamic Analysis of Structures*. Computers and Structures, Inc, Berkeley, California USA, 1995.
- [4] 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.
- [5] Ouanani M & Tiliouine B. Critères d'optimisation de maillage des ponts par éléments finis de type portique. *10ème Congrès International de Mécanique SMSM'2011*, 2011.
- [6] Y.Ladjel & Z.Toumi & Pr. B. Tiliouine. Comportement dynamique non linéaire d'un pont-caisson a-symétrique isolé : étude de diverses stratégies d'isolation parasismique. 2016.
- [7] Vivier A & Davi D. Prise en compte des dispositifs antisismiques dans les calculs ouvrages d'art sous séisme. *8ème Colloque National AFPS, Ecole des Ponts ParisTech*, 2011.
- [8] 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.
- [9] Naiem F & Kelly J.M. *Design of Seismic Isolated Structures*. John Wiley & Sons, New York, 1999.

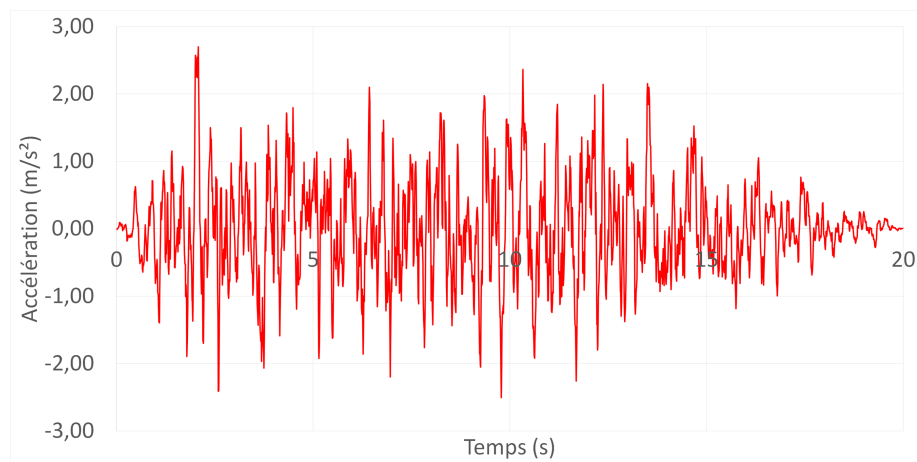
# Annexe A

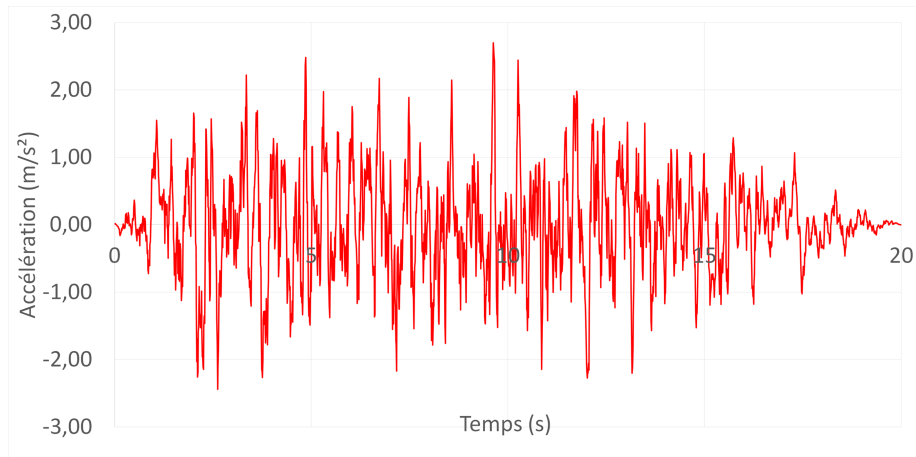
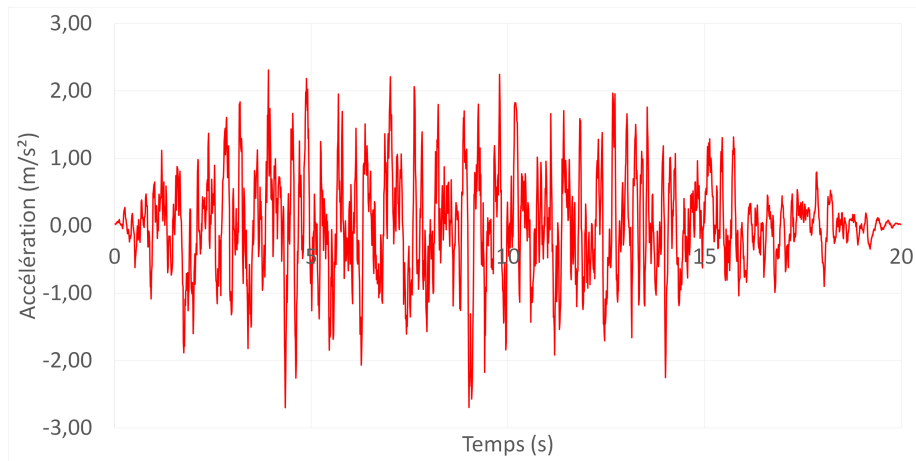
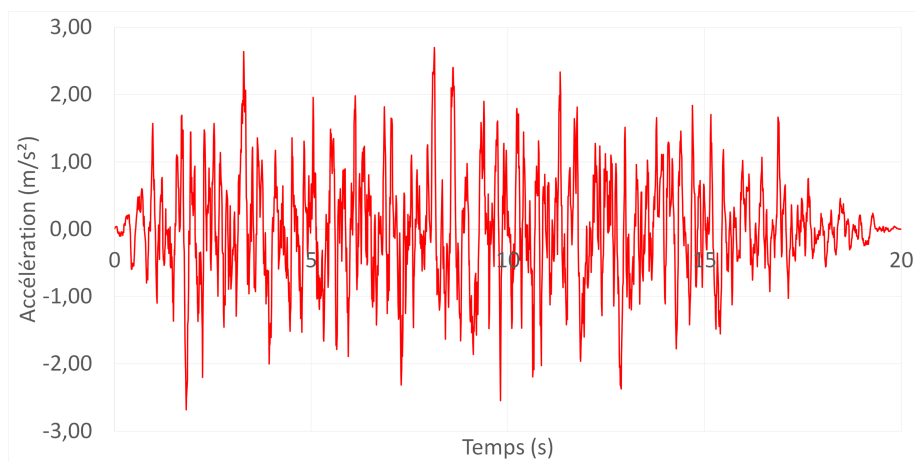
## Accélérogrammes générés

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

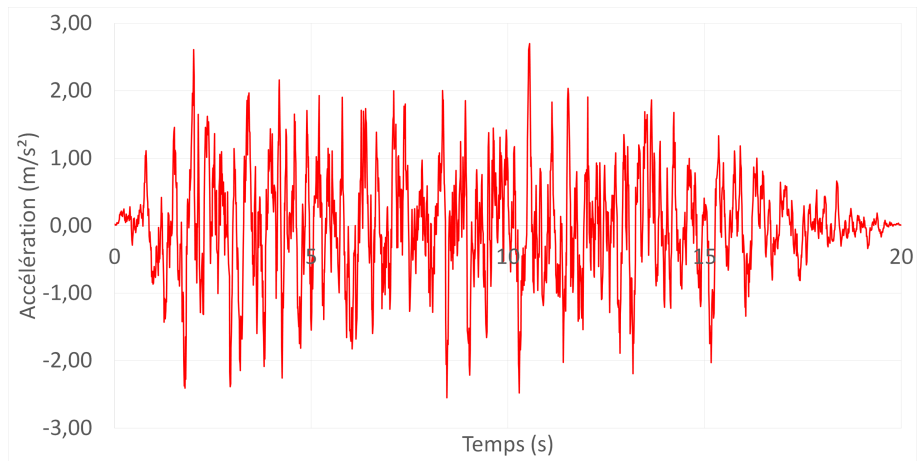
**-A partir du spectre élastique horizontal :**

**1-**

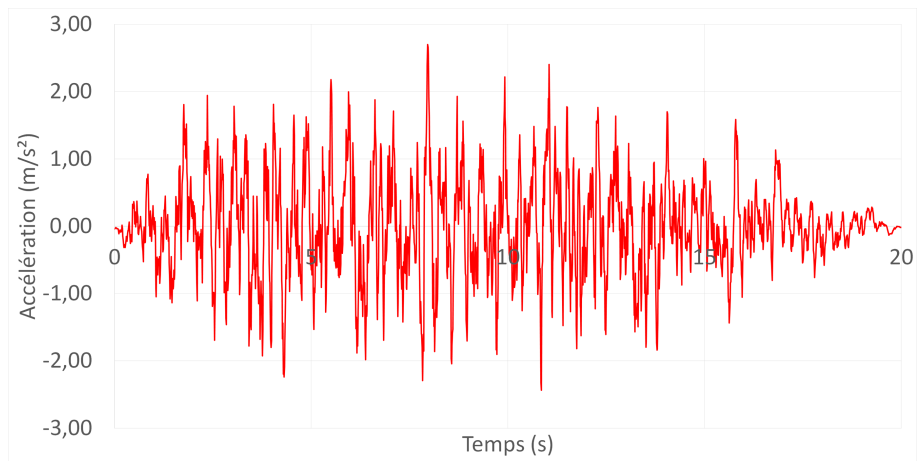


**2-****3-****4-**

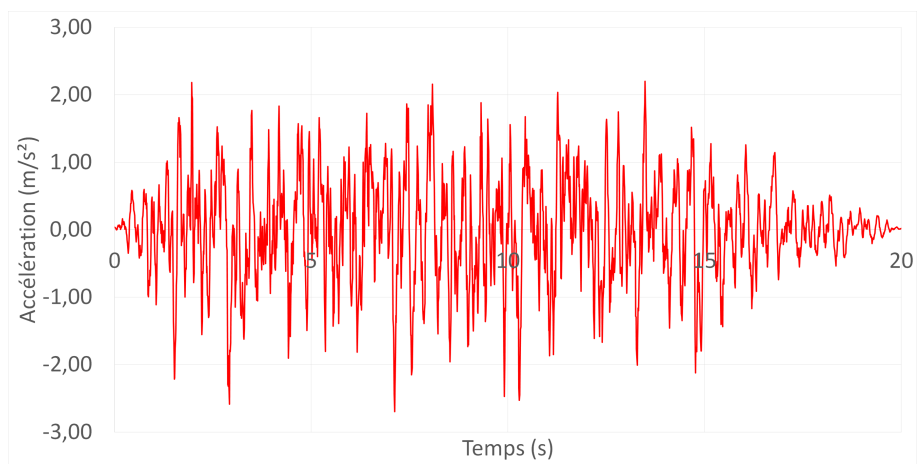
5-

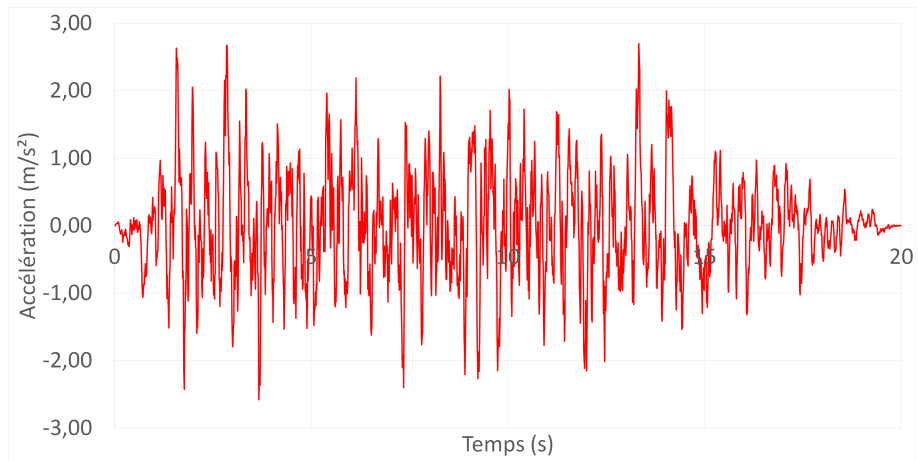
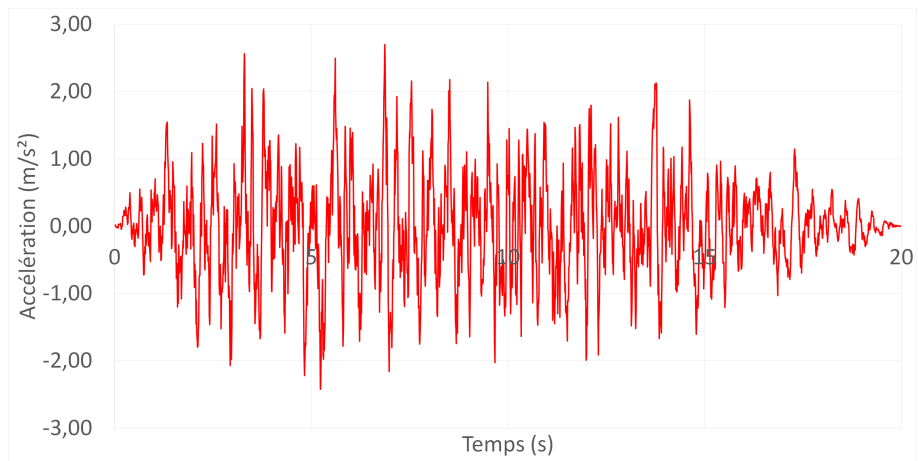
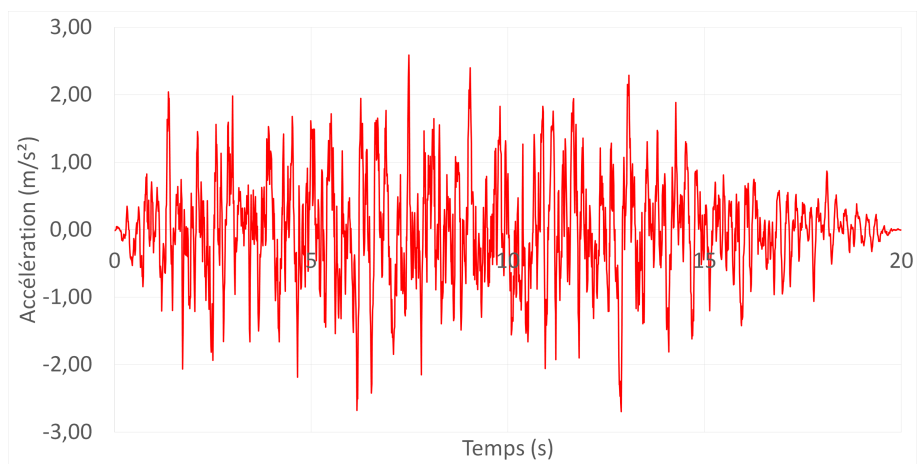


6-

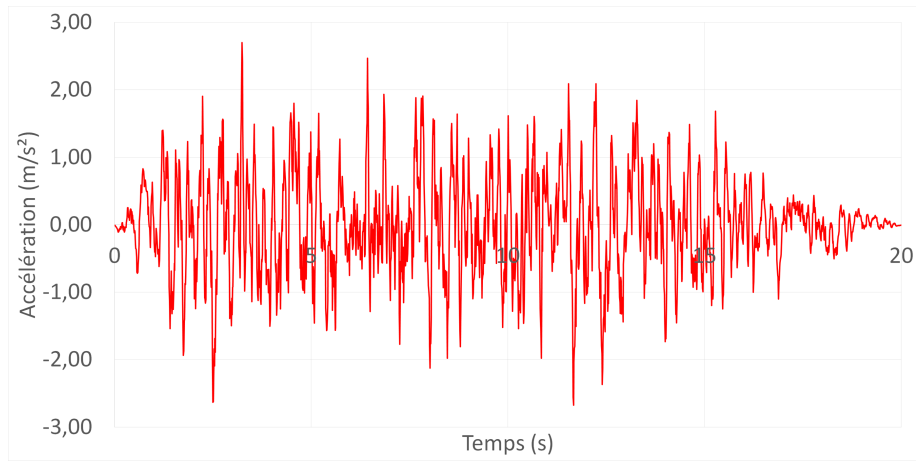
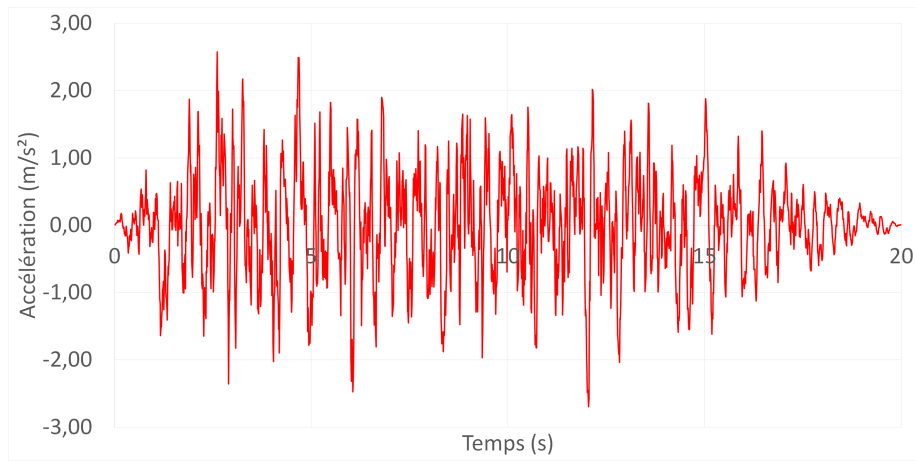
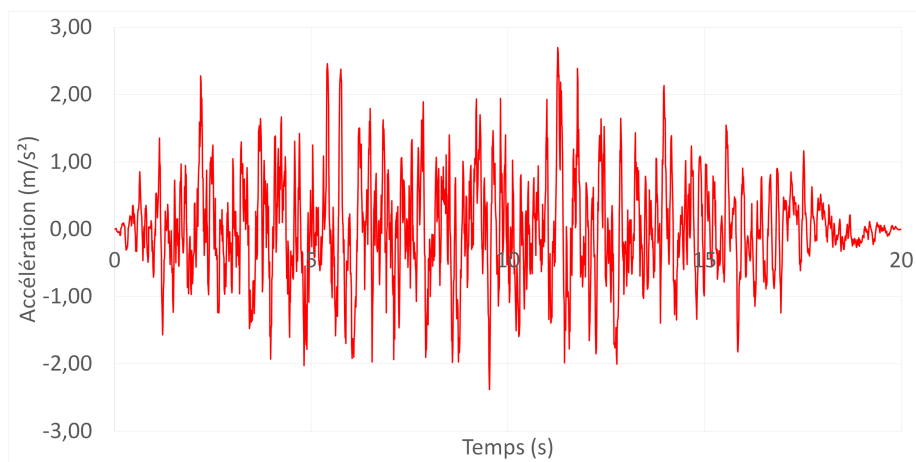


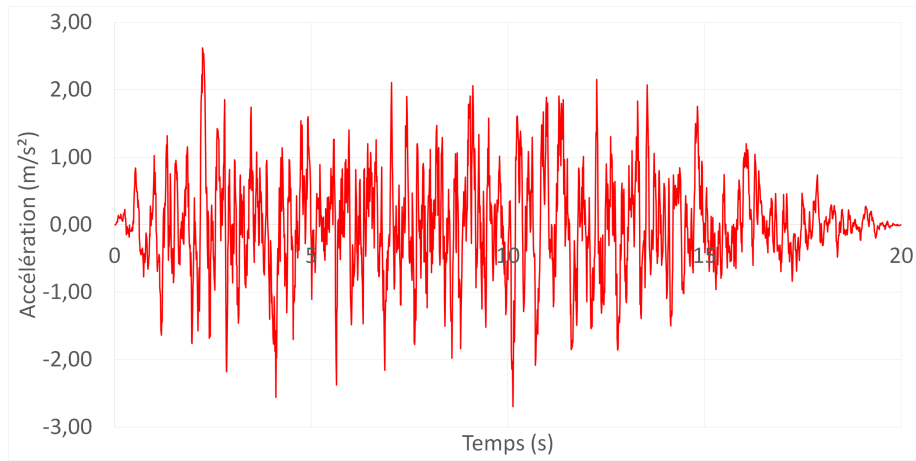
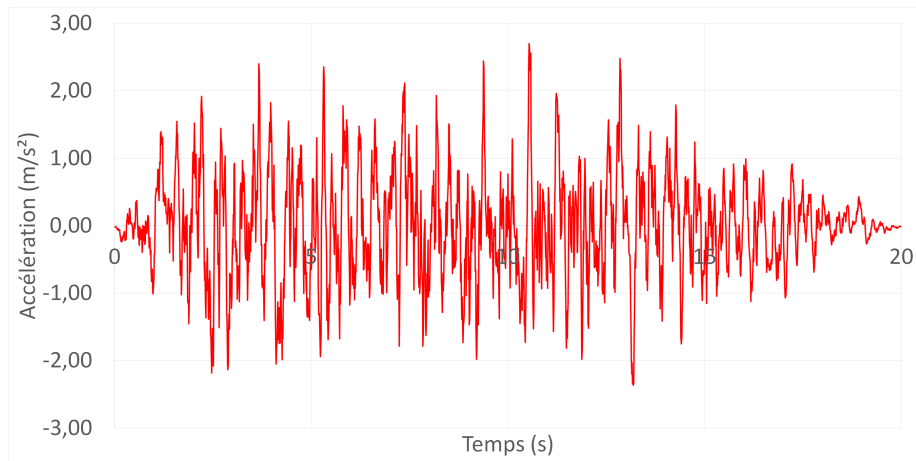
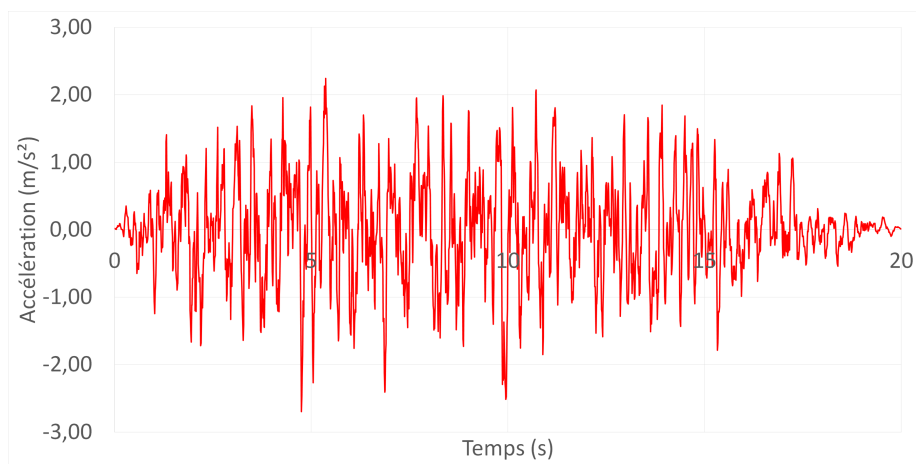
7-

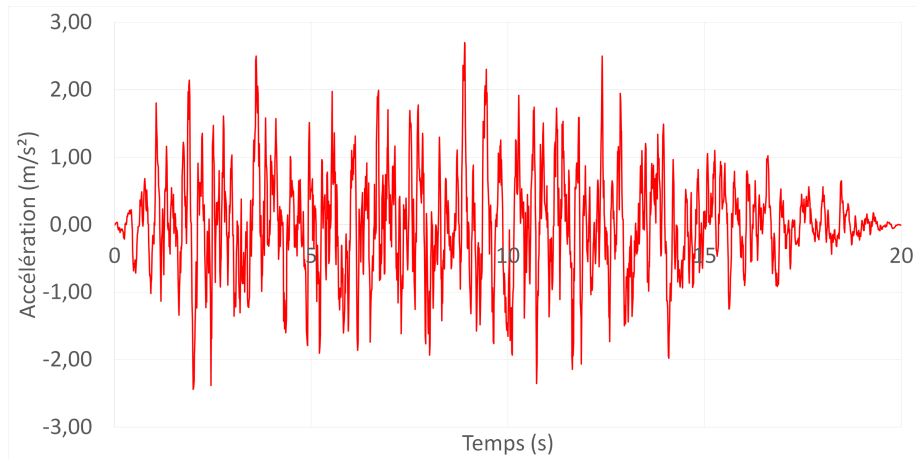
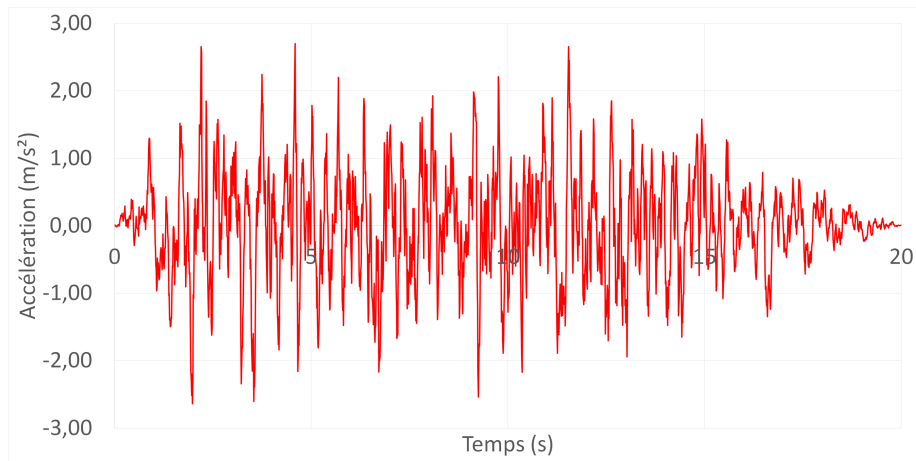
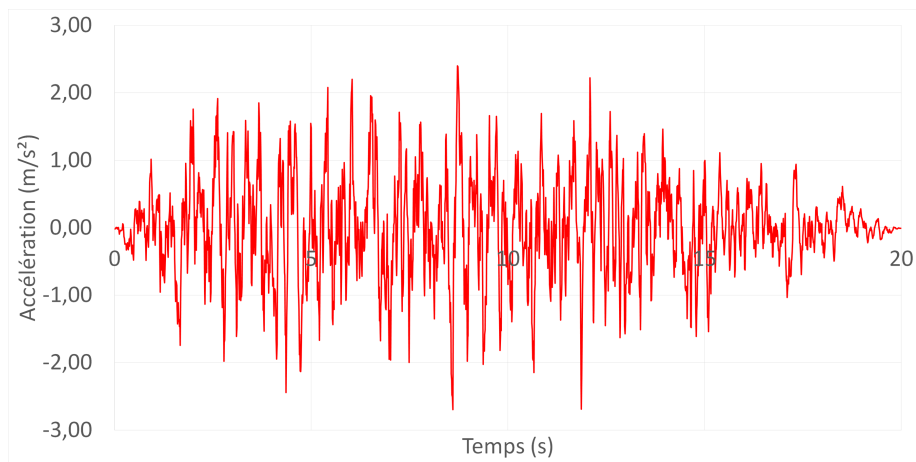


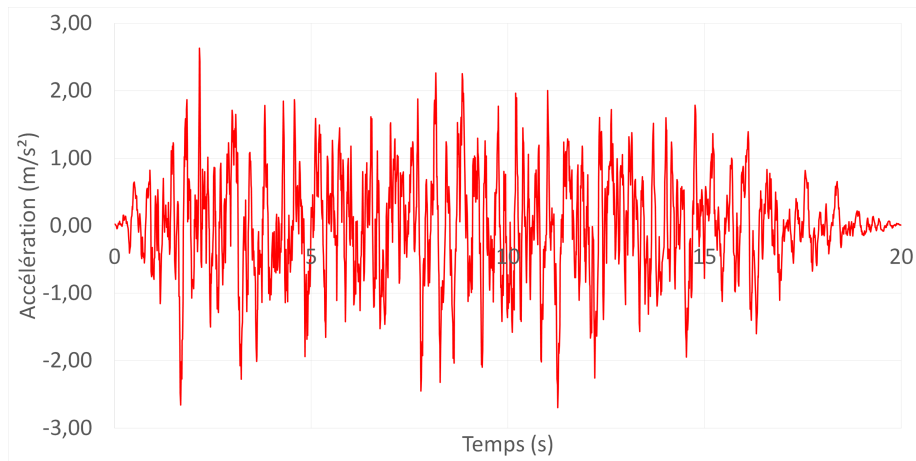
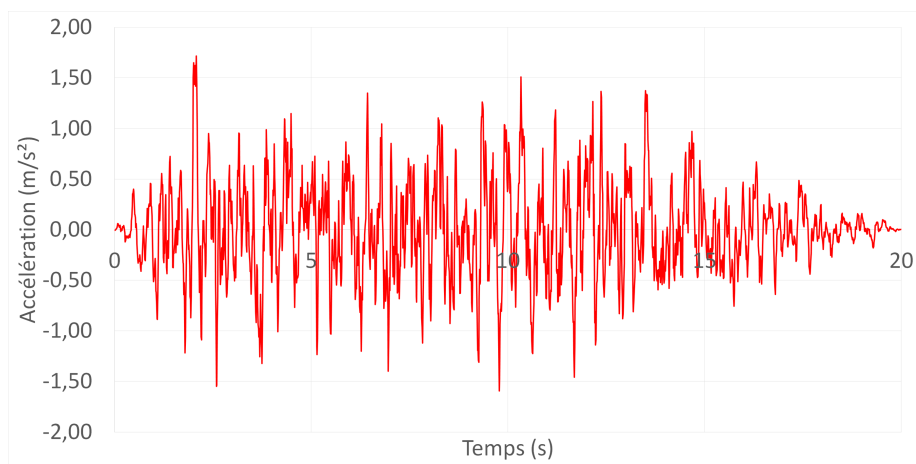
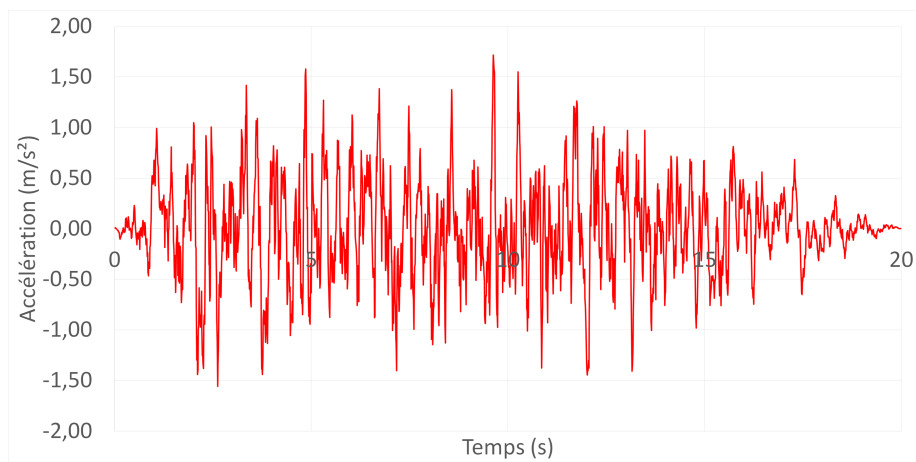
**8-****9-****10-**

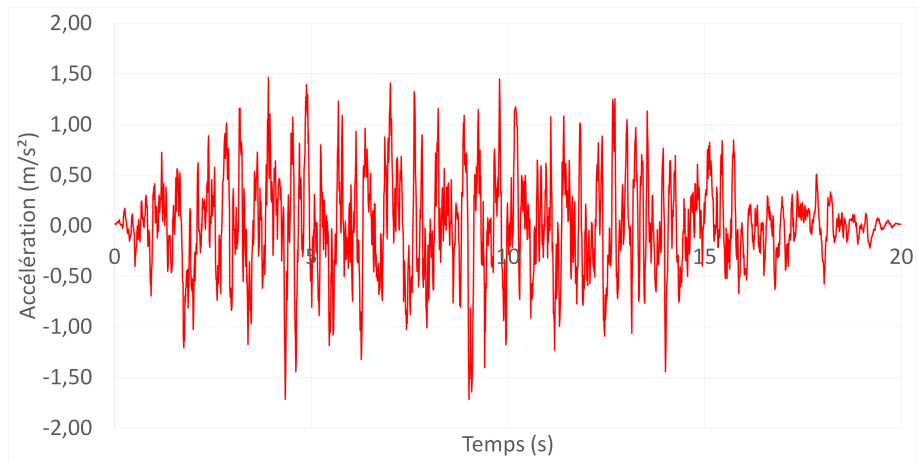
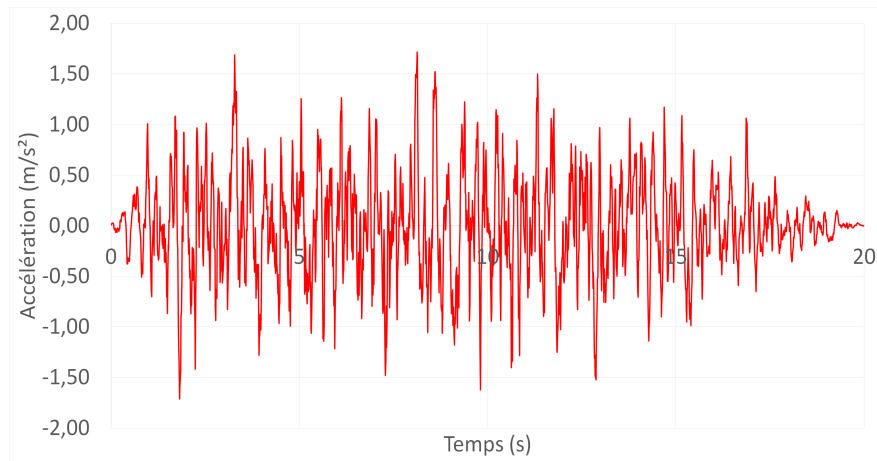
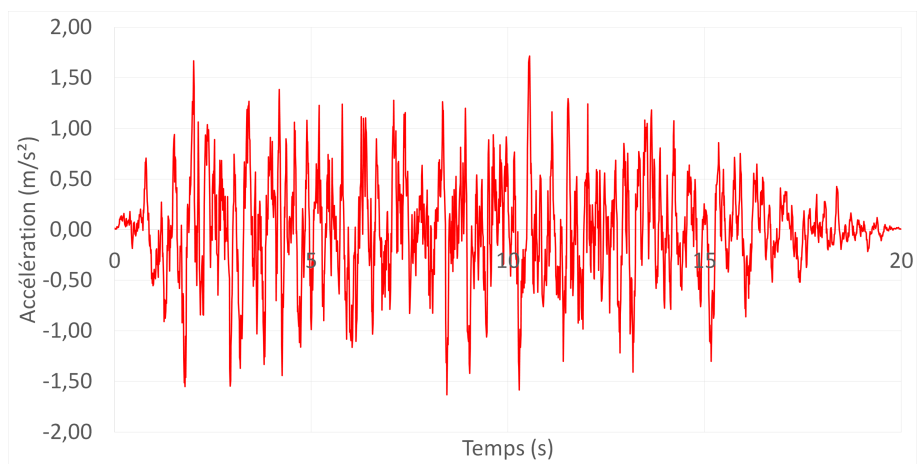


**11-****12-****13-**

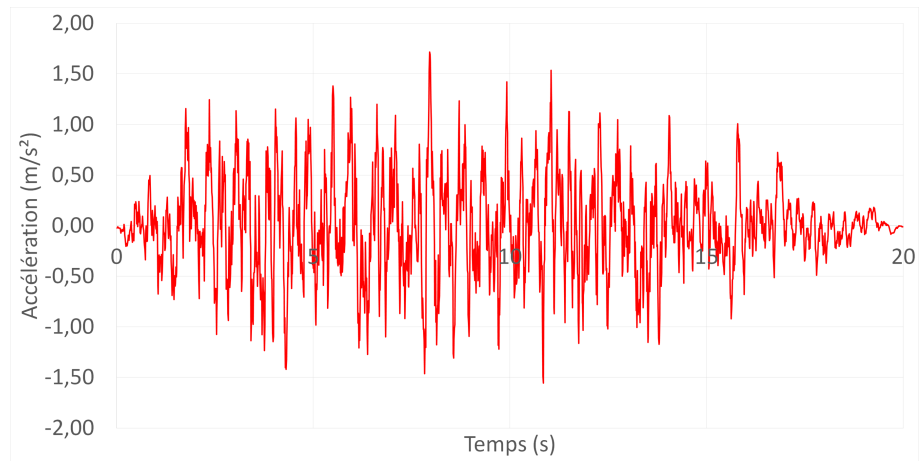
**14-****15-****16-**

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

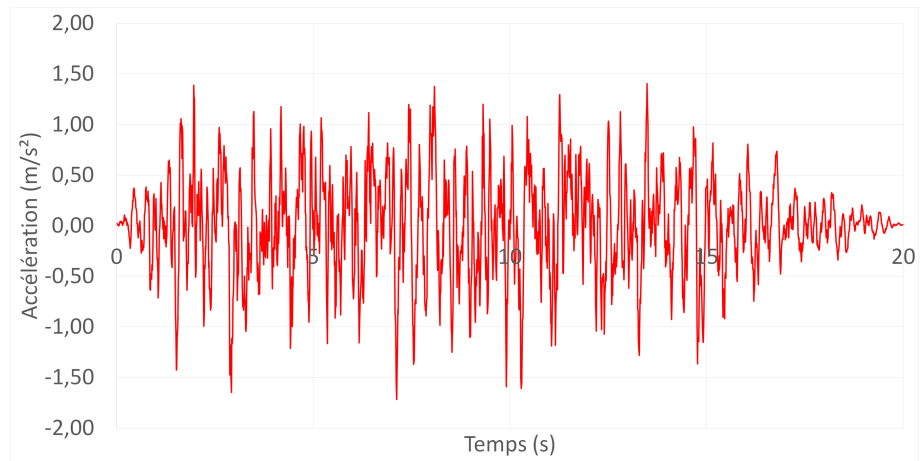
**20-****-A partir du spectre élastique vertical :****1-****2-**

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

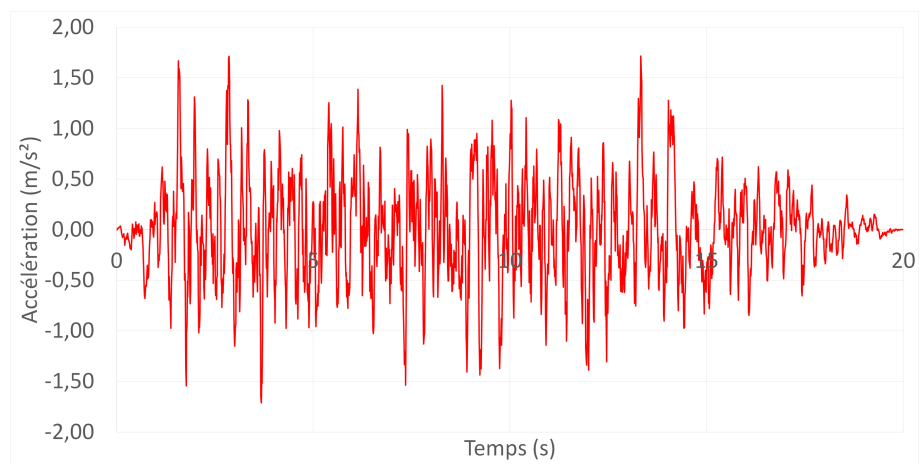
6-

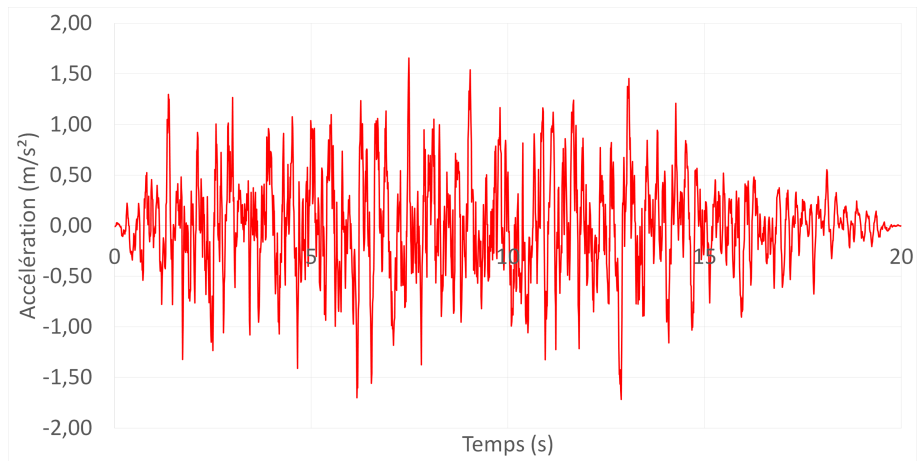
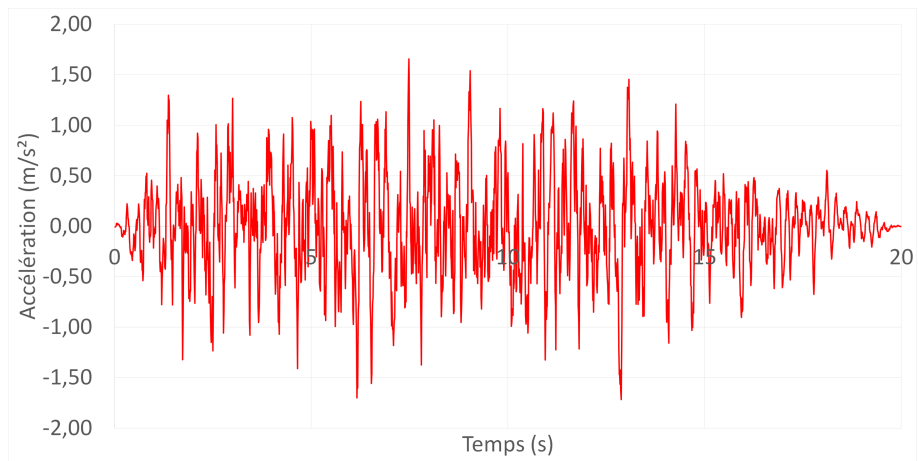
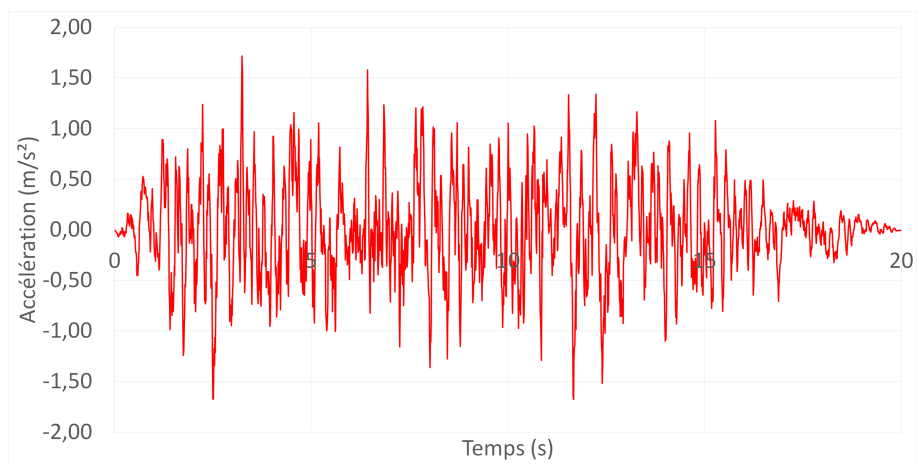


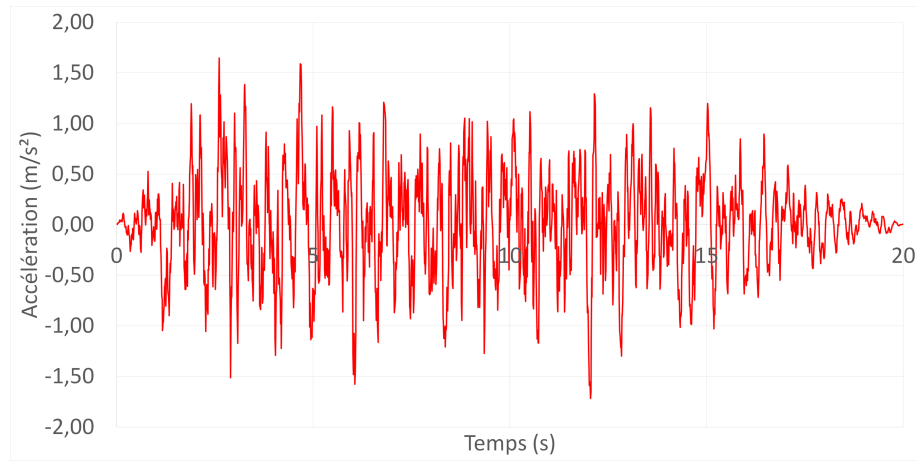
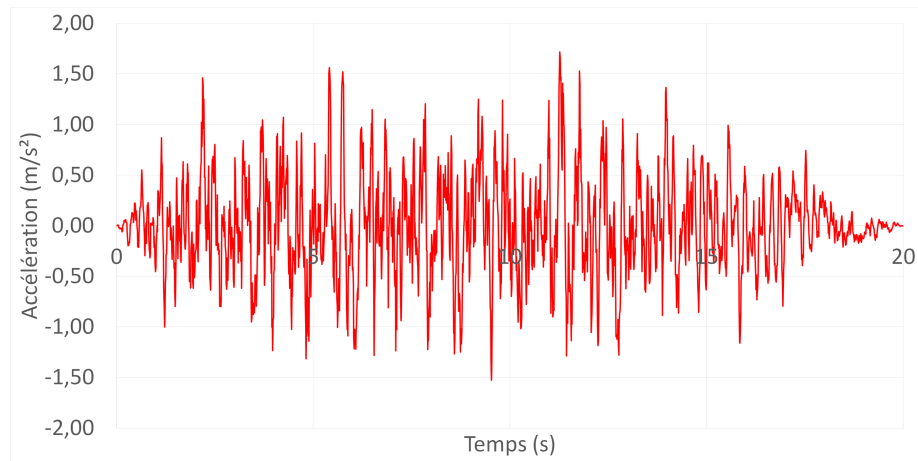
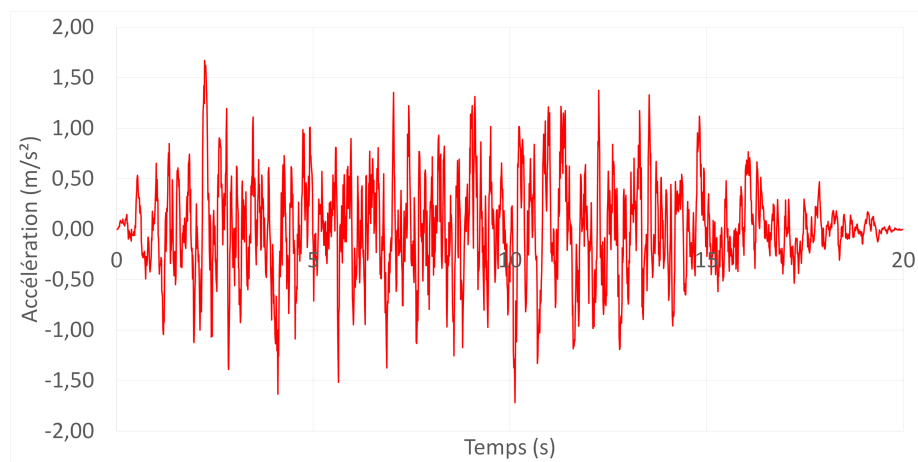
7-



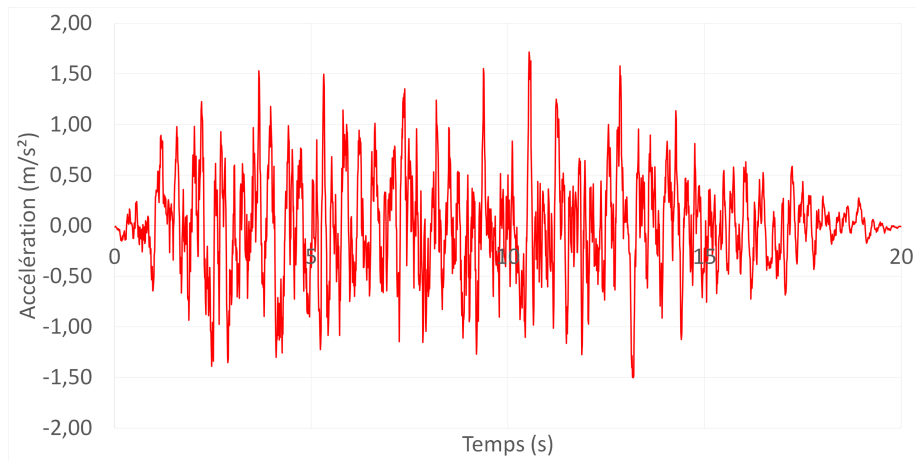
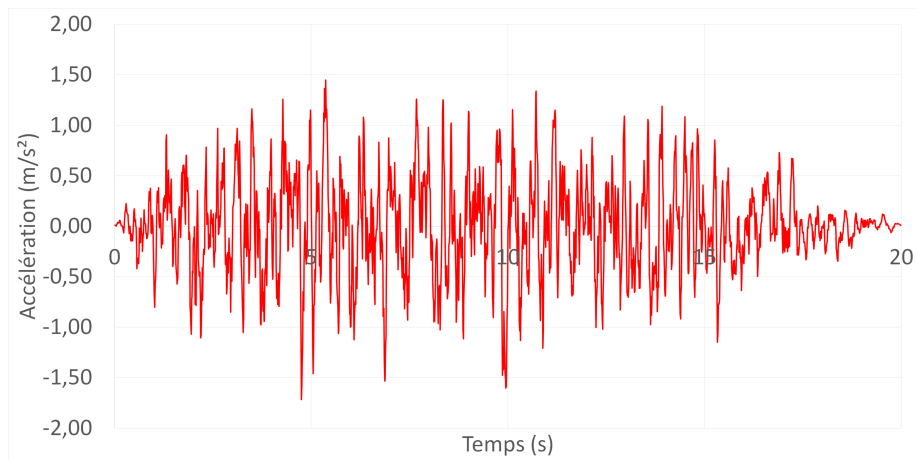
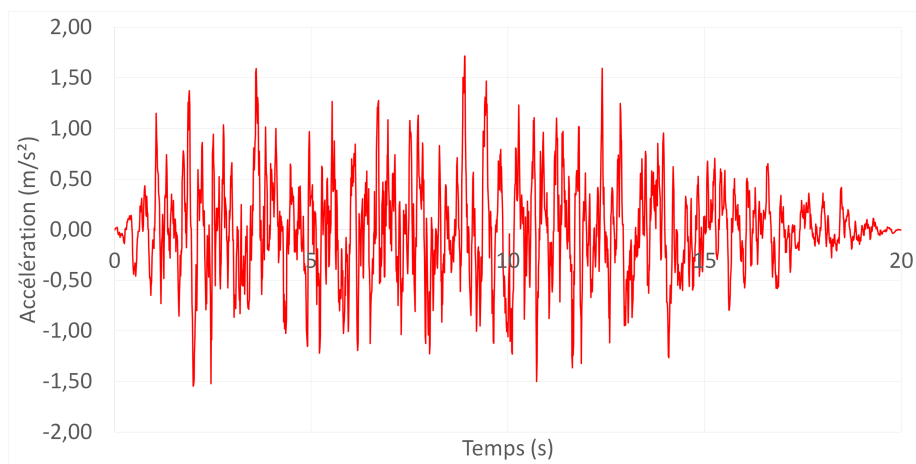
8-

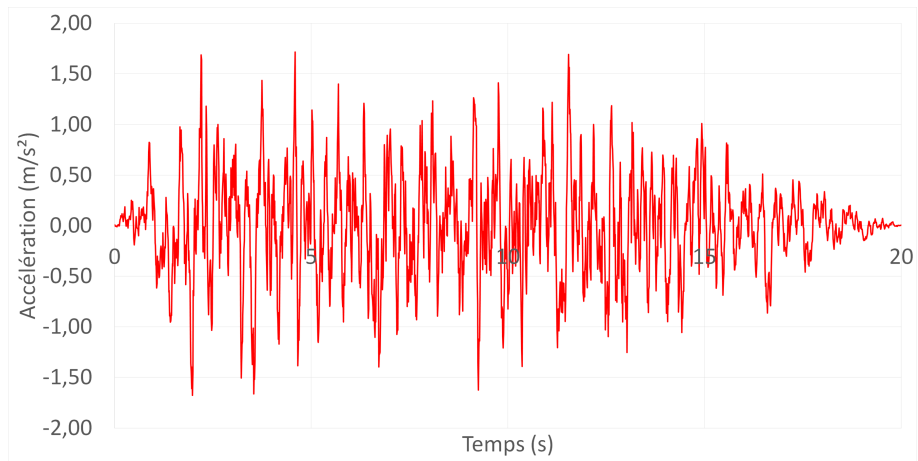
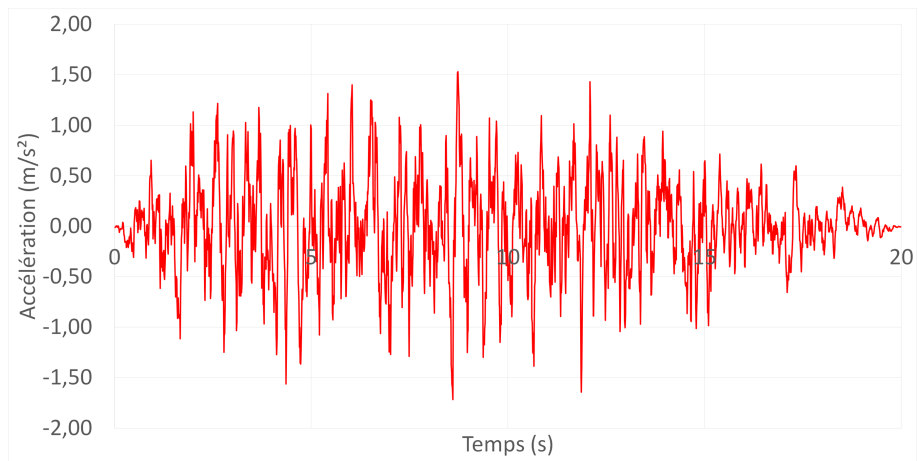
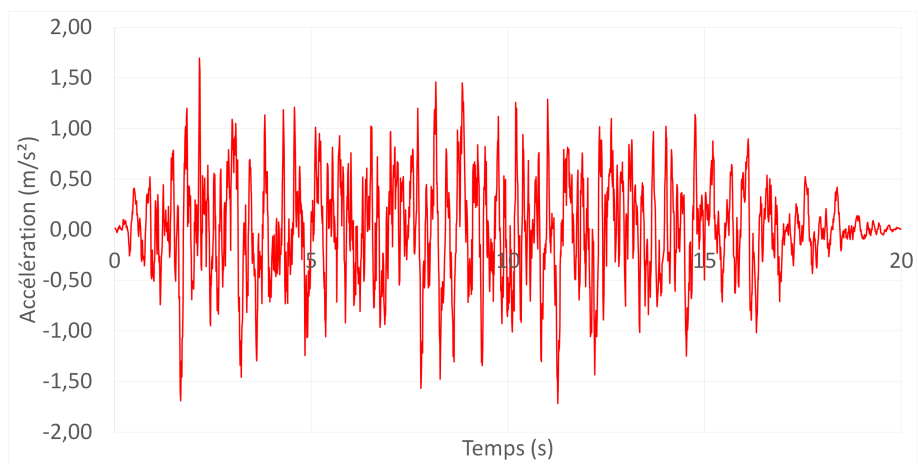


**9-****10-****11-**

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



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

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

# Annexe B

## Dimensionnement d'un isolateur « LRB »

### Programme Matlab

```
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))
    K2=keff-Q/D
    K1=10*K2
    Dy=Q/(K1-K2)
end
```

## Organigramme de dimensionnement

