

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

**MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA
RECHERCHE SCIENTIFIQUE**

UNIVERSITE ABOU BAKR BELKAID - TLEMCCEN
Faculté de Technologie
Département de Génie Civil



Mémoire de Magister en Génie Civil

Option : Seismic Risk and Earthquake Engineering

Présenté par : **MEDDANE Samir**

Intitulé du mémoire :

**ANALYSE DE L'EFFET DU MOUVEMENT SISMIQUE VERTICAL SUR LA
REPOSE DYNAMIQUE DES STRUCTURES EN BETON ARME**

Soutenu, devant le jury composé de :

Professeur	MEGNOUNIF Abdellatif	Président	U. Tlemcen
Maître de Conférences A	ZENDAGUI Djawad	Examineur	U. Tlemcen
Maître de Conférences B	HAMDAOUI Karim	Examineur	U. Tlemcen
Professeur	DJAFOUR Mustapha	Encadreur	U. Tlemcen

Année Universitaire 2013-2014

ملخص

إن المنشآت الخرسانية المسلحة عادة ما تتعرض لحركة زلزالية ثلاثية الأبعاد. خلال العقود الأخيرة، أجريت دراسات عديدة للتحليل الديناميكي لهذه المنشآت باعتبار الحركة الزلزالية الأفقية بينما تم التقليل من شأن المكونة الزلزالية العمودية أو تجاهها تماما. من جهة أخرى، نظرا للأضرار الناجمة عن هذه المكونة وكذلك توافر التسجيلات الزلزالية بالقرب من المصادر أدى بالباحثين لدراسة الحركة الزلزالية العمودية وآثارها على الرد، ما يمثل هدف هذا العمل. أولا أظهرنا أهمية الزلزال العمودي عن طريق تحليل خصائصه. بعد ذلك تم عرض بعض الهياكل التي تضررت بهذه المكونة. من خلال دراسة بعض القواعد لمقاومة الزلازل، وجدنا بشكل خاص أن الطيف العمودي المقترح في القواعد الأوروبية لمقاومة الزلازل (8) في توافق جيد مع أطراف التسارعات العمودية المسجلة. فيما بعد قمنا بدراسة معلمية تضم تحاليل شكلية و ديناميكية زمنية خطية لتشكيلات مختلفة لجسر معين. النتائج المحصل عليها تبين أن الحركة الزلزالية العمودية تؤثر على الرد الديناميكي للجسر. لقد لاحظنا أن نسبة القوة الزلزالية العمودية على الحمولة الدائمة للجسر، القوى المحورية في الأعمدة وتغيراتها، تصبح أكبر تحت تأثير الحركة الزلزالية العمودية حسب كل تشكيلة هندسية للجسر. وأثبتنا أيضا أن الزلزال العمودي يقلل بشكل كبير من مقاومة القص في الأعمدة، كما يؤثر بطريقة فعالة على عزوم الانحناء في منتصف الامتداد و في دعائم سطوح الجسور.

كلمات مفتاحية: مكونة زلزالية عمودية، جسر، تحليل ديناميكي.

Résumé

Les structures en béton armé sont généralement sollicitées par un mouvement sismique tridimensionnel. Durant ces dernières décennies, plusieurs études ont été menées pour l'analyse dynamique de ces structures en considérant le mouvement sismique horizontal par contre la composante sismique verticale a été sous-estimée ou pratiquement ignorée. Par ailleurs, l'observation des dommages causés par cette composante ainsi que la disponibilité des enregistrements sismiques près des sources ont conduit les chercheurs à étudier le mouvement sismique vertical et ses effets sur la réponse, ce qui représente l'objectif de ce travail. On a illustré en premier lieu l'importance du séisme vertical par l'analyse de ses caractéristiques. On a ensuite exposé quelques structures endommagées par cette composante. A travers l'examen de certains codes parasismiques, on a constaté particulièrement que le spectre vertical proposé par l'Eurocode 8 est en bonne concordance avec les spectres des accélérations verticales enregistrées. Par la suite on a établi une étude paramétrique englobant des analyses modales et dynamiques temporelles linéaires pour différentes configurations d'un cas de pont. Les résultats obtenus montrent que le mouvement sismique vertical a un effet sur la réponse dynamique du pont. On a constaté que le rapport de la force sismique verticale développée sur la charge permanente du pont, les forces axiales au niveau des piles ainsi que leurs variations, deviennent plus importantes sous l'effet du mouvement sismique vertical selon chaque configuration géométrique du pont. Ainsi on a montré que le séisme vertical réduit d'une façon considérable la résistance au cisaillement au niveau des piles, et influe d'une façon importante sur les moments fléchissants à mi travée et en appuis des tabliers des ponts.

Mots clés : Composante sismique verticale, Pont, Analyse dynamique.

Abstract

The reinforced concrete structures are usually loaded by a three-dimensional seismic motion. In the past decades, several studies have been conducted for the dynamic analysis of these structures by considering the horizontal seismic movement, whereas the vertical seismic component has been underestimated or practically ignored. Furthermore, the observation of damages caused by this component as well as the availability of seismic records near sources have led researchers to study the vertical ground motion component and its effects on the response which represents the objective of this study. First, the importance of vertical components of earthquake was shown by analyzing its characteristics and exposing some damaged structures. Through the examination of some seismic codes, it was found particularly that the vertical spectrum proposed by Eurocode 8 is in a good agreement with the spectra of recorded vertical accelerations. Subsequently we established a parametric study including modal and temporal linear dynamic analysis for different configurations of a bridge case . The results obtained show that the vertical seismic motion affects the dynamic response of the bridge. It was found that the ratio vertical seismic force -dead load, the axial forces at the columns and their variations, become more important under the effect of vertical seismic motion for each bridge geometrical configuration. Thus it has been shown that the vertical earthquake reduced considerably the columns shear strength and affects to a significant degree the bending moment at the mid-spans and supports of the bridge.

Keywords: Vertical seismic component, Bridge, Dynamic analysis.

Remerciements

J'exprime mes plus vifs remerciements à mon encadreur, Professeur DJAFOUR Mustapha, qui m'a soutenu et motivé durant ce travail.

Je remercie vivement, Professeur MEGNOUNIF Abdellatif pour l'honneur qu'il me fait en présidant mon jury de mémoire de magister.

J'adresse mes plus sincères remerciements aux Maîtres de conférences, Mr ZENDAGUI Djawad, et Mr HAMDAOUI Karim, pour avoir accepté de participer à ce jury et contribué à améliorer et enrichir ce travail.

Mes remerciements les plus chaleureux vont également à mes très chers parents, ma femme et mes deux fils Mohammed El Amine et Ibrahim El Khalil qui m'ont soutenu toute au long de ce travail.

Enfin, un grand merci à ma famille et mes amis pour leurs encouragements.

Table des matières

ملخص.....	i
Résumé.....	ii
Abstract.....	iii
Remerciements	iv
Table des matières	v
Listes des Tableaux	viii
Liste des Figures.....	ix

Chapitre 1.

Introduction.....	1
1.1.Énoncé du problème	1
1.2.Objectif du mémoire	2
1.3.Organisation du mémoire	3

Chapitre 2.

Caractéristiques et importance du mouvement sismique vertical	5
2.1.Introduction.....	5
2.2.Caractéristiques du mouvement sismique vertical	6
2.2.1.Contenu fréquentiel.....	6
2.2.2.Rapport des accélérations maximales (V/H).....	9
2.2.3.Intervalle de temps entre les pics des mouvements sismiques vertical et horizontal	12
2.3.Des preuves sur terrain des dommages dus au mouvement sismique vertical.....	15
2.4.Conclusion	25

Chapitre 3.

Mouvement sismique vertical :

Etat de l'art et vue d'ensemble de quelques codes sismiques modernes.....	26
---------------------------------------------------------------------------	----

3.1.Introduction.....	26
3.2.Etudes antérieures relatives à l'effet du mouvement sismique vertical sur les structures en béton armé	26
3.2.1.Effets sur les ponts en béton armé	26
3.2.2.Effets sur les bâtiments en béton armé	30
3.3.Vue d'ensemble des codes sismiques modernes relatifs au mouvement sismique vertical.....	33
3.3.1.Uniform Building Code (UBC), 1997	33
3.3.2.Le code parasismique européen Eurocode 8.....	34
3.3.2.1.Eurocode 8, 2005, Partie 1	34
3.3.2.2.Eurocode 8, 2003, Partie 2.....	37
3.3.3.Règles Parasismiques Algériennes RPA 99, 2003.....	38
3.3.4.Règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art RPOA, 2008 ...	39
3.3.5.Quelques remarques relatives aux spectres de réponse verticaux de l'EC8 et du RPOA	41
3.4.Evaluation de la résistance à l'effort tranchant par l'approche de Priestley...	44
3.5.Conclusion	47
Chapitre 4.	
Etude dynamique d'un cas de pont en béton armé sous l'effet du mouvement sismique vertical.....	48
4.1.Introduction.....	48
4.2.Etude paramétrique du pont en béton armé	48
4.2.1.Présentation du pont.....	48
4.2.2.Analyse modale des différentes configurations de pont considérées.....	50
4.2.3.Les mouvements sismiques sélectionnés	51
4.2.4.Analyse dynamique temporelle linéaire des différentes configurations de pont considérées	55
4.2.4.1.Rapport de la force sismique verticale développée sur la charge permanente (Ev/G).....	55
4.2.4.2.La contribution du mouvement sismique vertical à la variation des forces axiales au niveau des piles	61
4.2.4.3.Effet du mouvement sismique vertical sur l'effort tranchant et sur la résistance au cisaillement au niveau de la pile	67

4.2.4.4.Variation des moments fléchissants au niveau du tablier	70
4.3.Conclusion	79
 Chapitre 5.	
Conclusions et perspectives des futurs travaux	81
5.1.Synthèse des résultats et conclusions	81
5.2.Perspectives des futurs travaux	84
 Bibliographie	 85

Liste des Tableaux

Tableau 3.1 Valeurs recommandées des paramètres décrivant les spectres de réponses élastiques verticaux.....	35
Tableau 3.2 Valeurs de T1, T2 pour la composante verticale.	40
Tableau 3.3 Coefficient K pour les différentes valeurs de ductilité (Priestley et al 1996).....	46
Tableau 4.1 Différentes configurations géométriques du pont et leurs périodes fondamentales.....	51
Tableau 4.2 Enregistrements sismiques sélectionnés pour l'étude analytique du pont.....	52
Tableau 4.3 Les rapports V/H et les intervalles de temps entre les pics des séismes choisis	52
Tableau 4.4 Les périodes dominantes des séismes sélectionnés.....	54
Tableau 4.5 Variation des forces axiales, cas du séisme de Loma prieta, station Capitola.....	61
Tableau 4.6 Variation des forces axiales, cas du séisme de Loma prieta, station Corralitos.	62
Tableau 4.7 Variation des forces axiales, cas du séisme de Northridge, station Arleta - Nordhoff Fire.	63
Tableau 4.8 Variation des forces axiales, cas du séisme de Northridge, station Sylmar Converter.	64
Tableau 4.9 Effet du mouvement sismique vertical V sur l'effort tranchant, cas du séisme de Loma Prieta.....	66
Tableau 4.10 Effet du mouvement sismique vertical V sur l'effort tranchant, cas du séisme de Northridge.....	67

Liste des Figures

Figure 2.1	Caractéristiques du mouvement sismique vertical de Loma Prieta, Californie, 1989. (Station Capitola).....	7
Figure 2.2	Caractéristiques du mouvement sismique vertical de Northridge, Californie, 1994. (Station Sylmar Converter).....	8
Figure 2.3	Comparaison des courbes d'atténuation de V/H de Abrahamson et Litehiser (1989), et Ambraseys et Simpson (1996) avec la règle des 2/3 (Elnashai et Papazoglou 1997)	9
Figure 2.4	Distribution du rapport des accélérations maximales V/H par rapport aux distances des sources sismiques (Kim et al 2011).....	10
Figure 2.5	Accélérogrammes de la réplique du 08 Novembre 1980 du séisme d'El Asnam (magnitude 5.6) (Earthquake Engineering Research Institute 1983).....	11
Figure 2.6	Exemples des enregistrements sismiques montrant le cas de non coïncidence des pics des mouvements verticaux et horizontaux.....	13
Figure 2.7	Exemples des enregistrements sismiques montrant les cas de coïncidence des pics des mouvements verticaux et horizontaux.....	14
Figure 2.8	Distribution de l'intervalle de temps par rapport aux distances des sources sismiques (Kim et al 2011).....	15
Figure 2.9	Détérioration des poteaux du RDC de l'immeuble des services d'Imperial Valley durant le séisme d'Imperial Valley (1979) (Faison et al 2004).	16
Figure 2.10	Endommagement du viaduc de Cypress de l'autoroute (880) Oakland Californie par le séisme de Loma Prieta (1989) (U.S. Geological Survey 1999).....	16
Figure 2.11	Différents types de dommages pour les piles du receveur-distributeur (36) de l'autoroute de Santa Monica (I10) pendant le séisme de Northridge (1994). (Papazoglou et Elnashai 1996).....	18
Figure 2.12	Rupture par compression d'une série de piles de l'autoroute de Hanshin par le séisme de Kobe (1995). (Papazoglou et Elnashai 1996)	19
Figure 2.13	Détériorations dues au séisme de Boumerdes (2003).....	20

Figure 2.14 Dommages du stade GOR Sport causés par le séisme de Yogyakarta (2006) (Elnashai et al 2006)	21
Figure 2.15 Ruptures des poteaux intérieurs par le séisme de Yogyakarta (2006) (Elnashai et al 2006)	22
Figure 2.16 Effondrements des structures en béton armé, en maçonnerie, et des éléments non structuraux durant le séisme d'Aquila (2009) (Di Sarno et al 2011)	24
Figure 3.1 Spectres de réponse en pseudo accélération normalisés par PGA horizontale suivant les deux directions horizontale et verticale et pour les différents types de sol S1, S2, S3 et S4.....	42
Figure 3.2 Spectres de réponse en pseudo accélération normalisés par PGA horizontale des codes EC8 et RPOA. (Site rocheux)	43
Figure 3.3 Comparaison des spectres de réponses normalisés de quelques accélérations verticales avec les spectres réglementaires normalisés de l'EC8 et du RPOA.....	43
Figure 3.4 Définition de D' pour les sections circulaire et rectangulaire.....	45
Figure 3.5 Variation du coefficient K en fonction de la ductilité (Priestley et al 1996).....	45
Figure 3.6 Contribution des forces axiales dans la résistance au cisaillement (Priestley et al 1994)	47
Figure 4.1 Description du pont	49
Figure 4.2 Section du tablier en caisson (Broderick et Elnashai 1995).....	49
Figure 4.3 Section de la pile (Broderick et Elnashai 1995)	50
Figure 4.4 Spectre de pseudo accélération du séisme de Loma Prieta.	53
Figure 4.5 Spectre de pseudo accélération du séisme de Northridge.	54
Figure 4.6 Rapport de la force sismique verticale développée sur la charge permanente (Ev/G). Cas du séisme de Loma Prieta, station Capitola.....	57
Figure 4.7 Rapport de la force sismique verticale développée sur la charge permanente (Ev/G). Cas du séisme de Loma Prieta, station Corralitos.	58
Figure 4.8 Rapport de la force sismique verticale développée sur la charge permanente (Ev/G). Cas du séisme de Northridge, station Arleta Nordhoff Fire.	59
Figure 4.9 Rapport de la force sismique verticale développée sur la charge permanente (Ev/G). Cas du séisme de Northridge, station Sylmar converter.....	60

Figure 4.10 Contribution du mouvement sismique vertical à la variation des forces axiales.	65
Figure 4.11 Effet du mouvement sismique vertical V sur l'effort tranchant.....	68
Figure 4.12 Effet du mouvement sismique vertical V sur la résistance à l'effort tranchant	69
Figure 4.13 Variation des moments fléchissants à mi travée sous GLT et GLTV (groupe de variation des longueurs des travées symétriques)	71
Figure 4.14 Variation des moments fléchissants en appuis sous GLT et GLTV (groupe de variation des longueurs des travées symétriques).....	72
Figure 4.15 Variation des moments fléchissants à mi travée de longueur L1 sous GLT et GLTV (groupe de variation des rapports des longueurs des travées).....	74
Figure 4.16 Variation des moments fléchissants à mi travée de longueur L2 sous GLT et GLTV (groupe de variation des rapports des longueurs des travées).....	75
Figure 4.17 Variation des moments fléchissants en appuis sous GLT et GLTV (groupe de variation des rapports des longueurs des travées).....	76
Figure 4.18 Variation des moments fléchissants à mi travée sous GLT et GLTV (groupe de variation des hauteurs des piles).....	77
Figure 4.19 Variation des moments fléchissants en appuis sous GLT et GLTV (groupe de variation des hauteurs des piles)	78

Chapitre 1.

Introduction

1.1. Énoncé du problème

Les structures en béton armé sont généralement soumises aux mouvements sismiques tridimensionnels. Dans les dernières décennies, plusieurs études approfondies ont été investies pour l'analyse dynamique de ces structures en considérant le mouvement sismique horizontal tandis que la composante verticale de l'excitation a été sous-estimée ou pratiquement ignorée. Cependant, l'importance du mouvement sismique vertical a été développée progressivement vu l'observation des dommages causés par ce mouvement et avec l'accroissement du nombre des réseaux d'enregistrement des signaux sismiques près des sources.

Suite aux différents séismes tels que Northridge (1994) en Californie, Hyogo-ken Nanbu (Kobe) en Japon (1995), Yogyakarta en Indonésie (2006) et Aquila en Italie (2009), où plusieurs structures en béton armé ont été endommagées d'une façon remarquable par le mouvement sismique vertical, des études ont été menées pour analyser les causes réelles de ces dommages, tel que Papazoglou et Elnashai (1996), Elnashai et al (2006), Di Sarno et al (2011). Ils ont déduit que les mécanismes de rupture observés étaient soit par cisaillement, par compression, par flexion ou à cause de l'interaction de la compression et du cisaillement. Ceci est dû essentiellement aux :

- Augmentation des forces axiales causée par le mouvement sismique vertical.
- Variation des charges axiales due à la composante sismique verticale.

- Réduction instantanée de la résistance au cisaillement due à la variation des forces axiales provoquée par le mouvement sismique vertical.

Par conséquent, il est devenu nécessaire de tenir compte du mouvement vertical du séisme dans la conception sismique des structures en béton armé, en prenant en considération ses caractéristiques tels que :

- Sa richesse en contenu en hautes fréquences.
- Le rapport des accélérations maximales verticales sur les accélérations maximales horizontales (V/H).
- L'intervalle de temps entre les pics des mouvements sismiques vertical et horizontal.

1.2. Objectif du mémoire

Le but principal de ce travail est d'étudier l'effet du mouvement sismique vertical sur la réponse dynamique des structures en béton armé. Pour atteindre cet objectif, la démarche suivante sera établie :

- Etude des caractéristiques de la composante verticale du mouvement sismique à travers l'analyse des enregistrements sismiques et l'examen des travaux précédents.
- Exposer quelques preuves sur terrain des dommages causés par le mouvement sismique vertical.
- Présenter une revue bibliographique relative à l'état de l'art en matière d'analyse des effets du mouvement sismique vertical sur la réponse dynamique des structures en béton armé.
- Voir comment ce mouvement est considéré dans les règlements parasismiques modernes.
- Effectuer une étude paramétrique englobant des analyses modales et dynamiques temporelles linéaires pour différentes configurations géométriques d'un cas de pont en béton armé.

1.3. Organisation du mémoire

Ce mémoire est structuré en cinq chapitres :

Le chapitre 1 est une introduction qui présente l'énoncé du problème, les objectifs et l'organisation de ce mémoire.

Le chapitre 2 commence par la présentation des paramètres qui caractérisent le mouvement sismique vertical. Par la suite plusieurs structures endommagées par différents séismes, qui ont formé des preuves des dommages causés par le mouvement sismique vertical, seront exposées.

Dans le chapitre 3, on va présenter en premier lieu quelques études menées dans la littérature concernant l'effet de la composante sismique verticale sur la réponse dynamique des structures en béton armé. Par la suite on va exposer les directives de quelques codes de conception parasismique modernes relatives au mouvement sismique vertical. Enfin, puisque le mouvement sismique vertical a une incidence directe sur le comportement au cisaillement des éléments en béton armé, une méthode d'évaluation de la résistance au cisaillement des éléments sera présentée.

Le chapitre 4 sera consacré à l'analyse dynamique d'un cas de pont en béton armé sous l'effet du mouvement sismique vertical. Au début de ce chapitre, le pont choisi et les séismes sélectionnés pour cette analyse seront présentés. Par la suite, une étude paramétrique englobant des analyses modales et dynamiques temporelles linéaires sera établie pour différentes configurations géométriques du pont étudié. Afin de montrer l'influence du mouvement sismique vertical, les résultats de ces analyses seront présentés en quatre parties : la variation du rapport de la force sismique verticale développée sur la charge permanente du pont, la contribution du mouvement sismique vertical à la variation des forces axiales au niveau des piles, l'effet du mouvement sismique vertical sur l'effort tranchant ainsi que sur la résistance au cisaillement, et la variation des moments fléchissants au niveau du tablier.

Nous terminerons ce mémoire par des conclusions sur l'intérêt de ce travail et les résultats obtenus, et on dressera des perspectives pour les futurs travaux dans ce domaine.

Chapitre 2.

Caractéristiques et importance du mouvement sismique vertical

2.1. Introduction

Les caractéristiques de la composante horizontale du séisme ont été largement étudiées dans ces dernières décennies à la fois en génie parasismique et en sismologie. Cette composante est souvent utilisée pour déterminer le risque sismique.

En revanche, la composante verticale du mouvement sismique a été pratiquement ignorée, ou sous-estimée. Cependant, la disponibilité des enregistrements mesurés près des sources des séismes forts récents a valorisé progressivement l'importance de la composante sismique verticale. En effet, l'analyse de cette dernière ainsi que ses effets néfastes sur les structures ont attiré l'attention de plusieurs auteurs. On cite par exemple ceux de Papazoglou et Elnashai (1996), Kunnath et al (2008), Di Sarno et al (2011).

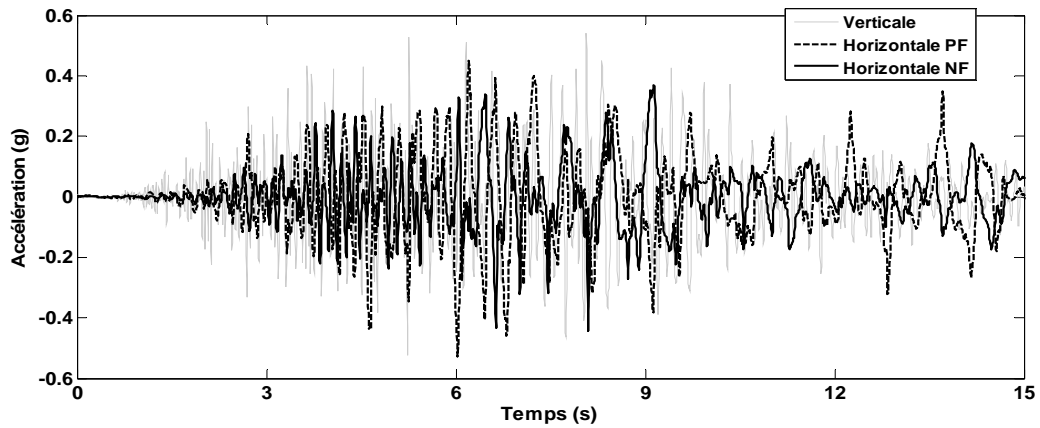
On commencera donc par la présentation des paramètres qui caractérisent le mouvement sismique vertical. Ensuite, on expose quelques preuves sur terrain des dommages causés par ce mouvement.

2.2. Caractéristiques du mouvement sismique vertical

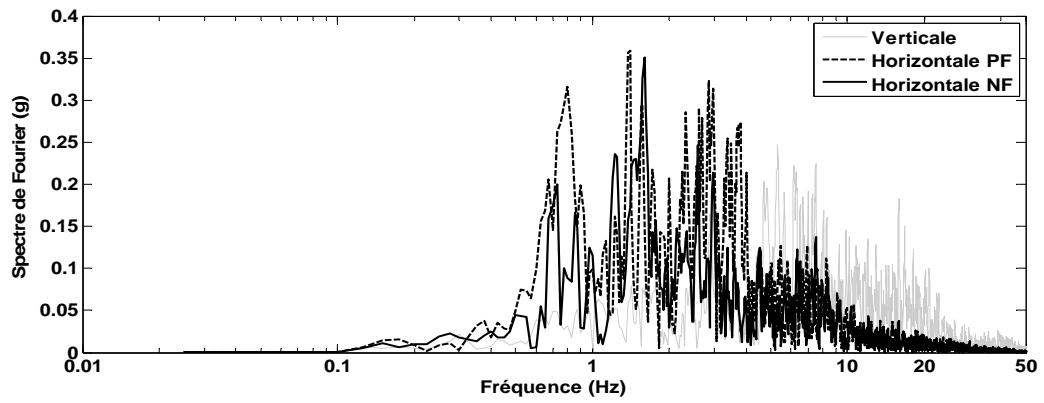
2.2.1. Contenu fréquentiel

La composante verticale du mouvement sismique est associée avec l'arrivée des ondes P (ondes primaires, longitudinales ou de compression) qui se propagent verticalement, tandis que la composante horizontale est due plus à la propagation des ondes S (ondes secondaires, transversales ou de cisaillement). La longueur de l'onde P est plus courte que celle de l'onde S, ce qui signifie que la composante sismique verticale a un contenu en haute fréquences beaucoup plus élevé que la composante horizontale.

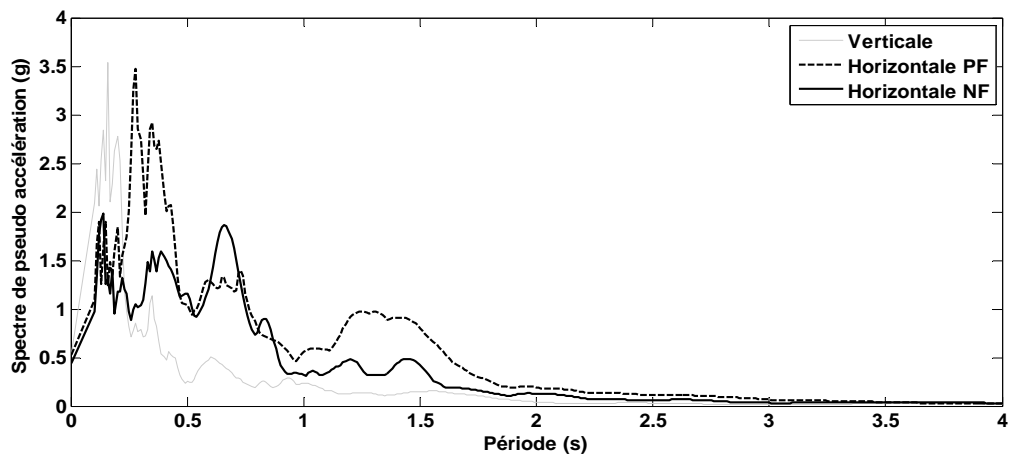
Les figures 2.1 (a) et 2.2 (a) montrent la variation des composantes horizontales Normale à la Faille (NF) et parallèle à la faille (PF) ainsi que la composante verticale des mouvements sismiques de Loma Prieta (1989) mesuré à la Station Capitola en Californie, et de Northridge (1994) enregistré à la station Sylmar Converter en Californie. Ces enregistrements sont choisis à partir de la base de données PEER NGA (Pacific Earthquake Engineering Research next generation attenuation project data base). On représente également les amplitudes des spectres de Fourier et de pseudo accélération (Fig 2.1 (b-c) et Fig 2.2 (b-c)). Ces figures confirment que la composante sismique verticale est riche en contenu en hautes fréquences par rapport aux composantes horizontales. Par conséquent, un tel contenu en hautes fréquences est équivalent à des grandes amplifications dans la gamme des courtes périodes, qui coïncident souvent avec les périodes verticales de vibration des structures en béton armé, provoquant ainsi une amplification significative des réponses sismiques.



(a) ACCELERATION

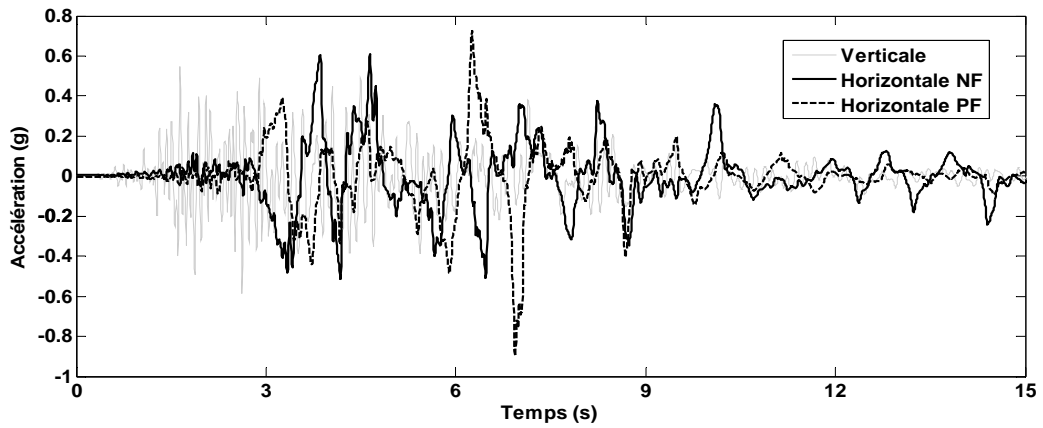


(b) SPECTRE DE FOURIER

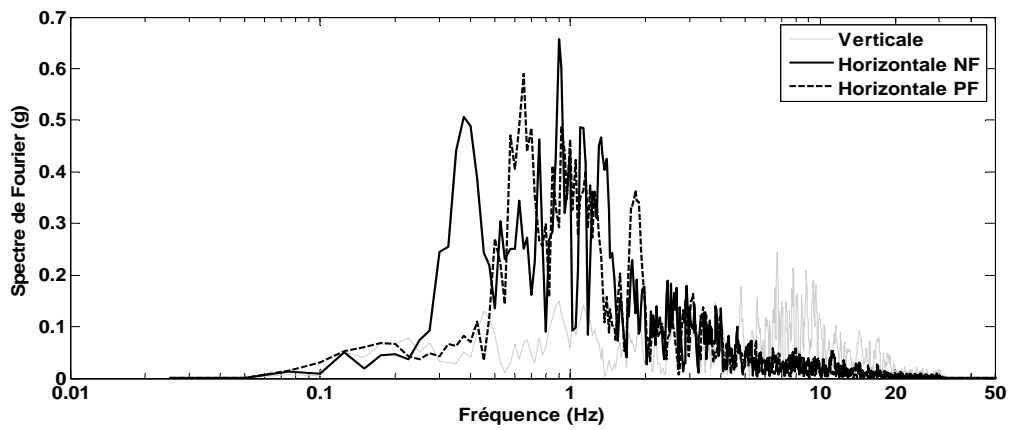


(c) SPECTRE DE PSEUDO ACCELERATION

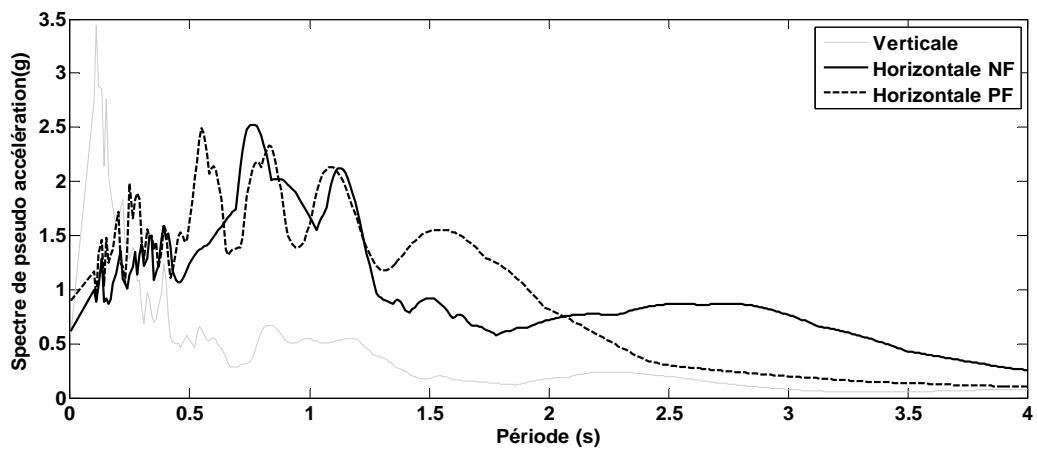
Figure 2.1 Caractéristiques du mouvement sismique vertical de Loma Prieta, Californie, 1989. (Station Capitola).



(a) ACCELERATION



(b) SPECTRE DE FOURIER



(c) SPECTRE DE PSEUDO ACCELERATION

Figure 2.2 Caractéristiques du mouvement sismique vertical de Northridge, Californie, 1994. (Station Sylmar Converter).

2.2.2. Rapport des accélérations maximales (V/H)

L'importance de la composante verticale du mouvement sismique est souvent caractérisée par le rapport des accélérations maximales verticales sur les accélérations maximales horizontales (V/H). Quelques codes comme l'UBC 1997, suggèrent la mise à l'échelle d'une forme spectrale, dérivée de la composante horizontale en utilisant une moyenne de V/H égale à 2/3. Cette procédure a été initialement proposée par Newmark et al (1973). En conséquence, toutes les composantes du mouvement sismique ont le même contenu fréquentiel. Cependant, ce dernier est certainement différent, comme il a été montré dans la section 2.2.1. En outre, la règle 2/3 pour V/H est non sécuritaire dans le champ proche et trop conservatrice dans le cas des grandes distances épicentrales.

Ceci a été montré par plusieurs études, qui ont fourni des éléments de preuve pour confirmer le manque de conservatisme de la règle de 2/3, telles que Abrahamson et Litehiser (1989), Ambraseys et Simpson (1996) comme le montre la figure 2.3. Ainsi, Collier et Elnashai (2001) ont prouvé que le rapport V/H est supérieur à 1 dans un rayon de 5 Km de la source sismique, et supérieur à 2/3 dans un rayon de 25 Km, ils ont montré aussi que ce rapport V/H dépend de la magnitude.

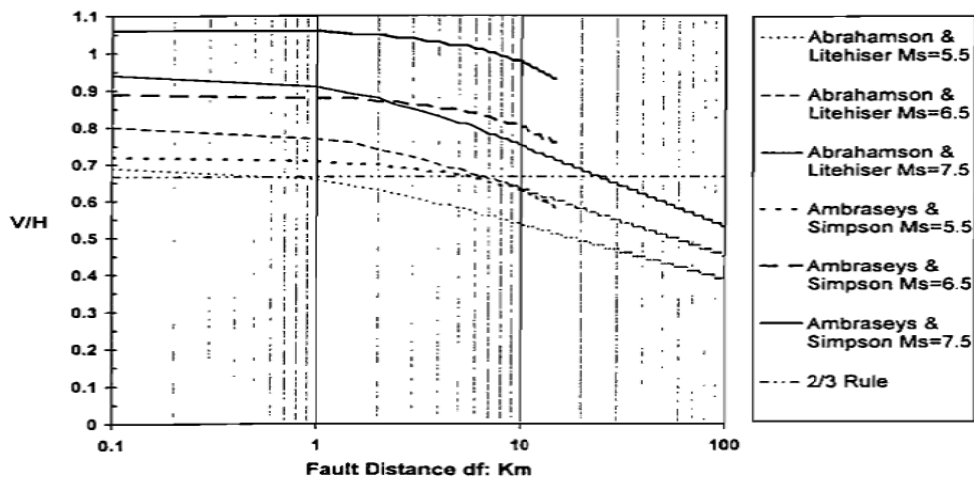


Figure 2.3 Comparaison des courbes d'atténuation de V/H de Abrahamson et Litehiser (1989), et Ambraseys et Simpson (1996) avec la règle des 2/3 (Elnashai et Papazoglou 1997)

En 2004, Bozorgnia et Campbell ont montré que le rapport V/H peut dépasser 1, et même atteindre 1.8 pour des grandes magnitudes et en champ proche. Récemment, Xie et al (2010) ont indiqué que pour des distances moins de 30 Km de la faille, le rapport V/H varie entre 0.7 à 1.1, comme il peut dépasser 1.4 en champ proche.

Kim et al (2011) ont présenté les rapports V/H d'un ensemble de 452 enregistrements sismiques choisis de la base de données PEER NGA (Figure 2.4). Ces enregistrements sont sélectionnés pour des distances des sources moins de 50 km, et des magnitudes $M_w \geq 6$, ainsi que des accélérations maximales de 0,1 g ou plus. Ils ont conclu selon la répartition des rapports V/H que la règle de 2/3 de V/H peut sérieusement sous-estimer les actions sismiques sur les structures situées près de la source et surestimer les actions sismiques à grandes distances de la source. Ils ont observé également que les rapports V/H pour la plupart des cas sont moins de 2.0, mais ils peuvent aussi dépasser 2.5 comme le montre la figure 2.4.

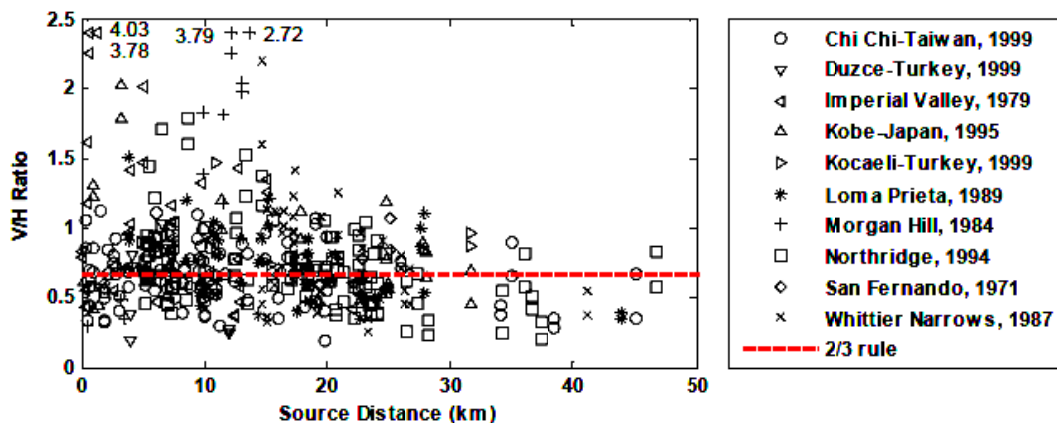


Figure 2.4 Distribution du rapport des accélérations maximales V/H par rapport aux distances des sources sismiques (Kim et al 2011)

On note aussi, le mouvement vertical important du séisme d'El Asnam, en Algérie du 10 Octobre 1980, de magnitude 7.3. L'accélération maximale horizontale a été estimée à environ 0.4 g, tandis que celle du sens vertical variait entre 0.5 et 0.6 g. Une autre

étude menée par Papastamatiou (1980) a estimé l'accélération verticale maximale à 1 g. Plusieurs répliques de magnitude allant jusqu'à 6.0 ont été enregistrées suite à la secousse principale. L'histoire temporelle des accélérations selon les trois directions mesurées durant la réplique du 08 Novembre 1980 est représentée dans la figure 2.5. On remarque que l'accélération maximale verticale égale à 0.31 g est plus importante que l'accélération maximale horizontale qui est de 0.21 g. (Earthquake Engineering Research Institute 1983)

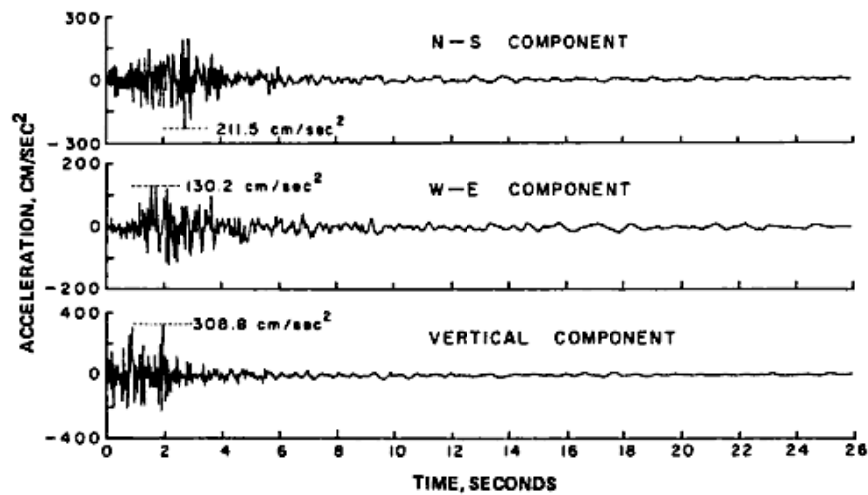


Figure 2.5 Accélérogrammes de la réplique du 08 Novembre 1980 du séisme d'El Asnam (magnitude 5.6) (Earthquake Engineering Research Institute 1983)

L'importance de la composante verticale a été également illustrée à partir du séisme de Boumerdes, en Algérie (2003), où une réplique de magnitude 5.8 est survenue six jours après le choc principal, une station installée à 7 Km de l'épicentre a enregistré les accélérations suivantes (AFPS 2003):

- Composante Est-Ouest : 0.29 g
- Composante Nord-Sud : 0.13 g
- Composante Verticale : 0.4 g

Il ressort une composante verticale largement supérieure aux composantes horizontales près de la source sismique. Ce qui résulte des rapports V/ H dépassant 1.3.

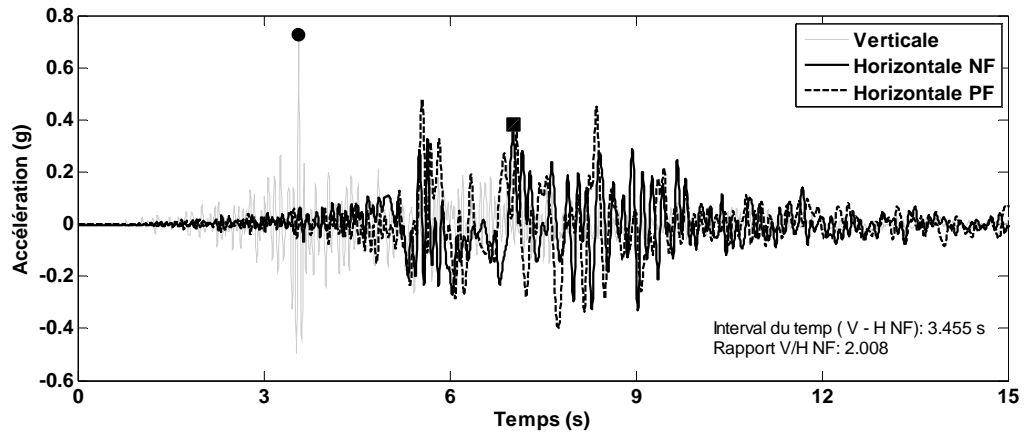
2.2.3. Intervalle de temps entre les pics des mouvements sismiques vertical et horizontal

Le mouvement sismique vertical est aussi caractérisé par l'intervalle de temps entre les pics des composantes sismiques horizontale et verticale. L'arrivée tôt du mouvement vertical avant l'horizontal peut provoquer des secousses verticales à la structure, et par conséquent, la réponse structurelle sera significativement affectée. D'autre part, la coïncidence des pics des mouvements vertical et horizontal peut causer des niveaux élevés de risque sismique dans la structure.

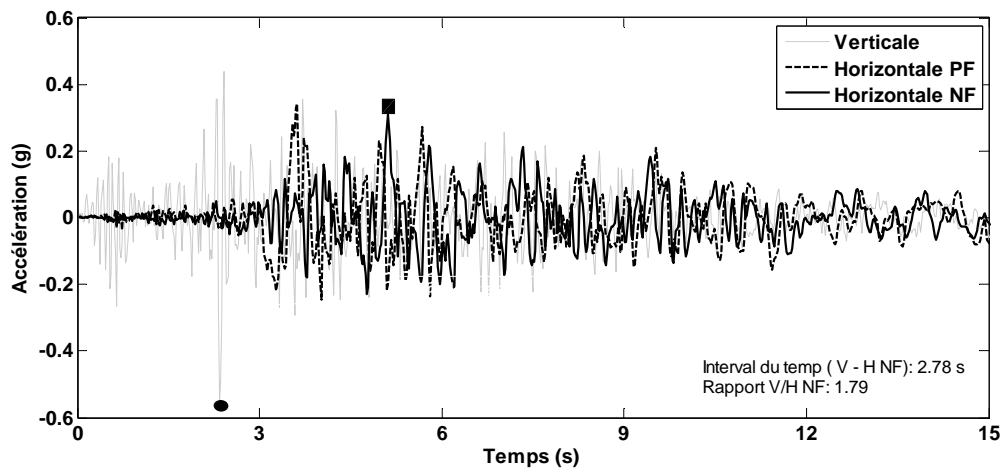
La figure 2.6 présente des exemples d'enregistrements sismiques (PEER NGA Data base) montrant l'arrivée du pic du mouvement vertical avant l'horizontal, avec un intervalle de temps $\geq 2.78s$. Tandis que d'autres exemples indiquent une coïncidence proche dans le temps de ces pics, comme c'est illustré dans la figure 2.7. Dans les deux cas on a des rapports V/H élevés ≥ 1.22 .

En 2001, Collier et Elnashai ont étudié la variation des intervalles de temps entre les pics en utilisant 32 enregistrements de deux séismes de magnitude $M_w = 6.3$ et $M_w = 6.5$, avec des distances des sources variables, et des conditions de site similaires. Ils ont conclu que l'intervalle de temps entre les pics augmente avec la distance de la source et qu'il dépend de la magnitude, alors qu'il est presque nul pour des distances moins de 5 km de la source.

La figure 2.8 montre la distribution menée par Kim et al (2011), de l'intervalle de temps entre les pics des mouvements sismiques horizontal et vertical représentés dans la figure 2.4. Les conditions du site et d'azimut ne sont pas prises en compte afin de se concentrer sur la tendance générale de l'intervalle de temps. Il a été déduit que l'intervalle de temps entre les pics varie avec la distance de la source, mais à moins de 5 secondes pour la plupart des cas.

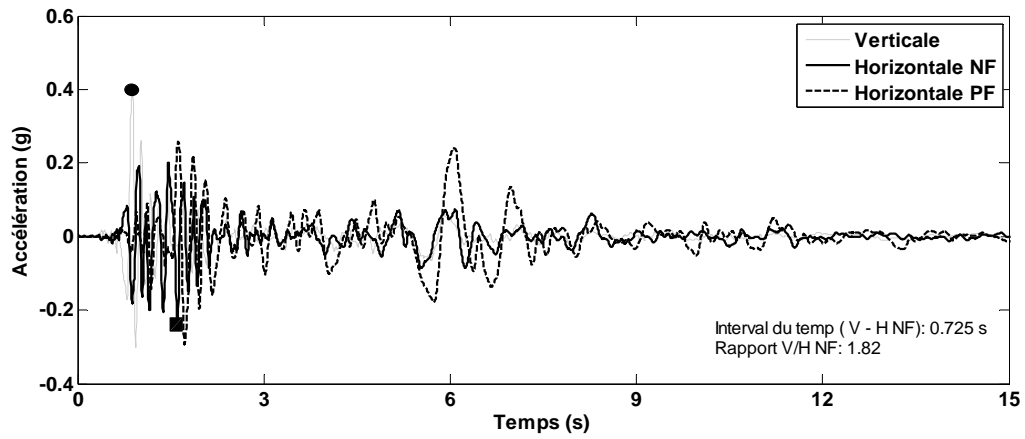


(a) Station El Centro Differential Array, Séisme d'Imperial Valley, Californie (1979).

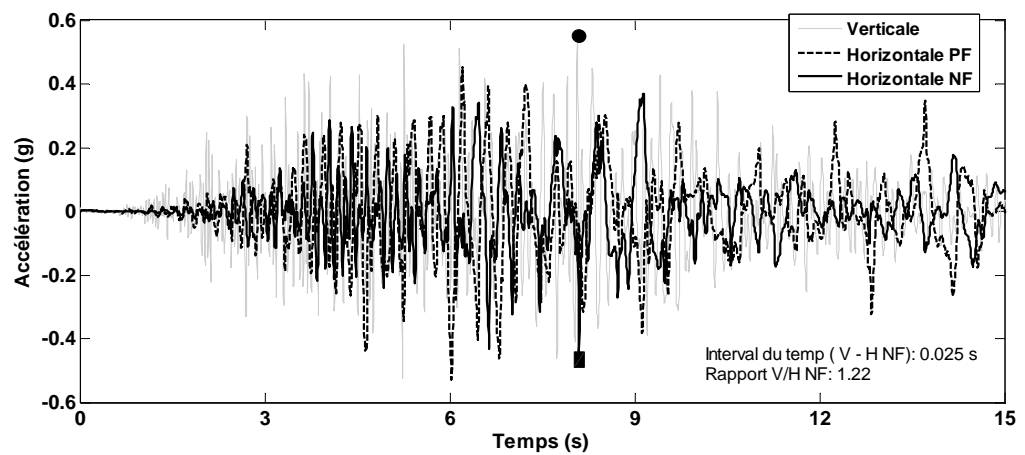


(b) Station Arleta Fire, Séisme de Northridge, Californie (1994).

Figure 2.6 Exemples des enregistrements sismiques montrant le cas de non coïncidence des pics des mouvements verticaux et horizontaux



(a) Station Gilroy Array #6 , Séisme de Morgan Hill, Californie (1984).



(b) Station Capitola , Séisme de Loma prieta, Californie (1989).

Figure 2.7 Exemples des enregistrements sismiques montrant les cas de coïncidence des pics des mouvements verticaux et horizontaux

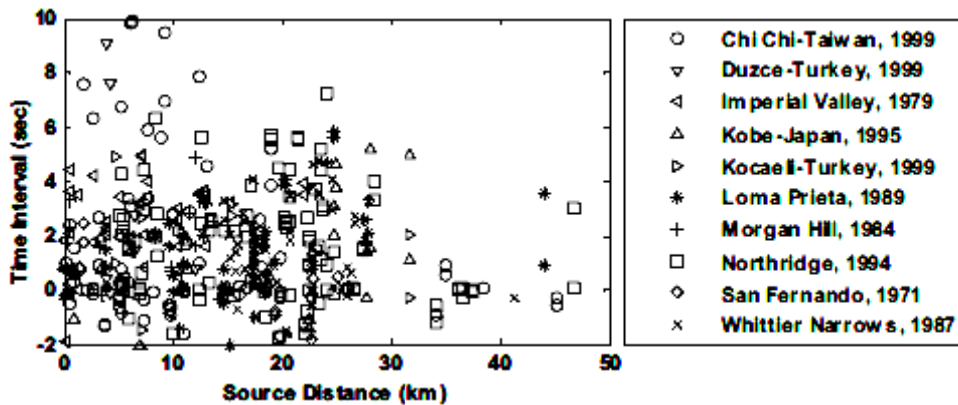


Figure 2.8 Distribution de l'intervalle de temps par rapport aux distances des sources sismiques (Kim et al 2011)

2.3. Des preuves sur terrain des dommages dus au mouvement sismique vertical

Après divers séismes tels que Imperial Valley (1979), Loma Prieta (1989), Northridge (1994) en Californie, Hyogo-ken Nanbu (Kobe) en Japon (1995), Boumerdes en Algérie (2003), Yogyakarta en Indonésie (2006) et L'Aquila en Italie (2009), une abondance des preuves sur terrain montrent l'endommagement des structures en béton armé par le mouvement sismique vertical.

Commençant par la figure 2.9 qui présente la détérioration des poteaux du RDC de l'immeuble des services d'Imperial Valley en Californie par le séisme d'Imperial Valley. La figure 2.10 montre l'effondrement partiel ou total des tabliers des deux niveaux du viaduc de Cypress de l'autoroute (880) d'Oakland en Californie suite à l'endommagement des piles au cours du séisme de Loma Prieta.



Figure 2.9 Détérioration des poteaux du RDC de l'immeuble des services d'Imperial Valley durant le séisme d'Imperial Valley (1979) (Faison et al 2004).

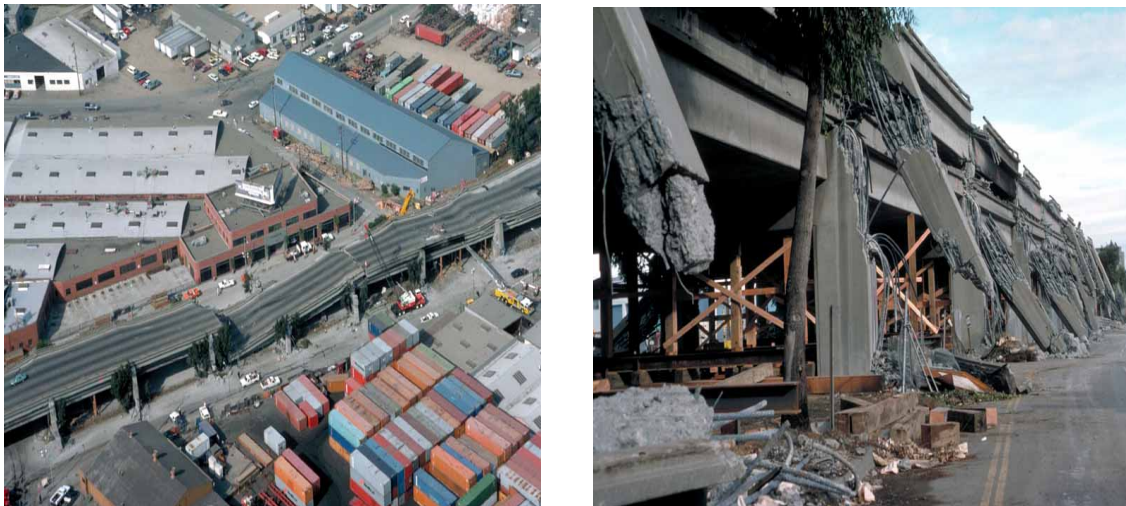


Figure 2.10 Endommagement du viaduc de Cypress de l'autoroute (880) Oakland Californie par le séisme de Loma Prieta (1989)
(U.S. Geological Survey 1999)

Le pont receveur-distributeur (36) de l'autoroute (I10) de Santa Monica en Californie, situé à quelque 25 km au sud-est de l'épicentre a subi des dommages importants durant le séisme de Northridge, dont l'ampleur était au niveau des piles. En particulier, la pile 6 a été la plus endommagée. La rupture par cisaillement a eu lieu dans la moitié inférieure de cette pile où le béton non confiné a été complètement effrité sur la hauteur, et le noyau de béton a été désagrégé, ainsi que toutes les barres longitudinales ont été flambées symétriquement et les cercles transversaux se sont ouverts, laissant à la pile des déformations permanentes axiales, comme le montre la figure 2.11 (b). Les preuves mènent que l'effondrement de cette pile, peut être partiellement attribué à la réduction instantanée de la résistance au cisaillement causée par le mouvement vertical ainsi que la variation de la charge axiale de la pile 6. D'autres types des dommages par cisaillement sont présentés dans les figures 2.11 (a) et 2.11 (c), pour le haut de la pile 5 où se présente la rotule plastique, puis la pile 8 avec une rupture par cisaillement typique. (Papazoglou et Elnashai 1996)

De plus, parmi des nombreux dommages des ponts lors du séisme de Kobe au Japon, un mode de rupture remarquable a été observé, qui est fortement attribuable à une augmentation des forces de compression axiales de la pile causée par le mouvement sismique vertical (Papazoglou et Elnashai 1996). En particulier, des ruptures par compression ont été induites, illustrées par un flambement symétrique vers l'extérieur des armatures longitudinales et l'écrasement du béton à mi-hauteur des piles circulaires, les dommages ont été observés le long d'une série de piles de l'autoroute Hanshin, (voir la figure 2.12).



(a) Pile 5



(b) Pile 6



(c) Pile 8

Figure 2.11 Différents types de dommages pour les piles du receveur-distributeur (36)
de l'autoroute de Santa Monica (I10) pendant le séisme de Northridge (1994).
(Papazoglou et Elnashai 1996)



Figure 2.12 Rupture par compression d'une série de piliers de l'autoroute de Hanshin par le séisme de Kobe (1995). (Papazoglou et Elnashai 1996)

On note aussi des dégâts provoqués par la composante verticale durant le séisme de Boumerdes en Algérie, que ce soit par la secousse principale du 21 Mai 2003 de magnitude $M_w=6.8$, ou les cinq répliques de magnitude supérieure à 5.0, qui ont eu lieu dans la semaine qui a suivie le choc principal, dont la plus forte était de magnitude 5.8 avec une composante verticale très importante. Cette dernière était à l'origine de l'effondrement total d'une tour de 15 niveaux à Reghaia, déjà fortement ébranlée par le séisme principal comme le montre la figure 2.13(a). De plus, les cellules en béton des silos de grains de la société Eriad de Corso ont été sérieusement endommagés dont plusieurs ont été fissurées horizontalement sur le pourtour. La fissuration visible s'est produite principalement dans la partie inférieure (3 à 6 mètres) au-dessus du sol. L'accélération verticale a joué un rôle non négligeable dans la rupture en compression du béton des cellules, ceci expliquerait l'écrasement du béton et le flambement des armatures verticales comme l'indique la figure 2.13(b). (AFPS 2003).



(a) La tour de 15 étages à Reghaia



(b) Les cellules en béton endommagées des silos de grains de la société Eriad de Corso

Figure 2.13 Détériorations dues au séisme de Boumerdes (2003)

Les préjudices causés aux bâtiments par le mouvement sismique vertical ont été observé dans le séisme de Yogyakarta en Indonésie. C'est un séisme destructif de magnitude $M_w = 6,3$ qui a frappé la région centrale de l'île de Java en Indonésie le 27 Mai 2006, provoquant d'énormes dégâts et la perte de vies et des biens. Elnashai et al (2006) ont rapporté leurs observations sur le terrain. Parmi les dégâts observés, ceux au stade GOR Sport, ce dernier est une structure en béton armé à deux étages. Le mécanisme d'effondrement observé est la rupture des poteaux du périmètre du deuxième niveau par flexion vers l'intérieur. Cela pourrait être dû au mouvement sismique vertical aboutissant à de très grandes forces verticales appliquées sur le toit lourd, qui a entraîné la rupture vers l'intérieur de tous les poteaux du périmètre (voir la figure 2.14).



Figure 2.14 Dommages du stade GOR Sport causés par le séisme de Yogyakarta (2006)
(Elnashai et al 2006)

L'excitation verticale provoque une augmentation uniforme des forces axiales de réponse de tous les poteaux de même étage. Par conséquent, on peut en déduire que les poteaux intérieurs sont plus vulnérables au mouvement sismique vertical. Des exemples de rupture des poteaux intérieurs présentés par Elnashai et al (2006) sont illustrés à la figure 2.15. Les poteaux intérieurs de l'hôtel IBIS (Indonésie) (figure 2.15 (a)) sont principalement endommagés par compression, tandis que ceux de l'institut d'art Indonésien ont subi des déformations causées par l'interaction de la compression et du cisaillement, (voir la figure 2.15 (b)).



(a) 1^{er} étage, Hôtel IBIS (Indonésie)



(b) 1^{er} étage, Institut d'art Indonésien

Figure 2.15 Ruptures des poteaux intérieurs par le séisme de Yogyakarta (2006)
(Elnashai et al 2006)

Suite au récent séisme de L'Aquila en Italie du 06 Avril 2009 de magnitude de 6.3, il a été constaté plusieurs dommages au niveau des structures en béton armé, en maçonnerie, et des éléments non structuraux des bâtiments, en particulier ceux soutenus par des portes à faux, comme le montre la figure 2.16. Ces modes de rupture et d'effondrement ont été attribués aux effets des actions sismiques verticales sur les structures. (Di Sarno et al 2011)

Les observations sur terrain présentées ci dessus indiquent qu'il existe des modes de rupture qui ne peuvent pas être expliqués en considérant seulement la réponse au cisaillement et à la flexion. Dans de tels cas, il est possible que l'augmentation des charges axiales fournisse une justification plus convaincante des dommages observés. Cela signifie que les structures en béton armé peuvent subir des dommages dus à la réduction de la résistance causée par la variation des forces axiales provoquées par le mouvement sismique vertical fort. Cependant, cet effet de charge axiale n'est pas normalement comptabilisé dans le processus de conception.



Figure 2.16 Effondrements des structures en béton armé, en maçonnerie, et des éléments non structuraux durant le séisme de L'Aquila (2009) (Di Sarno et al 2011)

2.4. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons présenté les caractéristiques du mouvement sismique vertical. En premier lieu, sa richesse en contenu en hautes fréquences, c'est-à-dire des grandes amplifications dans la gamme des courtes périodes, qui coïncident souvent avec les périodes verticales de vibration des structures en béton armé, provoquant une amplification significative des réponses. Le second paramètre est le rapport d'accélération maximale (V/H), où nous avons cité des études qui ont confirmé le manque de conservatisme de la règle de 2/3 de V/H. Cette dernière peut sous-estimer les actions sismiques sur les structures près de la source et les surestimer à grandes distances de la source. La dernière caractéristique présentée était l'intervalle de temps entre les pics des mouvements sismiques vertical et horizontal, où nous avons exposé des exemples qui montrent d'une part l'arrivée tôt du pic du mouvement vertical avant l'horizontal pouvant ainsi engendrer des secousses verticales à la structure et affecter significativement la réponse structurelle, et d'autre part la coïncidence des pics des mouvements sismiques vertical et horizontal peut causer des niveaux élevés de risque sismique dans la structure. En plus, nous avons cités quelques études qui ont déduit que l'intervalle de temps entre les pics varie avec la distance de la source.

Enfin, nous avons exposé plusieurs structures endommagées par différents séismes qui ont formé des preuves des dommages causés par le mouvement sismique vertical.

Dans le chapitre suivant on va présenter quelques études menées dans la littérature concernant l'effet de la composante sismique verticale sur la réponse dynamique des structures en béton armé, et les directives de quelques codes de conception parasismique modernes relatives au mouvement sismique vertical. Enfin, une méthode d'évaluation de la résistance au cisaillement des éléments sera détaillée.

Chapitre 3.

Mouvement sismique vertical :

Etat de l'art et vue d'ensemble de quelques codes sismiques modernes

3.1. Introduction

Différentes études concernant les effets du mouvement sismique vertical sur les ponts et les bâtiments seront présentées au début de ce chapitre. Par la suite on va exposer les directives de quelques codes de conception parasismique modernes relatives au mouvement sismique vertical.

Enfin, puisque le mouvement sismique vertical a une incidence directe sur le comportement au cisaillement des éléments en béton armé, une méthode d'évaluation de la résistance au cisaillement des éléments sera présentée.

3.2. Etudes antérieures relatives à l'effet du mouvement sismique vertical sur les structures en béton armé

3.2.1. Effets sur les ponts en béton armé

Plusieurs études ont été publiées concernant l'effet de la composante sismique verticale sur les ponts en béton armé. En 1991 Saadeghvaziri et Foutch ont étudiés

l'importance relative de la composante verticale du mouvement sismique sur la réponse inélastique des ponts routiers. Ils ont montré que le mouvement sismique vertical génère des variations des forces axiales des fûts, ce qui entraîne un changement de résistance au cisaillement. Il a été conclu que les dommages causés par la composante verticale sont minimes pour les mouvements sismiques d'accélération maximale de 0,4 g ou moins. Par contre, la structure peut subir des dommages plus importants pour les mouvements sismiques d'accélération maximale de 0,7 g ou plus.

Broderick et Elnashai (1995) ont effectué une analyse non linéaire en 3-D d'un pont routier endommagé par le séisme de Northridge (1994) en vue d'évaluer les paramètres de réponse critique. Ils ont utilisé deux méthodes d'analyses, statique équivalente et dynamique temporelle sous les trois composantes sismiques, appliquées soit séparément ou en combinant deux à trois composantes, et en employant l'enregistrement le plus proche disponible du séisme, celui de la station de Santa Monica City Hall. Ils ont observé que l'analyse dynamique sous un mouvement sismique uni axial n'a pas réussi à obtenir des résultats satisfaisants, tandis que l'analyse non linéaire en employant des excitations multiaxiales offre une solution potentiellement précise si et seulement si un modèle correct de la structure peut être développé. Ils ont constaté que le mouvement sismique vertical a causé une grande variation des charges axiales au niveau des piles, en minimisant leurs résistances au cisaillement, cette constatation est compatible avec le mode de rupture observé sur le terrain.

Yu (1996) a analysé les effets de la composante verticale du mouvement sismique sur les piles, les fondations, et les appareils d'appuis des trois ponts viaduc en utilisant l'enregistrement de la station Sylmar Hôpital (Northridge) comme un mouvement d'entrée. L'étude a montré l'augmentation de plus de 20% des forces axiales par rapport à celles dues aux charges permanentes, et une augmentation de 7% du moment longitudinal sur la pile.

Papazoglou et Elnashai (1996) ont prouvé l'importance d'étudier l'effet du mouvement sismique vertical sur les structures, en analysant les preuves de terrain de

trois séismes soutenues par des études analytiques. Ils ont confirmé que la rupture structurelle peut en résulter à cause de la traction directe ou la compression ainsi que par l'effet du mouvement sismique vertical sur les réponses au cisaillement et à la flexion.

Button et al (2002) ont évalué la réponse de six différents ponts soumis aux composantes combinées horizontales et verticales des mouvements sismiques de magnitudes de 6.5 et 7.5. Ils ont réalisé des analyses spectrales pour les six ponts et des analyses dynamiques linéaires temporelles pour trois sur six ponts, ainsi qu'une analyse non linéaire pour un seul pont. A partir des analyses linéaires, ils ont conclu que la réponse horizontale n'est pas significativement influencée par le mouvement sismique vertical, tandis que les forces axiales ont été largement affectées, en particulier quand le pont est situé à une distance de la faille de moins de 10 à 20 km. Ils ont trouvé également à partir de l'analyse non linéaire que la réponse horizontale n'est pas sensiblement influencée par le mouvement vertical. Cependant ils ont indiqué que cette dernière observation ne peut pas être généralisée puisque l'analyse non linéaire était effectuée seulement pour un cas.

Kunnath et al (2008) ont étudié deux types des ponts routiers :

- Un pont à deux travées avec une pile de deux fûts, en considérant six différentes configurations structurelles.
- Un pont à quatre travées avec trois piles en considérant trois différentes configurations structurelles.

L'objectif de cette étude était d'évaluer les dispositions du SDC 2006 (Caltrans Seismic Design Criteria) relatives à l'incorporation du mouvement sismique vertical dans la conception des ponts routiers. Ils ont conclu que la composante verticale du mouvement sismique affecte de manière significative les forces axiales dans les piles et les moments des tabliers à mi travée et au niveau des chevêtres, Ils ont aussi déduit que l'amplification des moments négatifs à mi travée était un principal problème qui doit être pris en compte dans le SDC. Ils ont recommandé de réexaminer deux critères du SDC, le premier était la prise en compte du mouvement sismique vertical seulement

pour les sites où l'accélération maximale est d'au moins 0.6 g, le deuxième était de considérer le mouvement sismique vertical en appliquant une force égale à 25 % des charges permanentes.

Récemment, Kim et al (2011) ont présenté une évaluation analytique de l'effet du mouvement sismique vertical sur les piles de deux ponts en béton armé. Le premier est le pont receveur-distributeur (36) de l'autoroute (I10) de Santa Monica, endommagé durant le séisme de Northridge (1994). Le second est le pont N°04 choisi à partir des exemples de dimensionnement des ponts du FHWA (Federal Highway Administration). Ces études sont effectuées en utilisant une série d'enregistrements sismiques avec différents rapports (V/H) et intervalles de temps entre les pics des mouvements sismiques horizontal et vertical. Les auteurs ont conclu que:

- La période de vibration de la réponse inélastique est significativement affectée en incluant le mouvement sismique vertical pour le pont de Santa Monica. Tandis qu'elle augmente légèrement avec l'augmentation du rapport V/H pour le pont N°04 du FHWA. Cependant, une corrélation claire entre la période de vibration et l'intervalle de temps entre les pics n'a pas été observée.
- Pour les deux ponts les déplacements latéraux peuvent augmenter ou diminuer avec l'augmentation de l'amplitude verticale. La différence varie de -34% à +24% pour le pont de Santa Monica et de -7% à +11% pour le pont N°04 du FHWA.
- Quand le rapport V/H s'accroît, une augmentation considérable dans la variation des forces axiales dans les piles est observée.
- Dû au mouvement sismique vertical, les moments des piles varient, et tendent à s'accroître avec l'augmentation des rapports V/H. Pour certains enregistrements, les moments augmentent en raison des hautes variations des forces axiales, même si les déplacements latéraux sont réduits.
- L'augmentation considérable dans la variation des forces axiales due au mouvement sismique vertical conduit à une réduction remarquable des résistances aux cisaillements jusqu'à 30%.

- Le temps d'arrivée a un effet minime sur la variation des forces axiales et les efforts tranchants. Cependant, l'intervalle du temps d'arrivée a plutôt un effet important sur la résistance au cisaillement, où les changements sont de l'ordre de -10% à +17% pour le pont de Santa Monica, et de -7% à +18% pour le pont N° 04 de FHWA, comparativement à la réponse observée lorsque les pics des mouvements horizontal et vertical se coïncident.
- Les piles des ponts en béton armé soumises aux composantes sismiques combinées horizontales et verticales pourraient être plus vulnérables que celles soumises seulement au mouvement sismique horizontal. Par conséquent, l'inclusion du mouvement sismique vertical dans l'analyse est recommandée pour une évaluation sismique fiable des ponts en béton armé à proximité des failles actives, où le rapport V/H est susceptible d'être élevé.

3.2.2. Effets sur les bâtiments en béton armé

Parmi les études relatives à celle de l'effet de la composante sismique verticale sur les bâtiments en béton armé, on cite Antoniou (1997) qui a analysé un bâtiment en béton armé de 8 étages, en considérant une haute classe de ductilité de l'EC8 (Eurocode 8) et une accélération de conception de 0,3 g. Il a conclu que dû au mouvement sismique vertical la demande en force de compression a augmenté jusqu'à 100% ou même plus, tandis qu'une force importante de traction s'est développée dans les poteaux. Cette variation importante des forces axiales a augmenté la possibilité de rupture par cisaillement des poteaux.

Ainsi que l'étude de Ghobarah et Elnashai (1998) qui ont étudié un bâtiment en béton armé de 3 étages non ductile et un autre de 8 étages conçus selon l'EC8. Ces analyses ont montré que la composante verticale du mouvement sismique n'a pas affecté significativement les déplacements des planchers ainsi que les déplacements entre étages, alors qu'elle entraînait des dommages accumulés de 10% à 20%. Ils ont conclu aussi que le coefficient de comportement est affecté significativement suite à

l'introduction du mouvement sismique vertical, dans certains cas ce coefficient marque une baisse de 30%.

Collier et Elnashai (2001) ont proposé des procédures pour évaluer l'importance du mouvement sismique vertical, en indiquant quand ce mouvement doit être inclus dans le calcul sismique des bâtiments, et une démarche pour combiner les effets des actions sismiques verticales et horizontales. Ils ont analysé une structure en béton armé de 4 étages de type construction européenne des années 1960. Leur recherche est concentrée sur l'effet lié à la période verticale de vibration en considérant divers rapports de V/H et intervalles de temps entre les accélérations maximales horizontale et verticale. Il a été constaté que l'effet d'interaction entre les deux mouvements sismiques horizontal et vertical en fonction de l'intervalle de temps est significatif lorsque l'intervalle de temps entre les pics est inférieur à 2 secs. Ainsi, ils ont conclu que la période verticale de vibration peut être sensiblement affectée par les amplitudes d'accélération verticale et horizontale. Par conséquent des propositions sont faites pour incorporer ces amplitudes dans le calcul des périodes verticales de vibration élastique et inélastique. Ce en considérant également le couplage entre ces deux périodes.

Mwafy et Elnashai (2006) ont réalisé des analyses importantes avec trois différents groupes de structure en béton armé comprenant :

- Une structure (poteaux-poutres) irrégulière de 8 étages.
- Une structure (poteaux-poutres) régulière de 12 étages.
- Une structure mixte (poteaux-poutres-voiles) de 8 étages.

Où chaque groupe de structure a quatre types différents de conception, ayant un total de douze bâtiments en béton armé. Ils ont conclu que l'effet du mouvement sismique vertical augmente quand la contribution de l'action sismique latérale est relativement petite, comme dans les cas des bâtiments peu élevés et des poteaux intérieurs des étages supérieurs pour les structures à hauteurs importantes. Ils ont indiqué que seulement quand le mouvement sismique vertical était inclus, les paramètres de la réponse globale peuvent augmenter de plus de 22% au PGA de conception, les déplacements entre

étages à l'état de limitation des dommages sont fréquemment atteints pour des séismes de faibles intensités, une augmentation des forces axiales de compression dans les poteaux allant jusqu'à 45%, une détection des forces de traction, ainsi qu'une augmentation presque de 58% de la demande de ductilité en courbure. Cependant ils ont vu que la robustesse et la grande marge de sécurité des poteaux conçus par les codes sismiques modernes protègent involontairement les poteaux de la rupture par cisaillement.

Récemment, Di Sarno et al (2011) ont réalisé de nombreuses analyses dynamiques paramétriques non linéaires sur deux modèles structuraux simplifiés, dimensionnés en considérant seulement les charges gravitaires. Ces modèles types comprennent un poteau en porte à faux et une structure poteaux-poutres composée de deux étages où chaque plancher repose sur six poteaux. Les sollicitations sismiques appliquées sont les composantes horizontales et verticales enregistrées lors du séisme de l'Aquila (Italy) en 2009. Ils ont constaté que la variation des charges axiales est significative dans les poteaux sous les chargements combinés des composantes sismiques horizontales et verticales, en particulier en compression. L'augmentation moyenne des charges de compression varie entre 174% et 59% pour les différentes valeurs de l'effort normal réduit considérées. Lorsque ces dernières sont élevées, les points d'interaction charge axiale-moment fléchissant calculés se trouvent au delà des seuils des courbes d'interaction, ce qui indique que la rupture peut se produire. Ils ont également remarqué que les fortes variations des charges axiales dans les poteaux ont affecté significativement la résistance au cisaillement. Ainsi, les poteaux centraux des structures à plusieurs étages sont fortement touchés par les chargements combinés des composantes sismiques horizontales et verticales. De plus, ils ont enregistré des forces de traction au niveau des poteaux de petite à moyenne charge gravitaire. Finalement, ils ont conclu qu'une fiable évaluation sismique des systèmes poteaux-poutres exige la combinaison entre les composantes sismiques horizontale et verticale, en particulier pour les sites situés à proximité des failles actives. Cependant, ils ont recommandé de soutenir ces résultats par d'autres recherches expérimentales et numériques.

3.3. Vue d'ensemble des codes sismiques modernes relatifs au mouvement sismique vertical

Dans les codes sismiques, la composante sismique verticale est représentée différemment. On cite par la suite quelques exemples.

3.3.1. Uniform Building Code (UBC), 1997

Suivant l'UBC 1997, la composante sismique verticale est définie comme suit :
Pour un calcul Statique Equivalent, le chargement sismique dû à la composante sismique verticale est égal à $0.5C_aID$ pour le calcul des forces de dimensionnement, et peut être pris zéro pour les contraintes admissibles de conception, avec :

C_a : coefficient sismique.

I : facteur d'importance.

D : charges permanentes

Dans le cas d'un calcul dynamique, la composante sismique verticale est définie en multipliant l'accélération horizontale par un facteur de 2/3. D'autres facteurs peuvent être utilisés lorsqu'ils sont justifiés par les données propres de chaque site. Dans le cas où le facteur du champ proche N_a est supérieur à 1, un spectre de réponse vertical spécifique au site doit être utilisé au lieu du facteur de 2/3. A noter que le facteur du champ proche N_a est utilisé dans ce code pour la détermination du coefficient sismique C_a dans la zone sismique 4, lié à la proximité du bâtiment ou structure de la faille connue.

On retrouve également dans ce règlement, une recommandation spécifique aux zones 3 et 4 relative à l'effet du mouvement sismique vertical sur les portes à faux horizontaux et les éléments en béton précontraint, où il faut appliquer une force ascendante égale à $0.7C_aIW_p$, avec :

W_p : Poids propre de l'élément en porte à faux.

3.3.2. Le code parasismique européen Eurocode 8

3.3.2.1. Eurocode 8, 2005, Partie 1

Selon l'Eurocode 8 Partie 1, pour les trois composantes de l'action sismique, une ou plusieurs autres formes de spectre de réponse peuvent être adoptées selon les sources sismiques et leurs magnitudes.

La composante verticale de l'action sismique doit être représentée par un spectre de réponse élastique $S_{ve}(T)$, calculé en utilisant les expressions (3.1) à (3.4).

$$0 \leq T \leq T_B : \quad S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 3,0 - 1) \right] \quad (3.1)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : \quad S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot \eta \cdot 3,0 \quad (3.2)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : \quad S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot \eta \cdot 3,0 \left[\frac{T_C}{T} \right] \quad (3.3)$$

$$T_D \leq T \leq 4s : \quad S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot \eta \cdot 3,0 \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \quad (3.4)$$

Avec :

$S_{ve}(T)$: Spectre de réponse élastique pour la composante sismique verticale.

T : Période de vibration d'un système linéaire à un seul degré de liberté.

a_g : Accélération de calcul au niveau d'un sol de classe A.

a_{vg} : Accélération de calcul du sol suivant la direction verticale.

T_B : Limite inférieure des périodes correspondant au palier d'accélération spectrale constante.

T_C : Limite supérieure des périodes correspondant au palier d'accélération spectrale constante.

T_D : Valeur définissant le début de la branche à déplacement spectral constant.

η : Coefficient de correction d'amortissement.

Il est recommandé d'utiliser deux types de spectre : les types 1 et 2. Si les séismes qui contribuent le plus à l'aléa sismique défini pour le site dans le cadre de l'évaluation probabiliste de l'aléa ont une magnitude déduite des ondes de surface, M_s , inférieure ou égale à 5.5, il est recommandé d'adopter le type de spectre 2. Pour les cinq classes du sol A, B, C, D et E, les valeurs recommandées des paramètres qui décrivent les spectres verticaux sont données dans le Tableau 3.1. Ces valeurs recommandées ne s'appliquent pas aux sols spéciaux de classes S1 et S2. (Eurocode 8, 2005).

Spectre	a_{vg}/a_g	$T_B(s)$	$T_C(s)$	$T_D(s)$
Type 1	0,90	0,05	0,15	1,0
Type 2	0,45	0,05	0,15	1,0

Tableau 3.1 Valeurs recommandées des paramètres décrivant les spectres de réponses élastiques verticaux.

On trouve aussi dans l'Eurocode 8, que pour la composante sismique verticale, le spectre de calcul utilisé pour le dimensionnement en capacité est donné par les expressions (3.5) à (3.8).

$$0 \leq T \leq T_B : \quad S_d(T) = a_{vg} \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (3.5)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : \quad S_d(T) = a_{vg} \cdot \frac{2,5}{q} \quad (3.6)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : \quad S_d(T) = \begin{cases} = a_{vg} \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \cdot a_{vg} \end{cases} \quad (3.7)$$

$$T_D \leq T : \quad S_d(T) = \begin{cases} = a_{vg} \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta \cdot a_{vg} \end{cases} \quad (3.8)$$

Avec :

$S_d(T)$: Spectre de calcul.

β : Coefficient correspondant à la limite inférieure du spectre de calcul horizontal.

q : Coefficient de comportement.

Il convient généralement d'utiliser un coefficient de comportement q au plus égal à 1,5 pour tous les matériaux et tous les systèmes structuraux. L'adoption des valeurs de q supérieures à 1,5 dans la direction verticale doit être justifiée par une analyse appropriée.

En outre, l'Eurocode 8 suggère que si a_{vg} est supérieure à 0,25 g, il convient de prendre en compte la composante verticale de l'action sismique dans les cas suivants :

- Eléments de structure horizontaux ou presque horizontaux de 20 m de portée ou plus.
- Eléments horizontaux ou presque horizontaux en console de plus de 5 m de long.
- Eléments précontraints horizontaux ou presque horizontaux.
- Poutres supportant des poteaux.
- Structures sur appuis parasismiques.

Il est nécessaire de prendre en compte les effets de la composante sismique verticale seulement pour les cas suscités ainsi que les éléments supports ou les infrastructures qui leur sont directement associés.

Les composantes sismiques horizontales peuvent être associées à la composante sismique verticale selon les combinaisons suivantes :

$$E_{Edx} \pm 0,30 E_{Edy} \pm 0,30 E_{Edz} \tag{3.9}$$

$$0,30 E_{Edx} \pm E_{Edy} \pm 0,30 E_{Edz} \tag{3.10}$$

$$0,30 E_{Edx} \pm 0,30 E_{Edy} \pm E_{Edz} \tag{3.11}$$

Où :

E_{Edx} : Les effets de l'action dus à l'application de l'action sismique le long de l'axe horizontal x choisi pour la structure.

E_{Edy} : Les effets de l'action dus à l'application de la même action sismique, le long de l'axe horizontal orthogonal y de la structure.

E_{Edz} : Les effets de l'action dus à l'application de la composante verticale de l'action sismique.

Enfin, il est indiqué dans ce code que si une analyse statique non linéaire (en poussée progressive) est effectuée, la composante verticale de l'action sismique peut être négligée.

3.3.2.2. Eurocode 8, 2003, Partie 2

Dans la partie 2 de l'Eurocode 8 consacrée au calcul sismique des ponts, il est aussi recommandé d'introduire la composante sismique verticale dans le calcul, ce en respectant les recommandations suivantes :

- a) Chaque composante du séisme doit être quantifiée en termes de spectre de réponse ou spectre de puissance ou bien la représentation temporelle tel que définie dans la partie 1.
- b) Les effets de la composante sismique verticale sur les piles peuvent, en règle générale, être omis dans les zones de faible et moyenne sismicité. Dans les zones de forte sismicité ces effets doivent être étudiés seulement dans les cas exceptionnels quand les piles sont soumises aux contraintes élevées de flexion dues aux actions permanentes du tablier, ou lorsque le pont est situé à moins 5 km de la faille active.
- c) Les effets de la composante sismique verticale dans la direction ascendante pour les tabliers en béton précontraint, doivent toujours être étudiés.
- d) Les effets de la composante sismique verticale sur les appareils d'appuis doivent être évalués dans tous les cas.

- e) L'estimation des effets de la composante sismique verticale peut être effectuée en utilisant la méthode du mode fondamental et le modèle du tablier flexible.
- f) Le facteur de comportement pour les ponts dans le sens vertical sera toujours pris égal à 1.
- g) L'effet maximum probable de l'action E dû à l'apparition simultanée des actions sismiques le long des axes horizontales X, Y, et l'axe vertical Z, peut être estimé à partir des effets maximums des actions E_X , E_Y et E_Z dus à l'action sismique indépendante le long de chaque axe, comme suit :

$$E = \sqrt{E_X^2 + E_Y^2 + E_Z^2} \quad (3.12)$$

Alternativement, il suffit d'employer l'action sismique de conception A_{ED} la plus défavorable des combinaisons suivantes :

$$A_{EX} \pm 0,30 A_{EY} \pm 0,30 A_{EZ} \quad (3.13)$$

$$0,30 A_{EX} \pm A_{EY} \pm 0,30 A_{EZ} \quad (3.14)$$

$$0,30 A_{EX} \pm 0,30 A_{EY} \pm A_{EZ} \quad (3.15)$$

Où : A_{EX} , A_{EY} et A_{EZ} sont les actions sismiques de chaque direction respectivement X, Y et Z.

3.3.3. Règles Parasismiques Algériennes RPA 99, 2003

Dans le RPA99, 2003, on trouve une seule recommandation relative au mouvement sismique vertical, énoncée comme suit :

Les effets de la composante verticale de l'action sismique doivent être pris en compte dans le calcul des porte-à-faux de plus de 1,50 m de long et ceci, en zone sismique II_b et III. Où il faut appliquer une force ascendante nette :

$$F_v = 0,5 A W_p \quad (3.16)$$

Avec :

W_p : Poids propre de l'élément en porte à faux.

A : coefficient sismique de zone.

3.3.4. Règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art RPOA, 2008

Le RPOA 2008 met comme hypothèse de base la distinction des trois directions du séisme, longitudinale, transversale, verticale et leurs traitements de façon indépendante.

Selon le RPOA 2008, l'action sismique est définie par un spectre de réponse horizontal valable pour les deux composantes horizontales du mouvement et un spectre de réponse vertical valable pour la composante verticale. Ce dernier est donné en fonction de la période élastique (T) et du taux d'amortissement (ξ) de l'ouvrage par:

$$Sae^V(T)_{(m/s^2)} = \begin{cases} \alpha Ag \left(1 + \frac{T}{T_1} (2.5\eta - 1) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\alpha Ag\eta & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\alpha Ag\eta \left(\frac{T_2}{T} \right) & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\alpha Ag\eta \left(\frac{3T_2}{T^2} \right) & T \geq 3.0s \end{cases} \quad (3.17)$$

Avec :

$Sae^V(T)$: Spectre de réponse élastique pour la composante verticale.

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

A : Coefficient d'accélération de zone.

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

α : Coefficient qui tient compte de l'importance de la composante verticale en zone de forte sismicité : $\alpha = 0.7$ pour les zones sismiques I, IIa et IIb et 1.0 pour la zone sismique III.

T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site données dans le tableau ci après.

Site	S1	S2	S3	S4
T_1	0,15	0,15	0,20	0.20
T_2	0,30	0,40	0,40	0.40

Tableau 3.2 Valeurs de T_1, T_2 pour la composante verticale.

Suivant le RPOA 2008, le dimensionnement en capacité n'est considéré que pour les deux sens horizontaux. Pour la composante verticale, le coefficient de comportement q est pris égal à 1

Dans le RPOA 2008 on trouve aussi certaines recommandations relatives à la composante sismique verticale, qui sont données par les points suivants :

- 1) Dans les tabliers en béton précontraint, les effets de la composante sismique verticale ascendante doivent être examinés systématiquement.
- 2) Les effets de la composante sismique verticale sur les appareils d'appui et les attelages doivent être évalués dans tous les cas.
- 3) Les effets de la composante sismique verticale sur les piles peuvent être en général négligés, pour les zones de faible sismicité.

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 et Y et 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.

Les effets des différentes composantes du mouvement d'ensemble sont combinés de la manière suivante :

$$E = E_x \pm 0,30 E_y \pm 0,30 E_z \quad (3.18)$$

$$E = E_y \pm 0,30 E_x \pm 0,30 E_z \quad (3.19)$$

$$E = E_z \pm 0,30 E_x \pm 0,30 E_y \quad (3.20)$$

Où :

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

3.3.5. Quelques remarques relatives aux spectres de réponse verticaux de l'EC8 et du RPOA

En premier lieu on s'intéresse aux spectres de réponse en pseudo accélération suivant les deux directions horizontale et verticale donnés par le RPOA. En effet, on représente dans la figure 3.1 ces spectres normalisés par PGA horizontale pour les quatre types de sol S1, S2, S3 et S4, ce en supposant un amortissement visqueux de 5%. On remarque à travers cette figure que dans le cas de la zone sismique III, où le coefficient $\alpha = 1$, les deux spectres de réponses horizontale et verticale sont identiques pour les sites S1 et S2. Tandis que pour les autres sites on observe une réduction du palier d'accélération spectrale constant des spectres verticaux par rapport aux spectres horizontaux. Par ailleurs, pour les zones sismiques (I, IIa, IIb) on note que le spectre vertical est obtenu en multipliant le spectre horizontal par un coefficient $\alpha = 0.7$, avec un changement des périodes caractéristiques associées aux sites S3 et S4.

Afin de comparer les spectres donnés par le RPOA et ceux de l'EC8. On a tracé sur la même figure (figure 3.2) les spectres de réponse en pseudo accélération normalisés par PGA horizontale suivant les deux directions horizontale et verticale, ceci selon les deux règlements EC8 et RPOA pour un site rocheux. Cette figure montre que le spectre

de réponse verticale de l'EC8 présente un contenu fréquentiel réduit et une amplitude plus élevée par rapport au spectre horizontal du même code. On remarque aussi sa richesse en hautes fréquences. Alors que le spectre vertical du RPOA dans la zone III de sismicité très élevée est identique au spectre horizontal, et pour les zones sismiques (I, IIa, IIb) le spectre vertical est presque égale au $2/3$ du spectre horizontal.

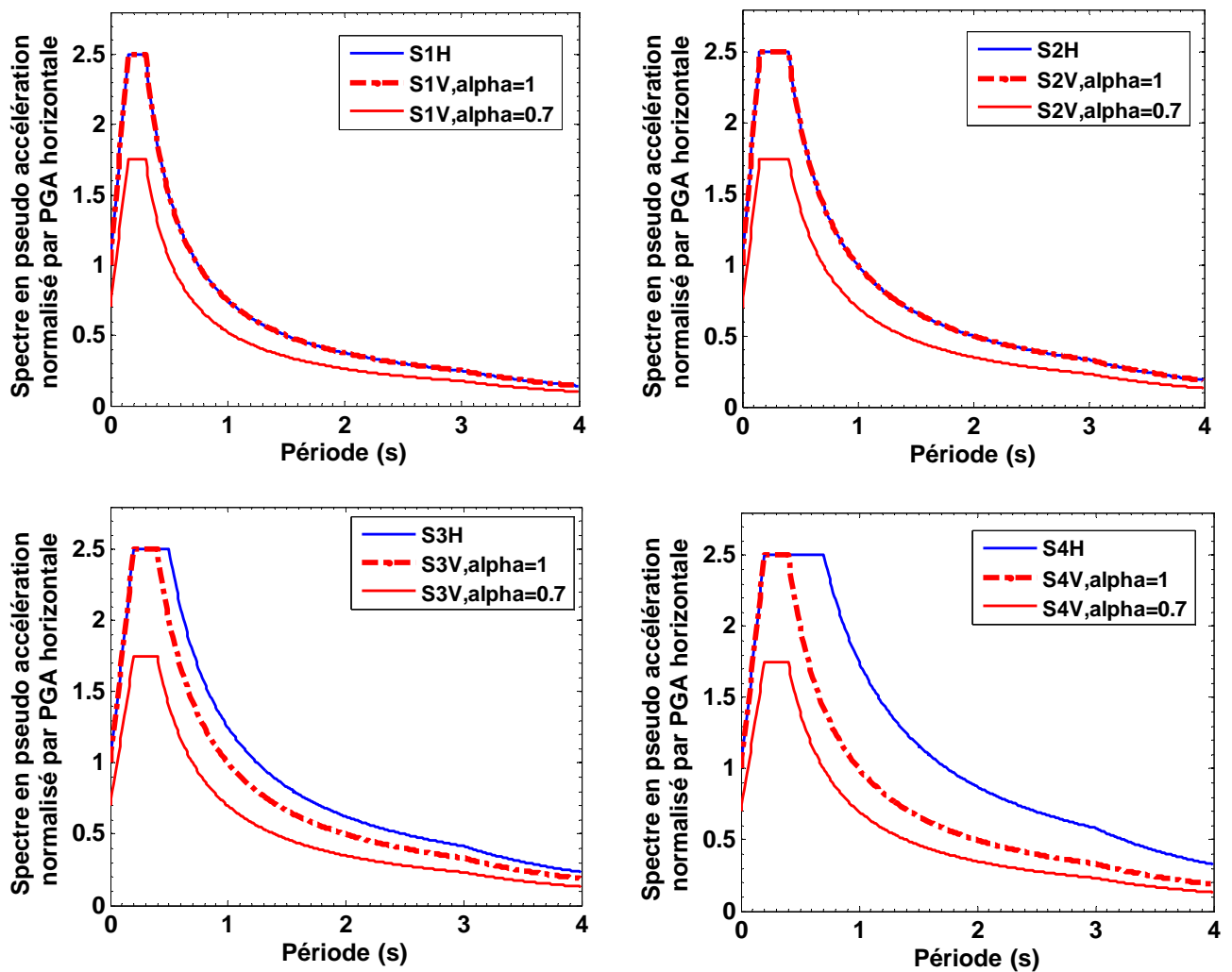


Figure 3.1 Spectres de réponse en pseudo accélération normalisés par PGA horizontale suivant les deux directions horizontale et verticale et pour les différents types de sol S1, S2, S3 et S4.

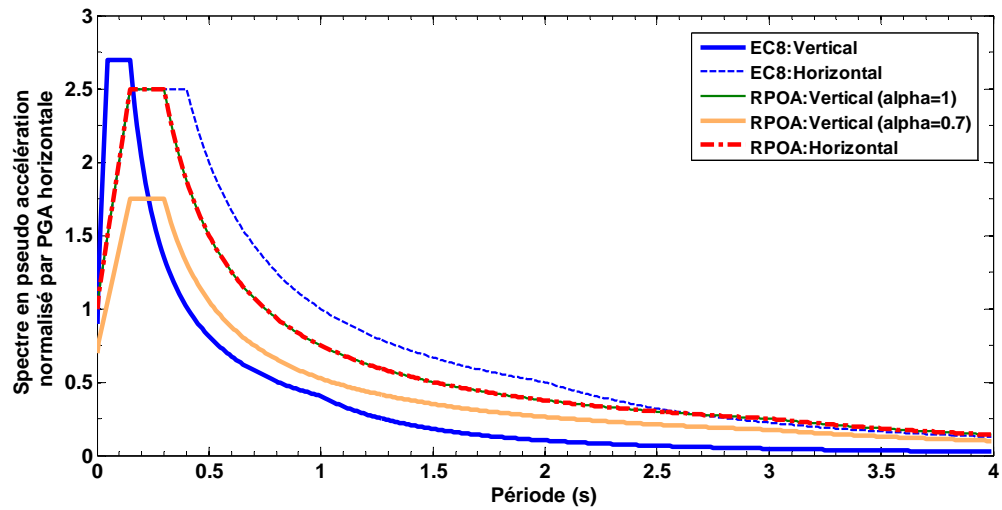


Figure 3.2 Spectres de réponse en pseudo accélération normalisés par PGA horizontale des codes EC8 et RPOA. (Site rocheux)

A titre d'exemple, on compare par la figure 3.3 les spectres de réponse normalisés de quelques accélérations verticales enregistrées durant les séismes de Loma prieta (1989) et Northridge (1994) avec les spectres verticaux normalisés des deux codes EC8 et RPOA. On constate que le spectre vertical de l'EC8 correspond bien aux spectres des accélérations verticales enregistrées en termes d'amplitude et de contenu fréquentiel.

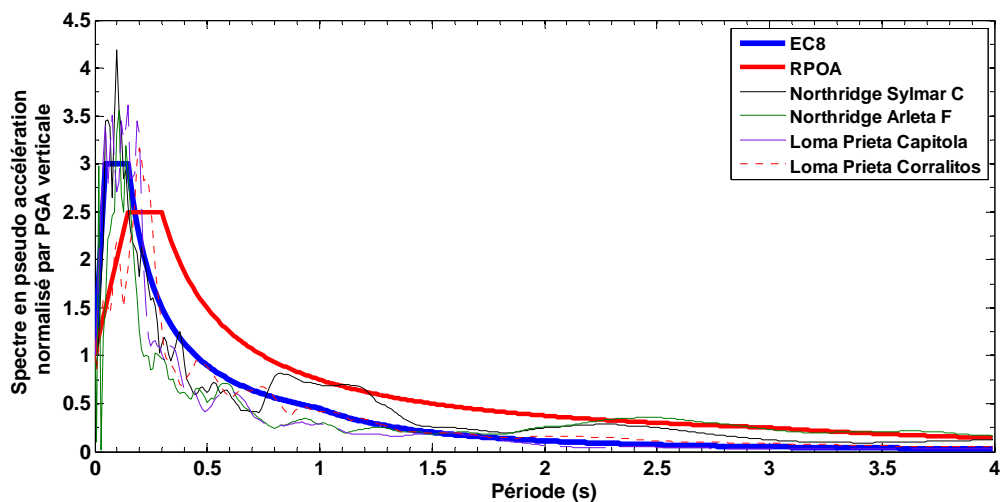


Figure 3.3 Comparaison des spectres de réponses normalisés de quelques accélérations verticales avec les spectres réglementaires normalisés de l'EC8 et du RPOA.

3.4. Evaluation de la résistance à l'effort tranchant par l'approche de Priestley

En général, les modèles de résistance au cisaillement fournis par la plupart des codes sont trop conservatifs et ne permettent pas une estimation correcte de la capacité de résistance des éléments structuraux à l'effort tranchant. Il convient donc de choisir d'autres formules pour fournir les valeurs de résistance plus proches aux résultats expérimentaux.

Dans la littérature diverses procédures ont été développées pour une meilleure définition de la résistance au cisaillement, telle que l'approche de Priestley et al (1994) utilisée dans cette étude. Selon cette approche analytique la résistance en cisaillement est donnée par la somme des contributions de l'acier V_s , du béton V_c et de l'effort normal V_p (Priestley et al 1994).

$$V_n = V_s + V_c + V_p \quad (3.21)$$

Avec :

$$V_s = \frac{A_v f_y D'}{s} \cot 30^\circ \text{ (Section rectangulaire)} \quad (3.22)$$

$$V_s = \frac{\pi A_v f_y D'}{2s} \cot 30^\circ \text{ (Section circulaire)} \quad (3.23)$$

Où :

A_v : La section totale des armatures transversales sur une hauteur s (espacement des cerces ou cadres).

D' : La distance entre les centres des cerces ou cadres périphériques dans la direction parallèle à la force de cisaillement appliquée, comme le montre la figure 3.4.

f_y : La limite élastique de l'acier.

La contribution du béton V_c est donnée par la formule suivante :

$$V_c = 0.8 A K \sqrt{f_c} \quad (3.24)$$

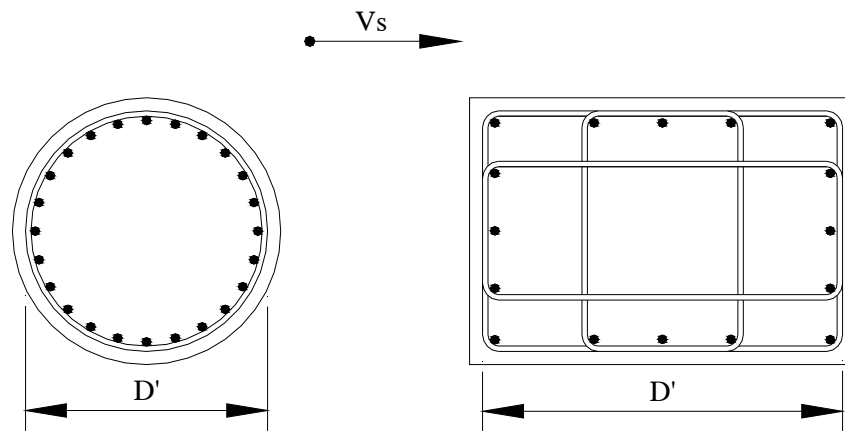


Figure 3.4 Définition de D' pour les sections circulaire et rectangulaire.

Où :

A : La section brute de l'élément.

$0.8A$: L'aire de la zone de cisaillement effective.

f_c : La résistance en compression du béton (en MPa).

K : Coefficient qui dépend de la ductilité demandée en flexion et varie de 0.29 à 0.05 comme le montre la figure 3.5 et le tableau 3.3.

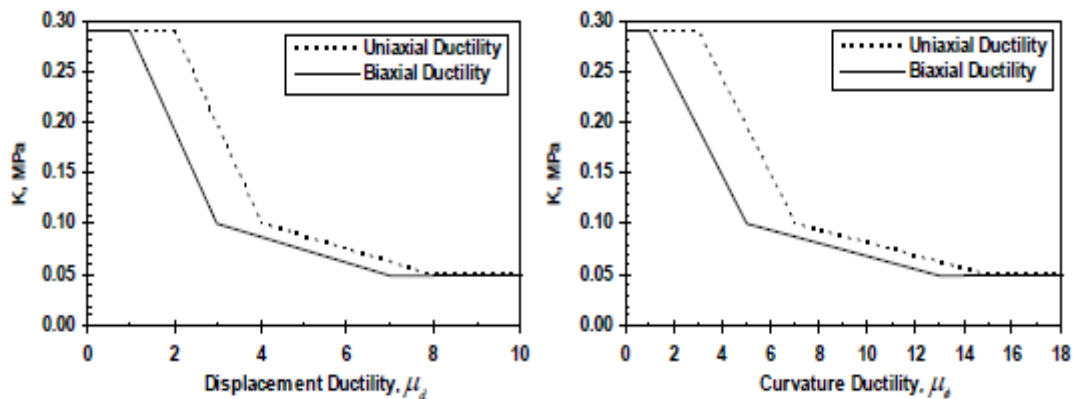


Figure 3.5 Variation du coefficient K en fonction de la ductilité (Priestley et al 1996).

Ductilité en déplacement μ_d	K	Ductilité en courbure μ_ϕ	K
$\mu_d \leq 1$	0.29	$\mu_\phi \leq 1$	0.29
$1 < \mu_d \leq 3$	$0.1+0.19x(3-\mu_d)/2$	$1 < \mu_\phi \leq 5$	$0.1+0.19x(5-\mu_\phi)/4$
$3 < \mu_d \leq 7$	$0.05+0.05x(7-\mu_d)/4$	$5 < \mu_\phi \leq 13$	$0.05+0.05x(13-\mu_\phi)/8$
$7 < \mu_d$	0.05	$13 < \mu_\phi$	0.05

Tableau 3.3 Coefficient K pour les différentes valeurs de ductilité (Priestley et al 1996).

Pour tenir en compte de la contribution de l'effort normal dans la résistance au cisaillement, Priestley et al ont supposé que l'effort normal est transmis par un mécanisme de bielles inclinées d'un angle α comme c'est détaillé dans la figure 3.6. V_p est défini par:

$$V_p = P \tan \alpha = \frac{D-C}{2a} P \quad (3.25)$$

Où :

P : Effort normal (force axiale).

α : Angle entre la fibre moyenne de l'élément et la droite reliant les points d'application des résultantes des contraintes de compression dans l'élément en béton.

D : La dimension ou le diamètre de la section.

C : La profondeur de la zone de compression qui peut être déterminée à partir d'une analyse flexionnelle.

a : La portée de cisaillement, qui est égale à $L/2$ pour une colonne en flexion double (Figure 3.6 (a)) et à L pour une colonne en porte à faux (Figure 3.6 (b)).

L'équation (3.25) implique que V_p augmente avec l'augmentation du rapport des dimensions de l'élément. Ainsi, pour les éléments élancés cette composante sera assez minime. De plus, pour une charge axiale croissante induisant une augmentation de la profondeur C et par conséquent la composante V_p va diminuer.

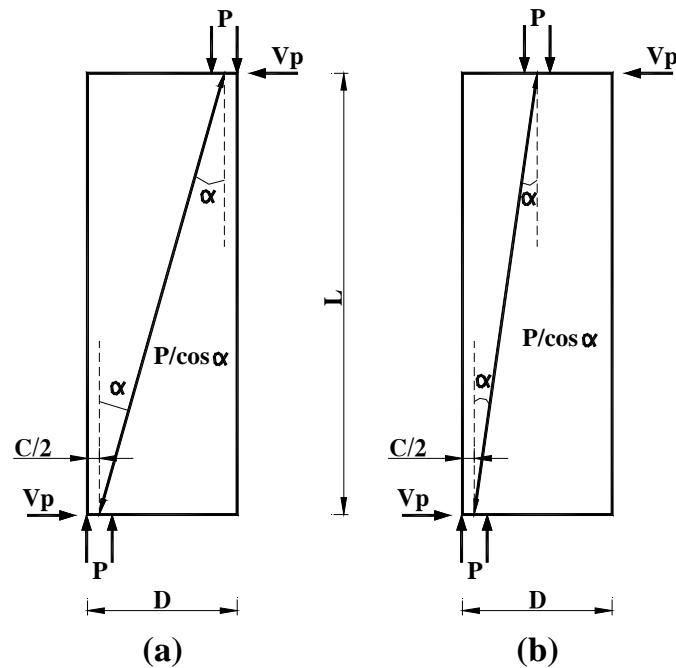


Figure 3.6 Contribution des forces axiales dans la résistance au cisaillement (Priestley et al 1994).

3.5. Conclusion

Une revue bibliographique relative à l'état de l'art en matière d'analyse des effets de du mouvement sismique vertical sur le comportement sismique des structures en béton armé a été présentée dans ce chapitre. L'examen de l'ensemble de ces travaux a montré principalement les différents effets du mouvement sismique vertical sur la réponse dynamique des structures.

Par la suite une vue d'ensemble sur les directives relatives au mouvement sismique vertical des codes parasismiques UBC97, EC8, RPA et RPOA on été présentées. On a constaté particulièrement que le spectre vertical proposé par l'EC8 est en bonne concordance avec les spectres des accélérations verticales enregistrées, que se soit en termes d'amplitude ou en contenu fréquentiel.

Le chapitre suivant sera consacré à l'analyse dynamique de ponts en béton armé sous l'effet du mouvement sismique vertical.

Chapitre 4.

Etude dynamique d'un cas de pont en béton armé sous l'effet du mouvement sismique vertical

4.1. Introduction

Dans ce chapitre, l'effet du mouvement sismique vertical sur la réponse dynamique d'un pont en béton armé va être étudié. Afin d'analyser les effets de la configuration géométrique du pont, comprenant les longueurs des travées (à la fois symétrique et asymétrique), et la hauteur de la pile, une étude paramétrique englobant des analyses modales et dynamiques temporelles linéaires sera établie pour les différentes configurations de pont.

4.2. Etude paramétrique du pont en béton armé

4.2.1. Présentation du pont

C'est un pont à deux travées et une seule pile, comme le montre la figure 4.1. Les dimensions de la pile et du tablier qui est en caisson sont ceux du pont de Santa Monica cité précédemment, leur détails sont présentés par les figures 4.2 et 4.3. La pile est supposée être encastree au niveau de ses deux extrémités. Pour les appuis de rives, la translation dans le sens longitudinal et la rotation autour de la direction transversale sont libres. Le but de cette étude est d'évaluer l'effet du mouvement sismique vertical sur

un pont en béton armé avec différentes configurations géométriques. Initialement, on a pris cinq configurations en variant les longueurs considérées égales des travées, de 10 m à 50 m. Ensuite on a varié le rapport des longueurs des travées de 0.20 à 1 avec une longueur totale du pont de 60 m. Finalement on a varié les hauteurs des piles de 4 m à 12 m, en utilisant le pont dont les longueurs égales des travées sont de 30 m. Ces différentes configurations de pont ont été modélisées en éléments finis en 3D en utilisant le code de calcul Sap 2000 version 14.

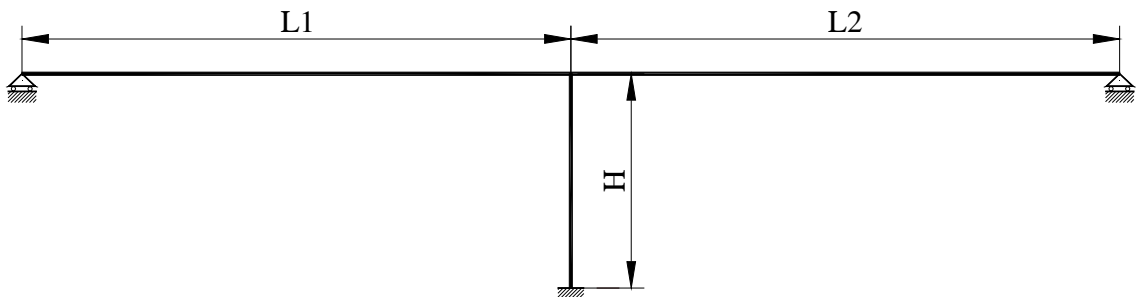
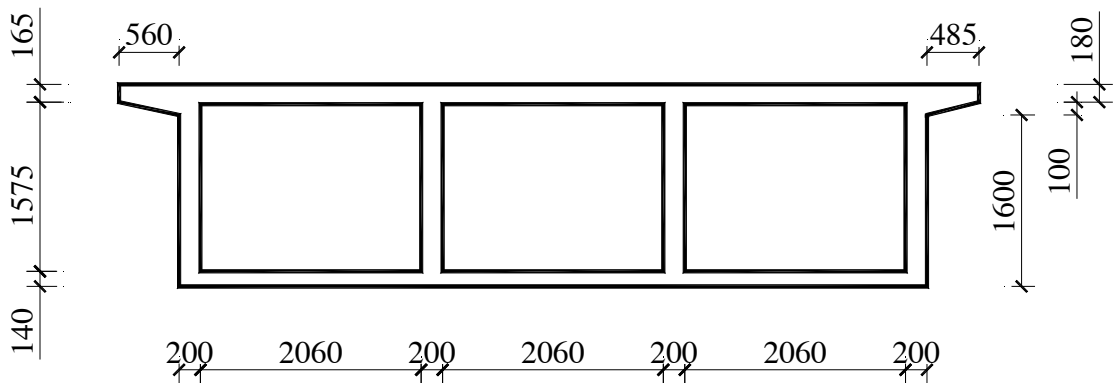


Figure 4.1 Description du pont



Les dimensions sont en millimètres

Figure 4.2 Section du tablier en caisson (Broderick et Elnashai 1995)

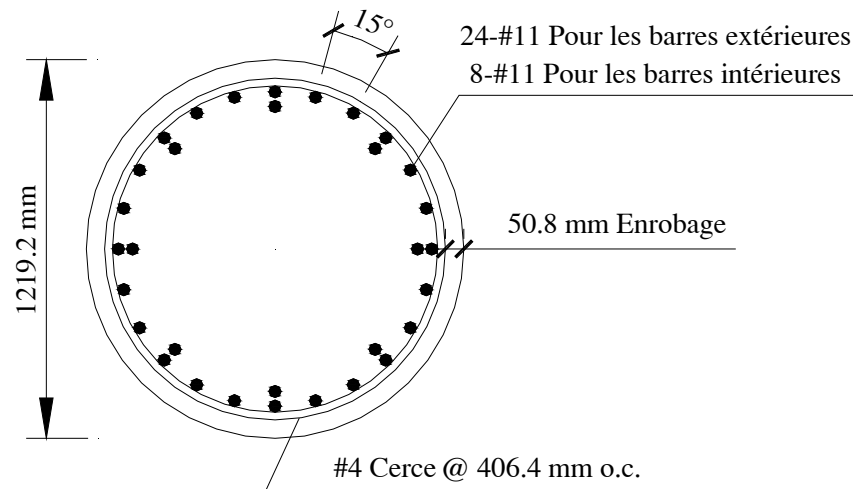


Figure 4.3 Section de la pile (Broderick et Elnashai 1995)

4.2.2. Analyse modale des différentes configurations de pont considérées

Une analyse modale a été établie pour l'ensemble des configurations de pont considérées. Les périodes fondamentales obtenues suivant les deux directions horizontales et la direction verticale sont présentées dans le tableau 4.1. On remarque pour le premier groupe, ponts symétriques avec variation des longueurs de travées, que les périodes fondamentales selon les trois directions augmentent avec l'accroissement des longueurs des travées, ceci est dû à l'augmentation de la masse. Cependant, dans le groupe de variation des rapports entre les longueurs des travées, les périodes fondamentales sont presque constantes suivant les directions longitudinale et transversale, tandis que selon la direction verticale les périodes fondamentales diminuent avec l'augmentation de ces rapports. Au niveau du troisième groupe, hauteur de la pile variable, on a observé une variation seulement pour les périodes fondamentales longitudinales qui s'accroissent avec l'augmentation des hauteurs des piles. C'est principalement dû à la diminution de la rigidité de la pile.

Réf	Longueurs des ponts (m)				Hauteur de la pile (m)	Période fondamentale (sec)		
	L1	L2	L1/L2	Total		Longitudinale	Transversale	Verticale
Variation des longueurs des travées								
L1	10.00	10.00	1.00	20.00	6.09	0.224	0.031	0.032
L2	20.00	20.00	1.00	40.00	6.09	0.318	0.076	0.077
L3	30.00	30.00	1.00	60.00	6.09	0.395	0.138	0.157
L4	40.00	40.00	1.00	80.00	6.09	0.479	0.209	0.269
L5	50.00	50.00	1.00	100.00	6.09	0.481	0.280	0.415
Variation des rapports des longueurs des travées								
R1	10.00	50.00	0.20	60.00	6.09	0.385	0.148	0.466
R2	17.10	42.90	0.40	60.00	6.09	0.402	0.144	0.348
R3	22.50	37.50	0.60	60.00	6.09	0.397	0.141	0.285
R4	26.70	33.30	0.80	60.00	6.09	0.396	0.139	0.143
R5	30.00	30.00	1.00	60.00	6.09	0.395	0.138	0.157
Variation des Hauteurs des piles								
H1	30.00	30.00	1.00	60.00	4.00	0.204	0.117	0.156
H2	30.00	30.00	1.00	60.00	6.00	0.387	0.138	0.157
H3	30.00	30.00	1.00	60.00	8.00	0.582	0.146	0.158
H4	30.00	30.00	1.00	60.00	10.00	0.804	0.149	0.159
H5	30.00	30.00	1.00	60.00	12.00	1.051	0.151	0.160

Tableau 4.1 Différentes configurations géométriques du pont et leurs périodes fondamentales.

4.2.3. Les mouvements sismiques sélectionnés

Les mouvements sismiques choisis pour cette étude sont ceux enregistrés durant le séisme de Loma prieta (1989) et de Northridge (1994). On a opté deux stations pour chaque séisme comme c'est détaillé dans le tableau 4.2.

Le tableau 4.3 présente les PGA, le rapport des accélérations maximales verticales sur les accélérations maximales horizontales (V/H) et l'intervalle du temps entre les pics des mouvements sismiques vertical et horizontal. Ainsi, pour chacun de ces enregistrements un nom de référence est affecté. Les mouvements choisis présentent des PGA verticales supérieures à 0.45g et des V/H supérieures à 0.65.

Séisme	Date	Magnitude M_w	Station	Distance (km)		V_{S30} (m/s)	Non de référence
				R_{jb}	R_{rup}		
Loma Prieta	18/10/1989	6.93	Capitola	8.7	15.2	288.6	LP-Cap
		6.93	Corralitos	0.1	3.9	462.2	LP-Cor
Northridge	17/01/1994	6.69	Arleta - Nordhoff Fire	3.3	8.7	297.7	N-ANF
		6.69	Sylmar-Converter	0.0	5.3	251.2	N-SC

R_{jb} : Distance de Joyner Boore

R_{rup} : Distance la plus étroite au plan de rupture

V_{S30} : Vitesse moyenne des ondes de cisaillement dans les 30 premiers mètres du sol

Tableau 4.2 Enregistrements sismiques sélectionnés pour l'étude analytique du pont.

Séisme	Station	Composante	PGA (g)	V/H	Intervalle de temps entre les pics H-V	Non de référence
Loma Prieta	Capitola	H PF	0.529	1.02	-2.04	LP-Cap L
		H NF	0.443	1.22	0.025	LP-Cap T
		V	0.541			LP-Cap V
	Corralitos	H PF	0.644	0.71	0.07	LP-Cor L
		H NF	0.479	0.95	1.50	LP-Cor T
		V	0.455			LP-Cor V
Northridge	Arleta - Nordhoff Fire	H PF	0.344	1.60	1.28	N-ANF L
		H NF	0.308	1.79	2.78	N-ANF T
		V	0.552			N-ANF V
	Sylmar-Converter	H PF	0.897	0.65	4.315	N-SC L
		H NF	0.612	0.96	2.02	N-SC T
	V	0.586			N-SC V	

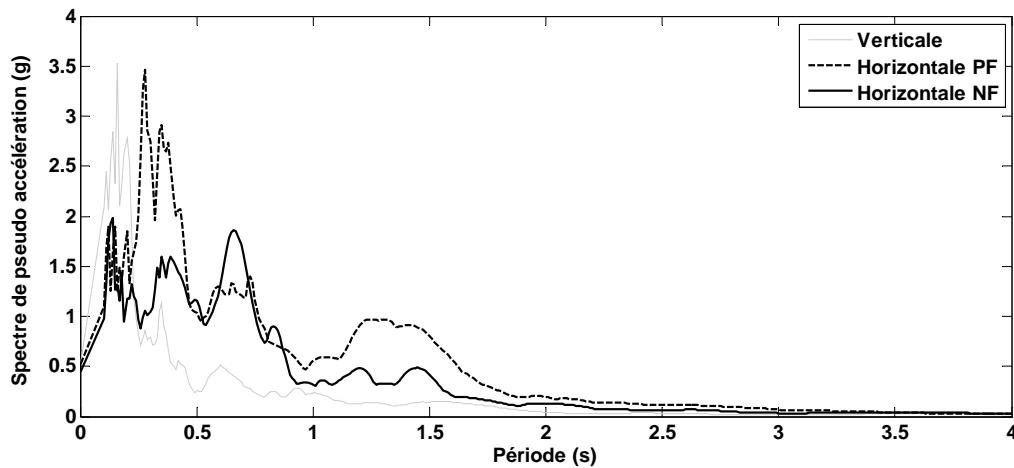
H NF: La composante horizontale normale à la faille

H PF: La composante horizontale parallèle à la faille

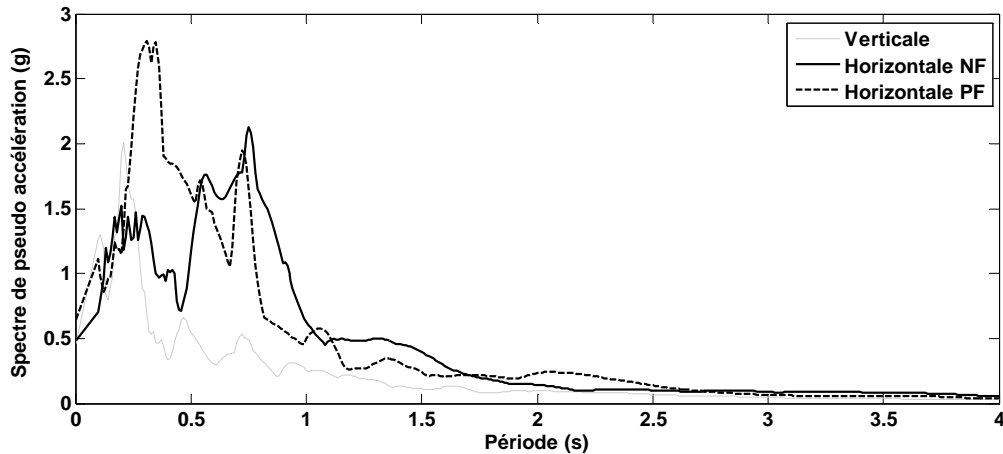
V: La composante verticale

Tableau 4.3 Les rapports V/H et les intervalles de temps entre les pics des séismes choisis.

Les périodes dominantes des séismes sélectionnés sont estimées à partir de leurs spectres des pseudo accélérations présentés dans les figures 4.4 et 4.5. Ces périodes sont regroupées dans le tableau 4.4. Ce dernier montre que les gammes de variation des périodes sont de 0.24 à 0.56 s, 0.14 à 0.76 s et 0.11 à 0.16 s respectivement pour les composantes longitudinale, transversale et verticale.

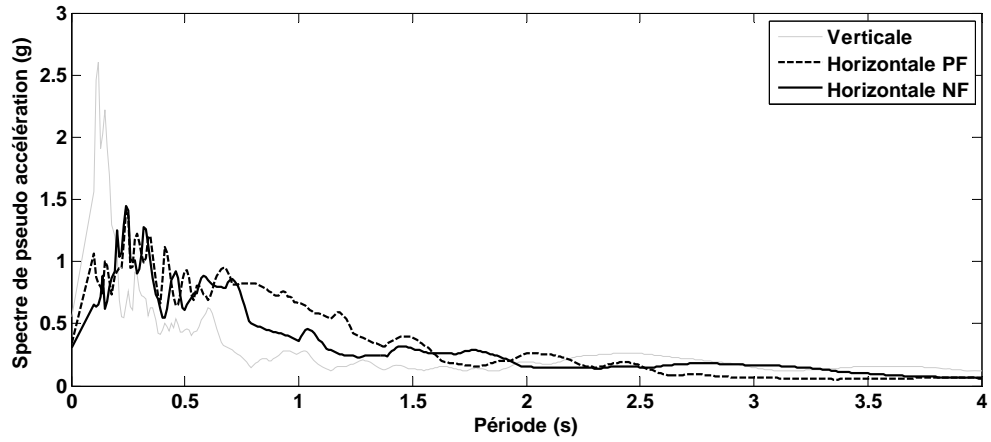


(a) Séisme de Loma Prieta, station Capitola

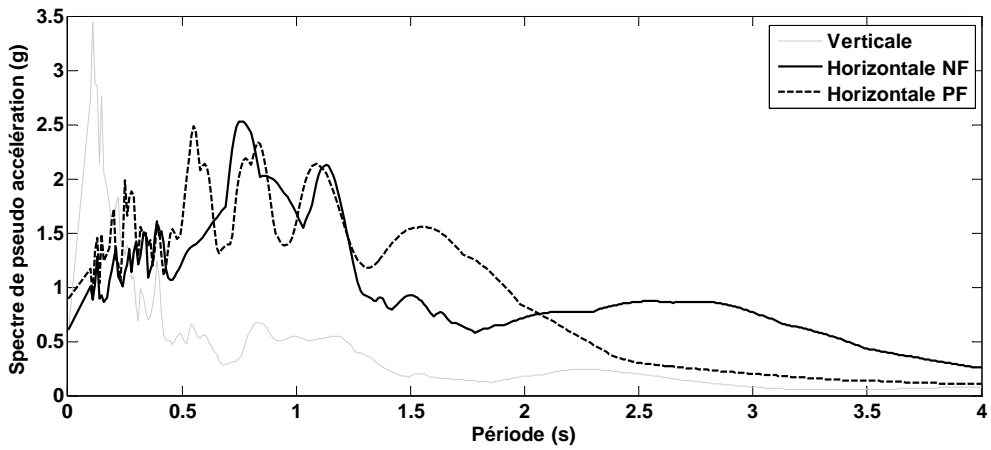


(b) Séisme de Loma Prieta, station Corralitos

Figure 4.4 Spectre de pseudo accélération du séisme de Loma Prieta.



(a) Séisme de Northridge, station de Arleta Nordhoff Fire



(b) Séisme de Northridge, station Sylmar Converter

Figure 4.5 Spectre de pseudo accélération du séisme de Northridge.

Séisme	Station	Non de référence	Période dominante		
			Longitudinale	Transversale	Verticale
Loma Prieta	Capitola	LP-Cap	0.277	0.138	0.158
	Corralitos	LP-Cor	0.309	0.742	0.212
Northridge	Arleta - Nordhoff Fire	N-ANF	0.243	0.236	0.116
	Sylmar-Converter	N-SC	0.559	0.760	0.109

Tableau 4.4 Les périodes dominantes des séismes sélectionnés.

4.2.4. Analyse dynamique temporelle linéaire des différentes configurations de pont considérées

Pour les quinze types de pont considérés en section 4.2.2, des analyses dynamiques temporelles linéaires ont été réalisées. Ceci en utilisant séparément quatre accélérogrammes relatifs aux séismes choisis dans la section 4.2.3. L'amortissement a été pris égal à 5% et les constantes d'amortissement sont déterminées à partir des deux fréquences : 0.95 Hz et 33 Hz. Ces fréquences sont proportionnelles aux maximum et minimum des périodes fondamentales citées en tableau 4.1. Ce choix a été fait afin de tenir en compte la gamme des hautes fréquences liées au mouvement sismique vertical. Afin de montrer l'influence du mouvement sismique vertical, les résultats de ces analyses seront présentés en quatre parties. La première concerne, la variation du rapport de la force sismique verticale développée sur la charge permanente du pont, la deuxième est relative à la contribution du mouvement sismique vertical à la variation des forces axiales, la troisième aborde l'effet du mouvement sismique vertical sur l'effort tranchant et sur la résistance au cisaillement, et dans la quatrième partie la variation des moments fléchissants au niveau du tablier sera étudiée.

4.2.4.1. Rapport de la force sismique verticale développée sur la charge permanente (E_v/G)

Les rapports (E_v/G) en fonction des trois groupes de configurations géométriques considérés pour les quatre enregistrements sismiques choisis sont présentés dans les figures 4.6 à 4.9. Ces graphes sont représentés pour sept cas, à savoir : L (mouvement sismique dans le sens longitudinal), T (mouvement sismique dans le sens transversal), V (mouvement sismique dans le sens vertical), et les combinaisons (L+T), (L+V), (T+V), (L+T+V). Concernant la série de variation des longueurs égales des travées, on remarque dans les parties (a) des figures suscitées que suite à l'introduction du mouvement sismique vertical le rapport (E_v/G) varie de 45% à 251% pour le séisme de LP-Cap, de 33% à 88% pour le séisme de LP-Cor, entre 38% et 145% pour le séisme de N-ANF, et de 62% à 217% pour le séisme de N-SC. On observe aussi que pour le cas où les travées sont égales à 30 m le rapport (E_v/G) est au maximum dans le cas du séisme de LP-Cap, tandis que pour le séisme de LP-Cor le pic du (E_v/G) correspond au cas de longueurs des travées de 40m. Aussi, pour

les deux séismes de N-ANF et de N-SC le maximum de (E_v/G) est enregistré pour les longueurs des travées de 20 m. Suivant le tableau 4.1 la période fondamentale verticale du pont de longueurs des travées égales à 20 m est de 0.077 sec, cette valeur est proche des périodes dominantes verticales des séismes de N-ANF (0.116 sec) et du séisme de N-SC (0.109 sec) (Voir le tableau 4.4). Ce qui a conduit à une amplification de la réponse verticale du pont. On observe la même chose pour le pont de longueurs de travées de 30 m, où sa période fondamentale verticale (0.157 sec) est similaire à la période dominante verticale du séisme de LP-Cap (0.158 sec), ainsi que pour le pont de travées égales à 40 m, sa période fondamentale verticale (0.269 sec) est proche de la période dominante verticale du séisme de LP-Cor (0.212sec). On note également pour ce groupe de ponts symétriques que les mouvements horizontaux n'apportent aucun effet dans le sens vertical.

Le rapport (E_v/G) correspondant aux ponts avec différents rapports des longueurs des travées est exposé dans les figures 4.6 (b), 4.7 (b), 4.8 (b), 4.9 (b). Ces dernières montrent que lorsque les mouvements sismiques horizontaux sont uniquement considérés, (E_v/G) diminue avec l'accroissement des rapports des longueurs, c'est-à-dire en se rapprochant d'une configuration symétrique. Alors qu'il augmente quand le mouvement sismique vertical est inclus. Ceci est dû à la diminution de la période fondamentale verticale avec l'augmentation des rapports des travées, et à la dépendance du mouvement sismique vertical des périodes courtes. Aussi, on remarque que la composante horizontale transversale n'a pas d'influence sur la force sismique verticale développée. La variation du rapport (E_v/G) causée par le mouvement sismique vertical est comme suit : entre 31% et 251% pour le séisme de LP-Cap, de 37% à 114% pour le séisme de LP-Cor, entre 35% et 136% pour le séisme de N-ANF, et de 45% à 186% pour le séisme de N-SC.

Pour le dernier groupe, où les hauteurs des piles augmentent, la variation du rapport (E_v/G) est relativement petite comme c'est illustré dans les figures 4.6 (c), 4.7 (c), 4.8 (c), 4.9 (c). Dans ce cas, la période fondamentale verticale augmente mais légèrement lorsque les hauteurs des piles augmentent, ceci est dû au fait que la rigidité verticale du pont est associée principalement à la rigidité du tablier. Enfin comme pour le premier groupe, on constate que les composantes horizontales du mouvement sismique n'ont pas d'incidence sur la réponse verticale de ces ponts

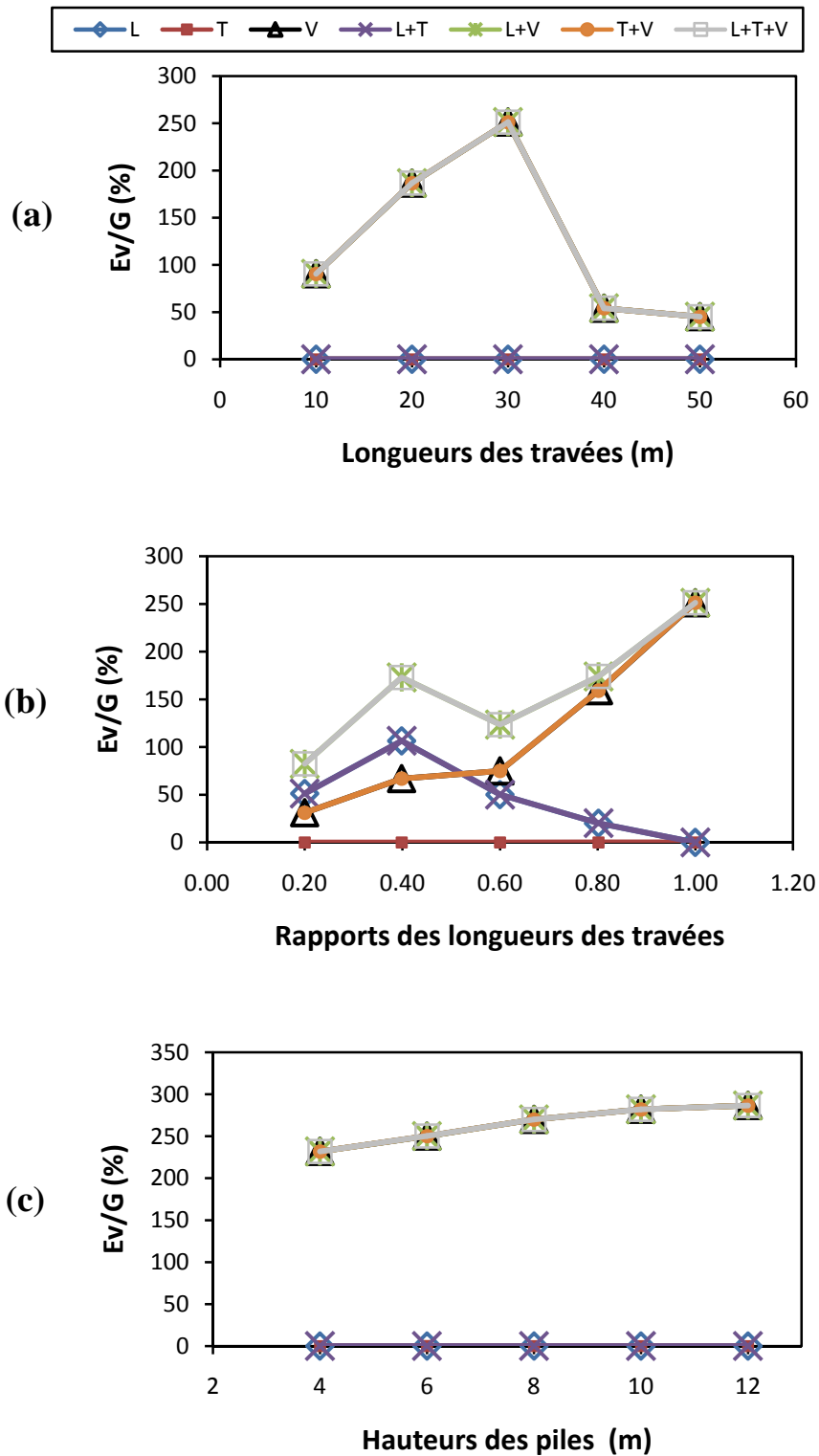


Figure 4.6 Rapport de la force sismique verticale développée sur la charge permanente (E_v/G). Cas du séisme de Loma Prieta, station Capitola.

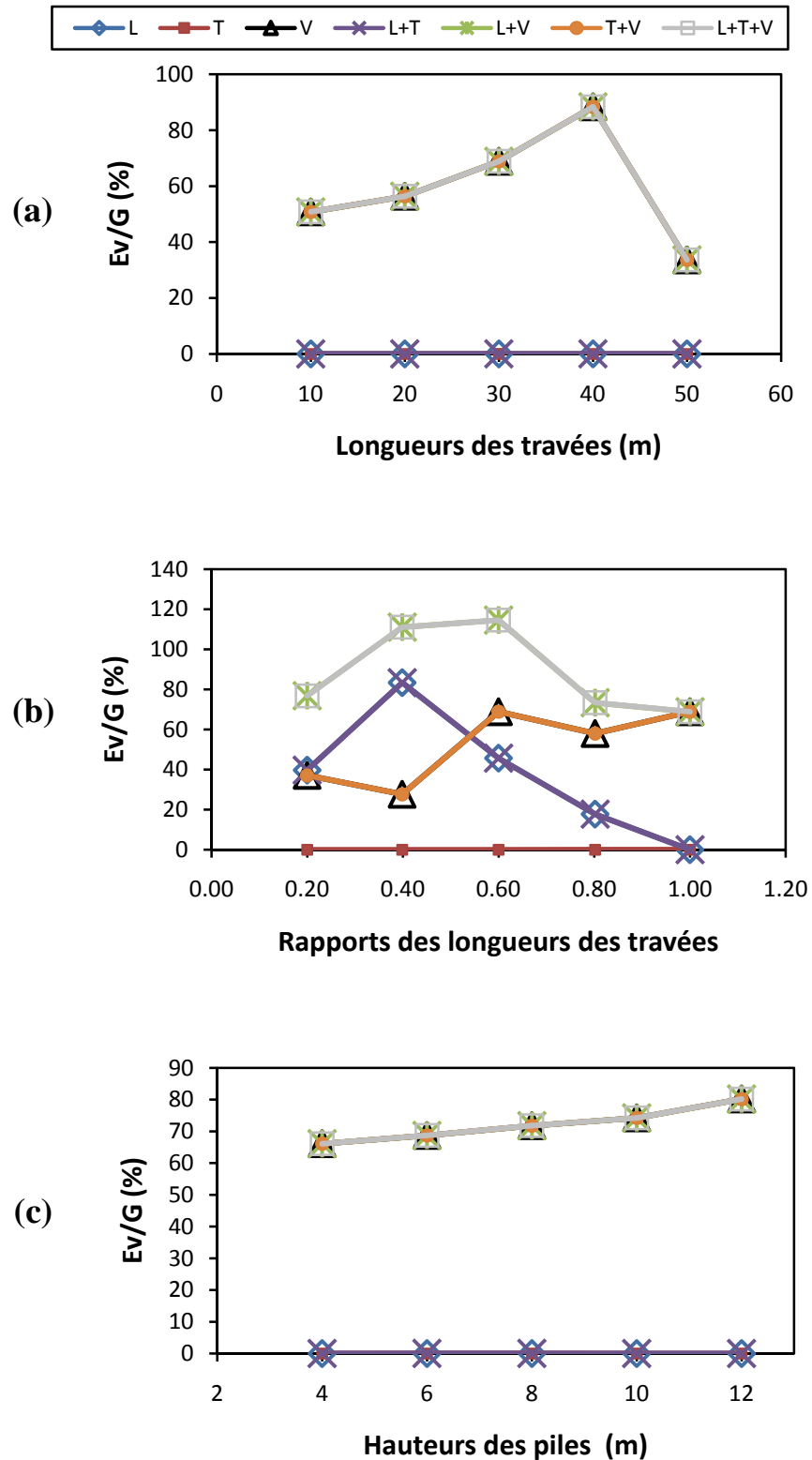


Figure 4.7 Rapport de la force sismique verticale développée sur la charge permanente (E_v/G). Cas du séisme de Loma Prieta, station Corralitos.

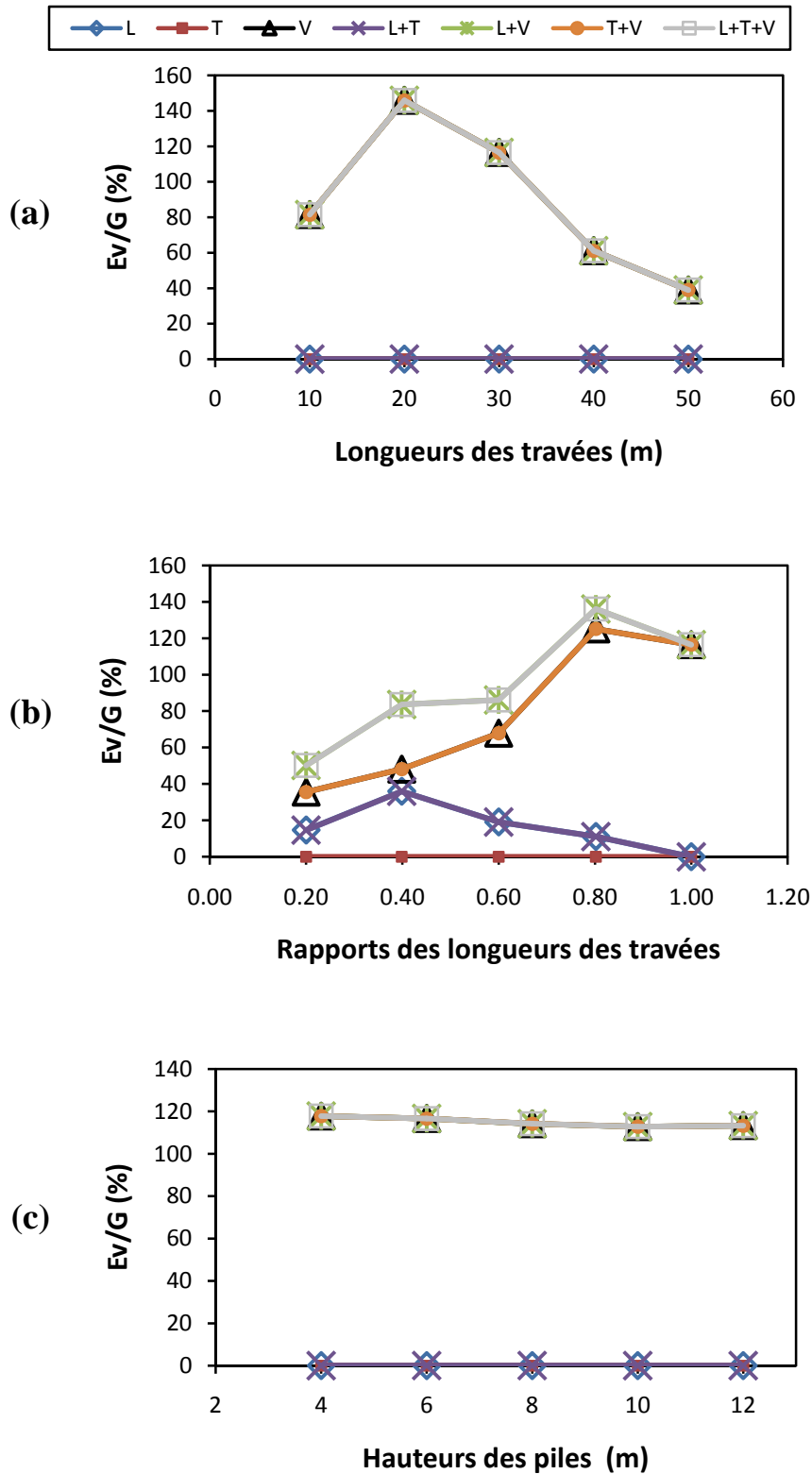


Figure 4.8 Rapport de la force sismique verticale développée sur la charge permanente (E_v/G). Cas du séisme de Northridge, station Arleta Nordhoff Fire.

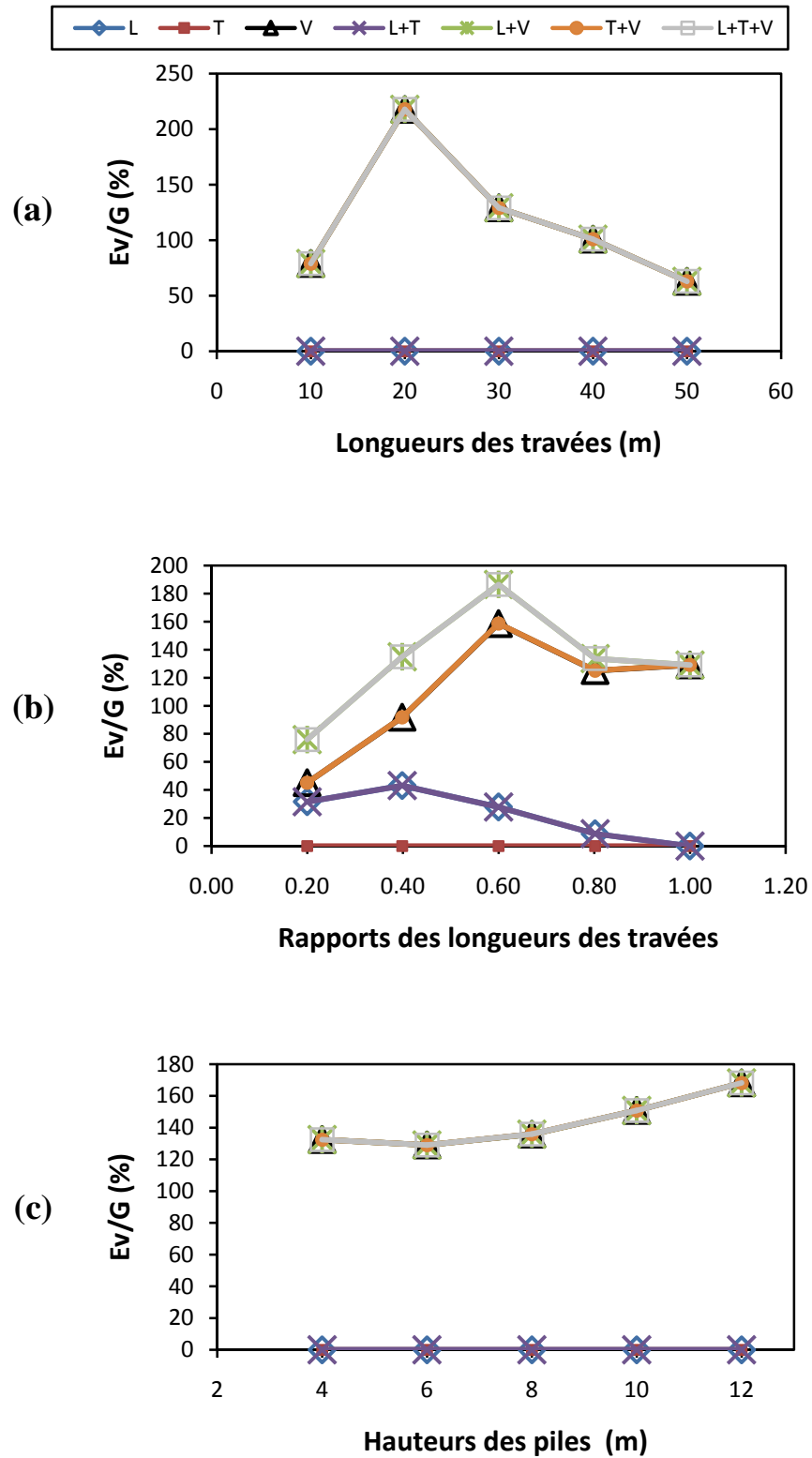


Figure 4.9 Rapport de la force sismique verticale développée sur la charge permanente (E_v/G). Cas du séisme de Northridge, station Sylmar converti.

4.2.4.2. La contribution du mouvement sismique vertical à la variation des forces axiales au niveau des piles

Les tableaux 4.5, 4.6, 4.7, 4.8 présentent les forces axiales et leurs variations provoquées par les mouvements sismiques choisis soit par les composantes horizontales longitudinale et transversale ou par la combinaison des composantes horizontales et verticale. Pour le groupe de variation des longueurs égales des travées, on remarque que lorsque les mouvements horizontaux sont seulement appliqués, les forces axiales augmentent avec l'accroissement des longueurs des travées, mais leurs intervalles de variation restent presque constants.

Séisme de Loma Prieta, Station Capitola						
Réf	Force Axiale (KN)				Variation des forces axiales	
	L+T+G		L+T+V+G			
	Max	Min	Max	Min	L+T+G	L+T+V+G
Variation des longueurs des travées						
L1	-1 072.675	-1 250.717	-121.503	-2 489.004	178.042	2 367.501
L2	-2 291.257	-2 469.595	2 104.069	-7 098.276	178.338	9 202.345
L3	-3 464.271	-3 644.962	5 237.187	-12 420.921	180.691	17 658.108
L4	-4 631.109	-4 810.041	-2 175.077	-7 000.146	178.932	4 825.069
L5	-5 794.461	-5 973.195	-2 985.213	-8 833.000	178.734	5 847.787
Variation des rapports des longueurs des travées						
R1	-3 920.304	-7 225.551	-2 250.627	-8 981.406	3 305.247	6 730.779
R2	1 183.482	-9 494.313	4 057.321	-12 381.606	10 677.795	16 438.927
R3	-1 092.767	-6 145.042	1 385.632	-8 885.903	5 052.275	10 271.535
R4	-2 678.423	-4 695.844	2 751.033	-9 732.320	2 017.421	12 483.353
R5	-3 464.271	-3 644.962	5 237.187	-12 420.921	180.691	17 658.108
Variation des Hauteurs des piles						
H1	-3 467.876	-3 586.174	4 442.111	-11 493.908	118.298	15 936.019
H2	-3 464.362	-3 642.493	5 196.960	-12 371.688	178.131	17 568.648
H3	-3 462.126	-3 697.577	5 972.332	-13 282.929	235.451	19 255.261
H4	-3 459.577	-3 752.810	6 465.131	-13 895.336	293.233	20 360.467
H5	-3 457.071	-3 807.956	6 732.847	-14 248.460	350.885	20 981.307

Tableau 4.5 Variation des forces axiales, cas du séisme de Loma prieta, station Capitola.

Tandis qu'en introduisant le mouvement sismique vertical, des augmentations importantes des forces axiales ont été constatées, allant jusqu'à 3 fois et plus, on observe aussi dans certains cas, l'apparition des efforts de traction. De plus, des variations considérables des forces axiales ont été observées par rapport au cas précédent. Selon chaque séisme, les pics de ces variations correspondent aux ponts où leurs périodes fondamentales verticales sont proches des périodes dominantes verticales des séismes.

Passons au deuxième rang relatif aux rapports variables des longueurs des travées. Dans le cas où les mouvements sismiques horizontaux sont uniquement considérés, on

Séisme de Loma Prieta, Station Corralitos						
Réf	Force Axiale (KN)				Variation des forces axiales	
	L+T+G		L+T+V+G			
	Max	Min	Max	Min	L+T+G	L+T+V+G
Variation des longueurs des travées						
L1	-1 072.737	-1 250.659	-719.421	-1 891.410	177.922	1 171.989
L2	-2 291.340	-2 469.548	-1 181.981	-3 854.372	178.208	2 672.391
L3	-3 464.985	-3 644.326	-1 054.093	-6 021.559	179.341	4 967.466
L4	-4 630.940	-4 810.215	-714.611	-8 767.098	179.275	8 052.487
L5	-5 794.494	-5 973.154	-3 766.658	-7 679.523	178.660	3 912.865
Variation des rapports des longueurs des travées						
R1	-3 710.040	-7 366.398	-1 159.561	-9 552.163	3 656.358	8 392.602
R2	23.726	-8 398.387	1 191.458	-9 580.328	8 422.113	10 771.786
R3	-1 429.509	-5 963.102	733.133	-7 786.948	4 533.593	8 520.081
R4	-2 637.069	-4 432.288	-970.687	-6 485.151	1 795.219	5 514.464
R5	-3 464.985	-3 644.326	-1 054.093	-6 021.559	179.341	4 967.466
Variation des Hauteurs des piles						
H1	-3 468.289	-3 585.734	-1 174.503	-5 842.081	117.445	4 667.578
H2	-3 465.122	-3 641.806	-1 059.054	-6 011.860	176.684	4 952.806
H3	-3 462.502	-3 697.225	-916.682	-6 205.508	234.723	5 288.826
H4	-3 459.865	-3 752.584	-725.185	-6 381.707	292.719	5 656.522
H5	-3 457.196	-3 807.840	-487.960	-6 634.415	350.644	6 146.455

Tableau 4.6 Variation des forces axiales, cas du séisme de Loma prieta, station Corralitos.

enregistre d'abord que les forces axiales changent en variant les rapports des longueurs des travées, ainsi on observe des variations importantes des forces axiales. Cependant, quand le mouvement sismique vertical est inclus, les forces axiales deviennent plus importantes, allant jusqu'à 3.4 fois pour le pont de rapport des longueurs égale à 1. Ainsi que des variations considérables des forces axiales ont été remarquées par rapport au cas des composantes horizontales. De plus, plusieurs cas de traction ont été observés.

Concernant le dernier groupe de pont, et en appliquant seulement les mouvements sismiques horizontaux, les forces axiales sont presque constantes et leurs variations sont légèrement croissantes avec l'augmentation des hauteurs des piles. Alors qu'à

Séisme de Northridge, Station Arleta -Nordhoff Fire						
Réf	Force Axiale (KN)				Variation des forces axiales	
	L+T+G		L+T+V+G			
	Max	Min	Max	Min	L+T+G	L+T+V+G
Variation des longueurs des travées						
L1	-1 072.709	-1 250.667	-107.131	-2 182.521	177.958	2 075.390
L2	-2 291.349	-2 469.510	1 250.537	-5 834.291	178.161	7 084.828
L3	-3 465.347	-3 643.917	426.853	-7 658.394	178.570	8 085.247
L4	-4 631.116	-4 810.010	-1 676.747	-7 595.819	178.894	5 919.072
L5	-5 794.637	-5 973.056	-3 538.053	-8 359.088	178.419	4 821.035
Variation des rapports des longueurs des travées						
R1	-4 762.659	-6 503.054	-2 682.509	-8 282.001	1 740.395	5 599.492
R2	-2 088.613	-6 271.149	-366.347	-8 076.982	4 182.536	7 710.635
R3	-2 748.742	-4 636.265	-513.488	-6 894.508	1 887.523	6 381.020
R4	-3 054.511	-4 172.508	1 148.161	-8 203.089	1 117.997	9 351.250
R5	-3 465.347	-3 643.917	426.853	-7 658.394	178.570	8 085.247
Variation des Hauteurs des piles						
H1	-3 468.402	-3 585.596	224.481	-7 581.874	117.194	7 806.355
H2	-3 465.461	-3 642.427	410.569	-7 657.080	176.966	8 067.649
H3	-3 462.709	-3 696.988	513.740	-7 715.827	234.279	8 229.567
H4	-3 460.032	-3 752.350	279.589	-7 811.564	292.318	8 091.153
H5	-3 457.287	-3 807.741	66.274	-7 992.190	350.454	8 058.464

Tableau 4.7 Variation des forces axiales, cas du séisme de Northridge, station Arleta -Nordhoff Fire.

l'introduction du mouvement sismique vertical, des augmentations plus importantes des forces axiales ont été constatées, allant jusqu'à 3.7 fois. Ce qui a induit des intervalles de variation des forces axiales très importants, ces variations augmentent avec l'accroissement des hauteurs des piles. On constate également l'apparition de plusieurs cas de traction.

Séisme de Northridge, Station Sylmar Converter						
Réf	Force Axiale (KN)				Variation des forces axiales	
	L+T+G		L+T+V+G			
	Max	Min	Max	Min	L+T+G	L+T+V+G
Variation des longueurs des travées						
L1	-1 072.671	-1 250.697	-206.542	-2 272.016	178.026	2 065.474
L2	-2 291.268	-2 469.639	2 569.234	-7 840.486	178.371	10 409.720
L3	-3 465.293	-3 643.983	1 009.335	-8 055.702	178.690	9 065.037
L4	-4 630.974	-4 810.181	-79.735	-9 284.649	179.207	9 204.914
L5	-5 794.425	-5 973.257	-2 135.284	-9 206.280	178.832	7 070.996
Variation des rapports des longueurs des travées						
R1	-3 868.096	-7 282.272	-1 686.474	-9 448.303	3 414.176	7 761.829
R2	-1 665.090	-6 625.670	1 388.466	-10 351.397	4 960.580	11 739.863
R3	-2 229.278	-5 248.025	1 915.265	-10 143.953	3 018.747	12 059.218
R4	-3 094.758	-4 157.559	1 067.382	-8 266.038	1 062.801	9 333.420
R5	-3 465.293	-3 643.983	1 009.335	-8 055.702	178.690	9 065.037
Variation des Hauteurs des piles						
H1	-3 468.400	-3 585.639	1 044.288	-8 352.856	117.239	9 397.144
H2	-3 465.429	-3 641.470	1 004.534	-8 068.673	176.041	9 073.207
H3	-3 462.686	-3 697.049	1 269.994	-8 023.196	234.363	9 293.190
H4	-3 459.978	-3 752.447	1 887.440	-8 768.494	292.469	10 655.934
H5	-3 457.271	-3 807.783	2 618.510	-9 316.666	350.512	11 935.176

Tableau 4.8 Variation des forces axiales, cas du séisme de Northridge, station Sylmar Converter.

La contribution du mouvement sismique vertical à la variation des forces axiales est illustrée par la figure 4.10. Cette contribution s'avère très importante (jusqu' à 98%) pour la série des différentes longueurs des travées avec une légère variation lorsque ces

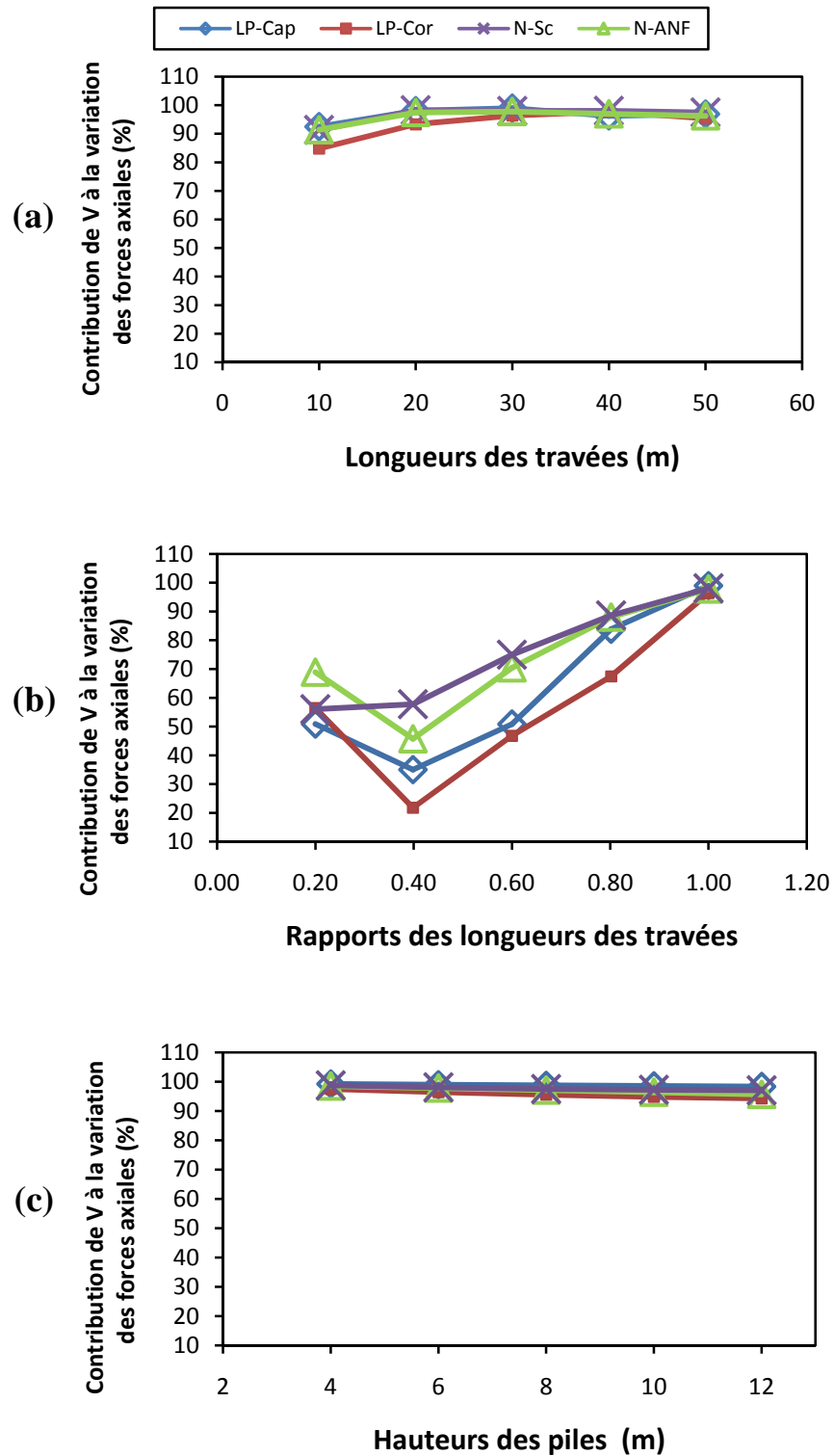


Figure 4.10 Contribution du mouvement sismique vertical à la variation des forces axiales.

longueurs s'accroissent. Par ailleurs, dans le deuxième groupe de pont où le rapport des longueurs des travées est variable on constate que la contribution du mouvement vertical n'est pas aussi importante que le cas précédent, cette contribution s'élève avec l'accroissement des rapports des longueurs des travées, jusqu' à atteindre 98% pour le rapport égale à 1, mis à part le pont dont son rapport est de 0.40 où la contribution du séisme vertical à la variation des forces axiales marque une diminution jusqu'à 21% comme c'est illustré dans la figure 4.10 (b). Ceci est dû à la contribution de la composante horizontale longitudinale. On observe aussi que la contribution du mouvement sismique vertical dans la variation des forces axiales est très importante

Séisme de Loma Prieta						
Réf	Station Capitola			Station Corralitos		
	Effort tranchant Maximum (KN)		Effet de V sur l'effort tranchant (%)	Effort tranchant Maximum (KN)		Effet de V sur l'effort tranchant (%)
	L+T	L+T+V		L+T	L+T+V	
Variation des longueurs des travées						
L1	3 725.759	3 725.759	0.000	3 320.361	3 320.361	0.000
L2	7 268.710	7 268.710	0.000	10 359.770	10 359.770	0.000
L3	12 348.953	12 348.953	0.000	9 913.249	9 913.249	0.000
L4	9 253.378	9 253.378	0.000	11 551.101	11 551.101	0.000
L5	8 189.760	8 189.760	0.000	13 306.530	13 306.530	0.000
Variation des rapports des longueurs des travées						
R1	13 533.083	14 076.325	4.014	10 068.856	10 792.320	7.185
R2	10 336.913	12 294.316	18.936	9 850.694	10 605.415	7.662
R3	11 587.167	12 352.429	6.604	9 818.526	10 455.279	6.485
R4	12 099.485	12 606.238	4.188	9 882.604	10 590.969	7.168
R5	12 348.953	12 348.953	0.000	9 913.249	9 913.249	0.000
Variation des Hauteurs des piles						
H1	9 548.933	9 548.933	0.000	7 423.534	7 423.534	0.000
H2	13 700.015	13 700.015	0.000	10 004.794	10 004.794	0.000
H3	6 602.858	6 602.858	0.000	7 412.532	7 412.532	0.000
H4	3 830.695	3 830.695	0.000	3 591.219	3 591.219	0.000
H5	2 825.164	2 825.164	0.000	2 486.100	2 486.100	0.000

Tableau 4.9 Effet du mouvement sismique vertical V sur l'effort tranchant, cas du séisme de Loma Prieta.

(allant jusqu'à 99%) pour le troisième rang relatif aux ponts avec différentes hauteurs des piles, elle diminue légèrement lorsque les hauteurs des piles augmentent comme l'indique la figure 4.10 (c).

4.2.4.3. Effet du mouvement sismique vertical sur l'effort tranchant et sur la résistance au cisaillement au niveau de la pile

Les efforts tranchants développés dans les piles des ponts étudiés sous les mouvements sismiques horizontaux seuls et en ajoutant le mouvement vertical à ces

Séisme de Northridge						
Réf	Station Arleta -Nordhoff Fire			Station Sylmar converter		
	Effort tranchant Maximum (KN)		Effet de V sur l'effort tranchant (%)	Effort tranchant Maximum (KN)		Effet de V sur l'effort tranchant (%)
	L+T	L+T+V		L+T	L+T+V	
Variation des longueurs des travées						
L1	2 303.507	2 303.507	0.000	2 115.148	2 115.148	0.000
L2	3 597.942	3 597.942	0.000	5 876.639	5 876.639	0.000
L3	4 343.125	4 343.125	0.000	8 639.787	8 639.787	0.000
L4	4 246.737	4 246.737	0.000	9 671.374	9 671.374	0.000
L5	5 529.920	5 529.920	0.000	11 413.733	11 413.733	0.000
Variation des rapports des longueurs des travées						
R1	3 520.025	4 017.211	14.125	8 318.819	9 374.169	12.686
R2	4 508.059	5 777.725	28.164	7 253.267	9 119.860	25.735
R3	4 387.783	5 109.239	16.442	8 723.803	9 972.532	14.314
R4	4 281.648	4 739.898	10.703	8 537.958	9 214.530	7.924
R5	4 343.125	4 343.125	0.000	8 639.787	8 639.787	0.000
Variation des Hauteurs des piles						
H1	4 565.276	4 565.276	0.000	7 704.951	7 704.951	0.000
H2	3 569.676	3 569.676	0.000	8 493.358	8 493.358	0.000
H3	3 484.209	3 484.209	0.000	10 716.859	10 716.859	0.000
H4	4 179.682	4 179.682	0.000	9 727.747	9 727.747	0.000
H5	2 760.169	2 760.169	0.000	9 131.349	9 131.349	0.000

Tableau 4.10 Effet du mouvement sismique vertical V sur l'effort tranchant, cas du séisme de Northridge.

derniers sont présentés dans les tableaux 4.9 et 4.10. On remarque que les efforts tranchants varient avec l'accroissement des longueurs égales des travées et les hauteurs des piles des ponts. Ces efforts tranchants ne changent pas en introduisant la composante sismique verticale. Donc le mouvement sismique vertical n'a pas d'effet sur l'effort tranchant pour ces deux cas. Par contre, pour les ponts avec différents rapports des longueurs des travées, les efforts tranchants demeurent presque constants avec des légères variations pour certains cas. A l'inclusion du mouvement sismique vertical, on constate que l'effort tranchant augmente pour les quatre premiers rapports et reste constant pour le rapport égal à 1. Par conséquent, on peut dire pour ce groupe de ponts que le mouvement sismique vertical a un effet sur l'effort tranchant, cet effet est variable et peut atteindre 28% comme le montre la figure 4.11.

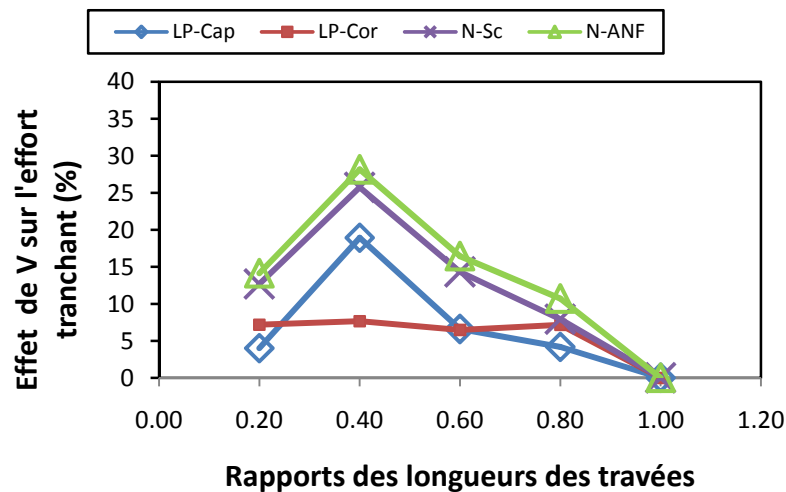


Figure 4.11 Effet du mouvement sismique vertical V sur l'effort tranchant

Afin d'évaluer l'effet du mouvement sismique vertical sur la résistance au cisaillement au niveau des piles des ponts étudiés, on a utilisé l'approche de Priestley et al (1994) décrite dans la section 3.4 du chapitre précédent. Les résultats sont présentés dans la figure 4.12. On remarque pour les ponts symétriques avec des longueurs des travées croissantes que la résistance à l'effort tranchant diminue avec l'augmentation des longueurs des travées. On observe aussi des pics en diminution pour chaque

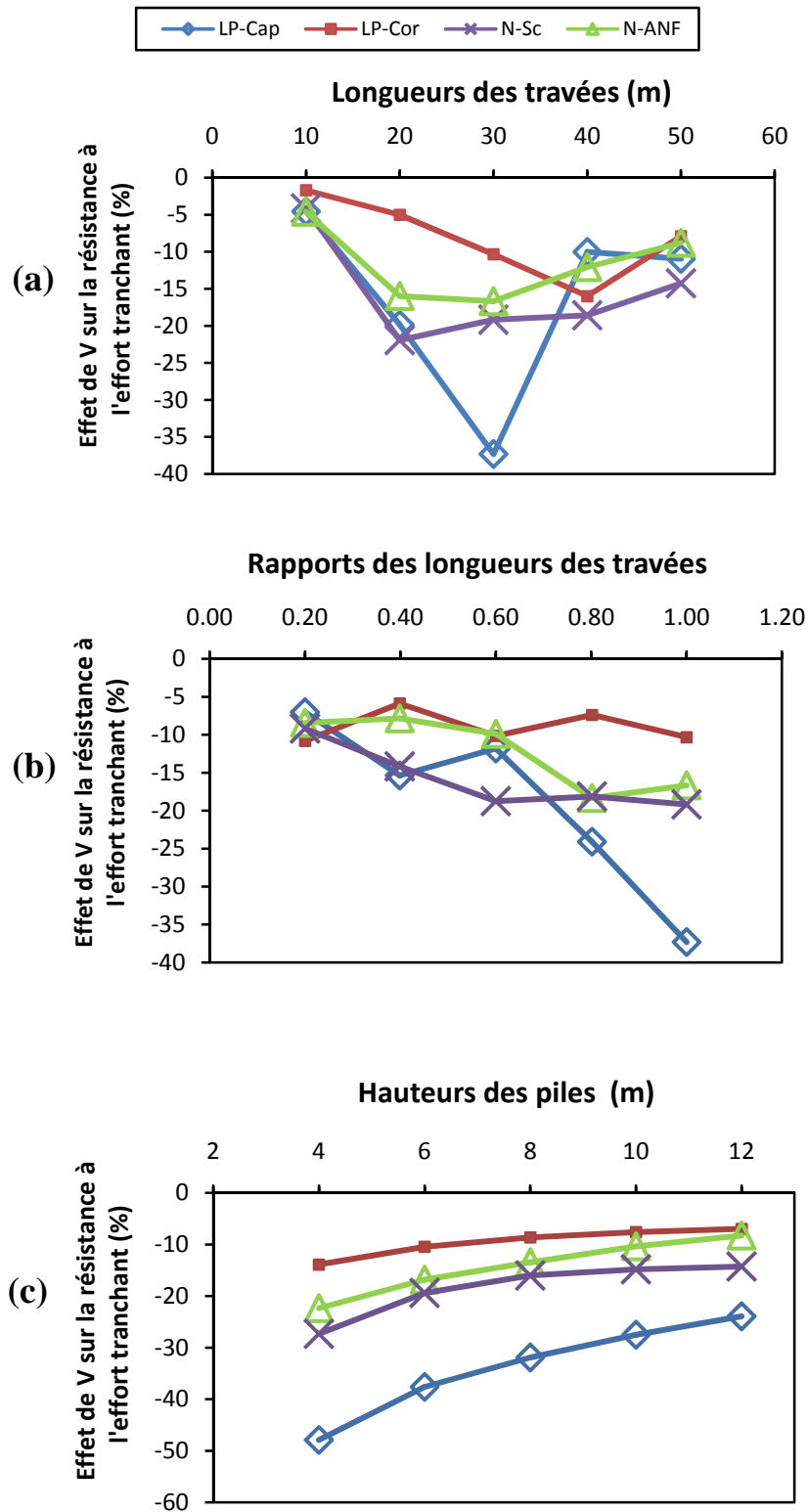


Figure 4.12 Effet du mouvement sismique vertical V sur la résistance à l'effort tranchant

séisme, ces pics correspondent aux ponts où leurs périodes fondamentales verticales sont proches des périodes dominantes verticales des séismes.

Pour les ponts avec différents rapports des longueurs des travées, l'effet du mouvement sismique vertical sur la résistance à l'effort tranchant est variable en diminution mais il tend vers une baisse de résistance allant jusqu'à 37.3 %.

Concernant le dernier groupe de pont où les hauteurs des piles augmentent, on constate que le séisme vertical réduit la résistance au cisaillement au niveau des piles ; cette diminution de résistance est de plus en plus importante avec la diminution des hauteurs des piles où elle peut atteindre 48 %.

4.2.4.4. Variation des moments fléchissants au niveau du tablier

Les moments fléchissants (minimums et maximums) à mi travée et en appuis des tabliers des ponts considérés dans cette étude soumis aux deux composantes sismiques horizontales seulement (GLT) et en ajoutant la composante sismique verticale (GLTV) sont présentés dans les figures 4.13 à 4.19. On note que G désigne l'effet du poids propre.

Dans cette partie on représente les valeurs maximales des moments fléchissants qui conditionnent le dimensionnement en fibre inférieure du tablier. On donne aussi les moments minimums qui sont généralement négatifs, et sont utilisés pour l'analyse de la fibre supérieure.

Commençant par le groupe de variation des longueurs des travées symétriques, on remarque que les moments fléchissants maximums à mi travée (positifs) augmentent avec l'accroissement des longueurs des travées pour les deux cas (GLT) et (GLTV), cependant suite à l'introduction du mouvement sismique vertical les valeurs des moments augmentent et peuvent atteindre 02 fois les moments du cas (GLT). On observe aussi que les moments fléchissants minimums à mi travée (avec une majorité négative) varient en considérant GLT avec des pics relatifs au pont de travée égale à 40 m, et en appliquant GLTV ces moments s'amplifient d'une façon considérable avec un signe négatif (voir la figure 4.13). Passons aux moments fléchissants minimums en

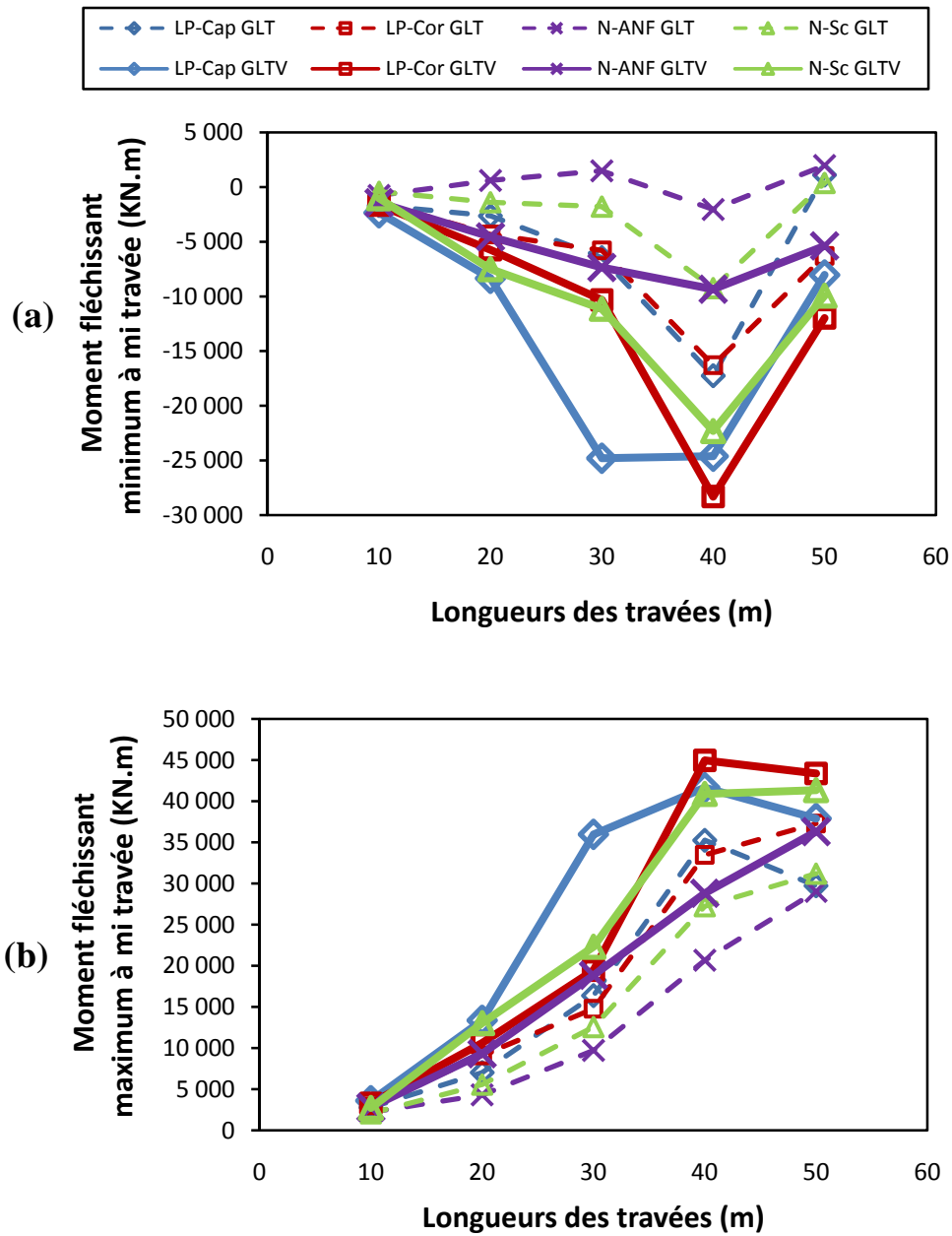


Figure 4.13 Variation des moments fléchissants à mi travée sous GLT et GLTV
(groupe de variation des longueurs des travées symétriques)

appuis (négatifs), on constate qu'ils augmentent (avec un signe négatif) lorsque les longueurs des travées s'accroissent en considérant (GLT), ces moments marquent des hausses importantes en ajoutant la composante sismique verticale. Tandis que les moments fléchissants maximums en appuis varient (avec des signes négatifs et positifs)

avec les longueurs des travées pour le cas de (GLT), ces moments s'élèvent d'une façon remarquable (avec une grande majorité positive) en appliquant (GLTV) (voir la figure 4.14).

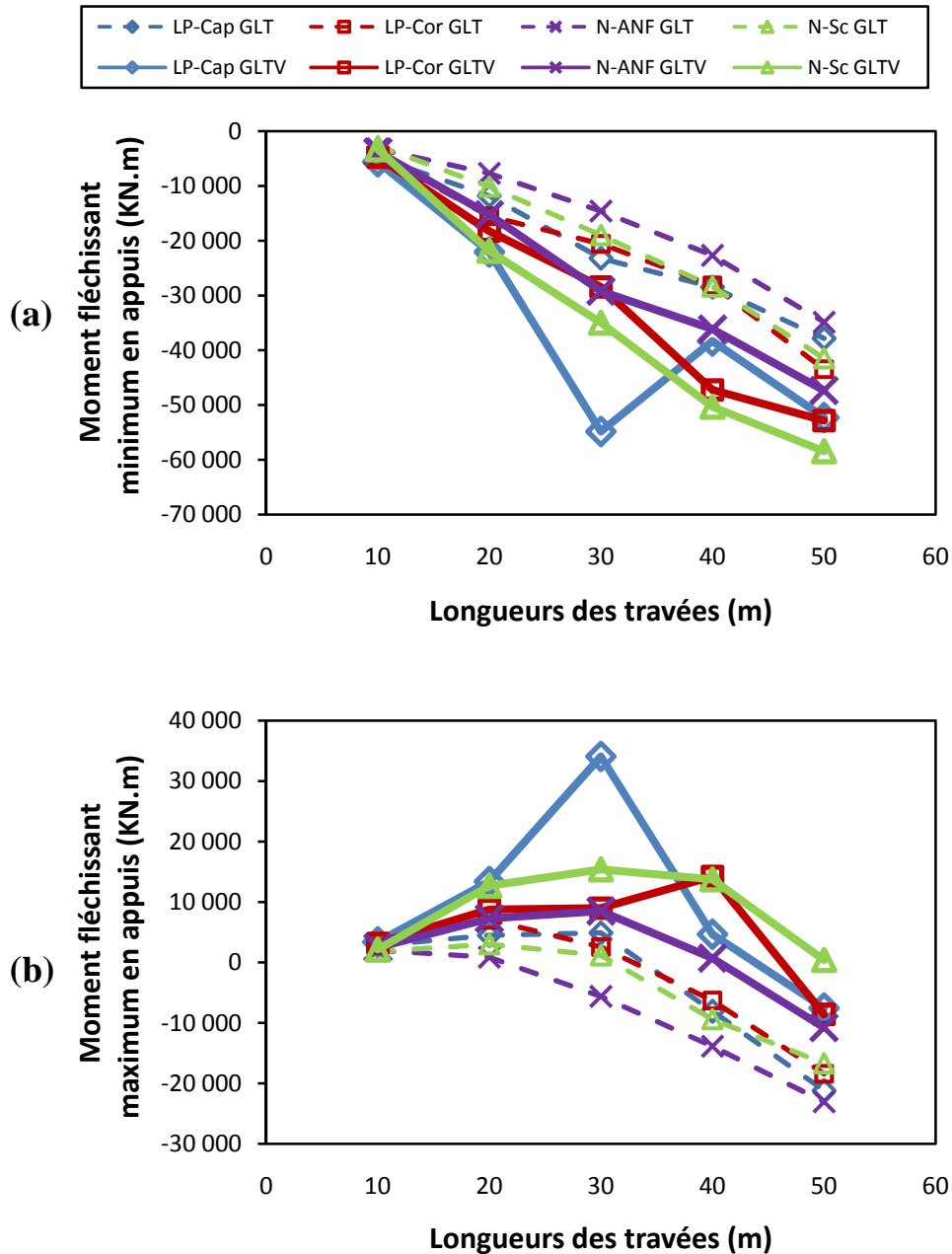


Figure 4.14 Variation des moments fléchissants en appuis sous GLT et GLTV (groupe de variation des longueurs des travées symétriques)

Ensuite pour le groupe de variation des rapports des longueurs des travées, on commence par les moments fléchissants minimums à mi travée de longueur L1 où on remarque que ces derniers diminuent (avec un signe négatif) lorsque les rapports des longueurs augmentent en considérant (GLT), alors que ces moments s'amplifient considérablement (avec un signe négatif) pour le cas de (GLTV). On observe aussi que les moments fléchissants maximums à mi travée de longueur L1 (positifs mis à part le pont dont son rapport des longueurs est égal à 0.2) augmentent avec l'accroissement des rapports des longueurs des travées en appliquant (GLT), et à l'introduction du mouvement sismique vertical ces moments augmentent d'une manière importante (voir la figure 4.15). Par la suite, on constate que les moments fléchissants minimums à mi travée de longueur L2 varient avec les rapports des longueurs pour le cas de (GLT) (avec une négative et autre positive), tandis que suite à l'ajout du séisme vertical ces moments s'amplifient d'une façon remarquable (avec un signe négatif). On note aussi que les moments fléchissants maximums à mi travée de longueur L2 (positifs) diminuent avec l'accroissement des rapports des longueurs des travées en considérant (GLT) mis à part le rapport égal à 0.4 où on observe des pics, en appliquant (GLTV) ces moments marquent des augmentations importantes (voir la figure 4.16). Enfin, les moments fléchissants minimums en appuis (négatifs) diminuent avec l'accroissement des rapports des longueurs (avec un signe négatif) pour le cas de (GLT), ces moments augmentent d'une manière significative suite à l'introduction de la composante sismique verticale (avec un signe négatif). On remarque aussi que les moments fléchissants maximums en appuis varient avec l'augmentation des rapports des longueurs des travées en considérant (GLT), alors qu'en appliquant (GLTV) ces moments s'amplifient considérablement (avec une majorité positive) (voir la figure 4.17).

Enfin, concernant le groupe de variation des hauteurs des piles des ponts, on constate que les moments fléchissants minimums à mi travée varient avec l'accroissement des hauteurs des piles pour le cas de (GLT), tandis que suite à l'ajout du séisme vertical ces moments s'amplifient d'une manière très importante (avec un signe négatif). Même

chose pour les moments fléchissants maximums à mi travée (mais avec un signe positif). Par la suite, on observe les mêmes tendances d'évolution pour les moments fléchissants en appuis minimums et maximums comme c'est illustré dans les figures 4.18 et 4.19.

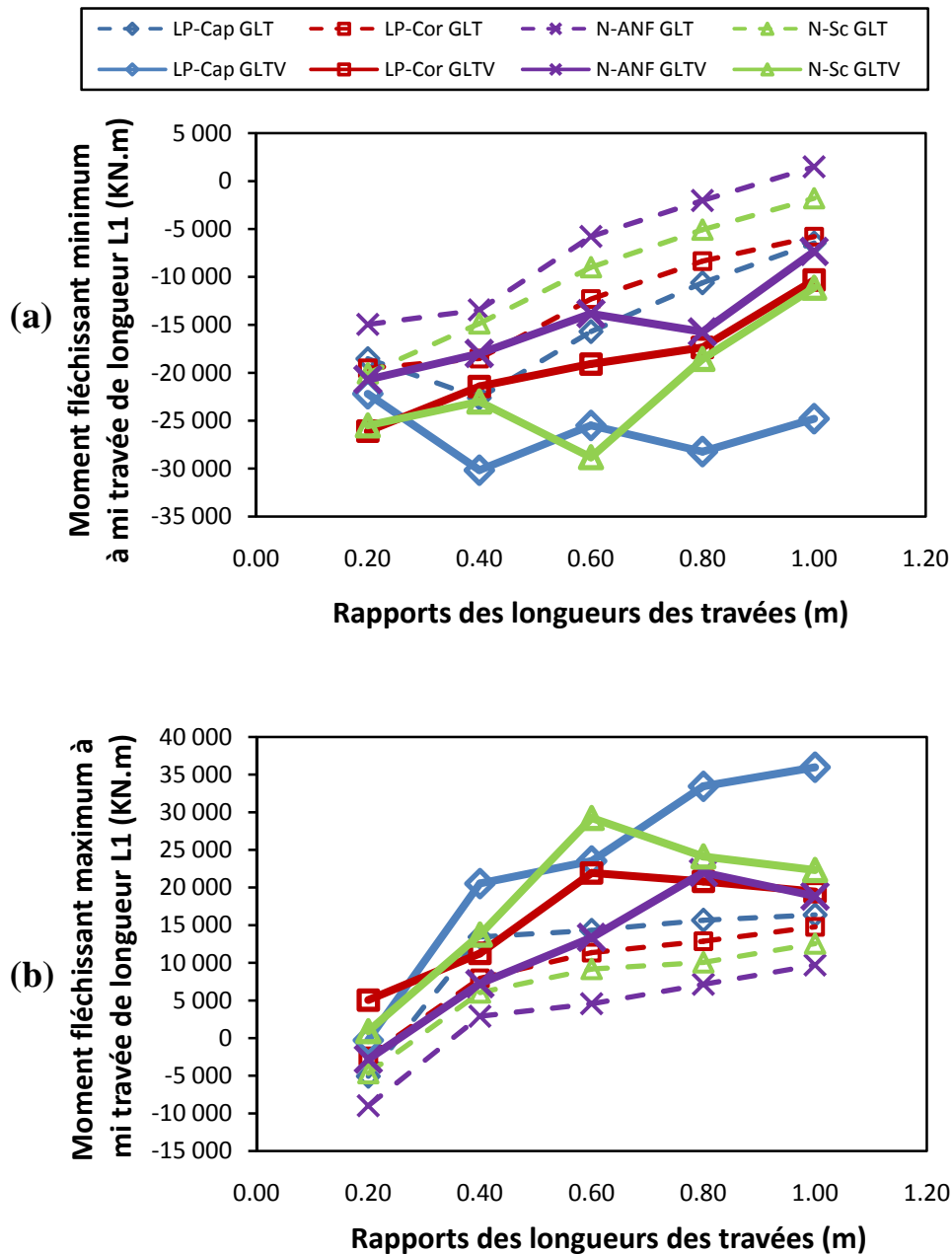


Figure 4.15 Variation des moments fléchissants à mi travée de longueur L1 sous GLT et GLTV (groupe de variation des rapports des longueurs des travées)

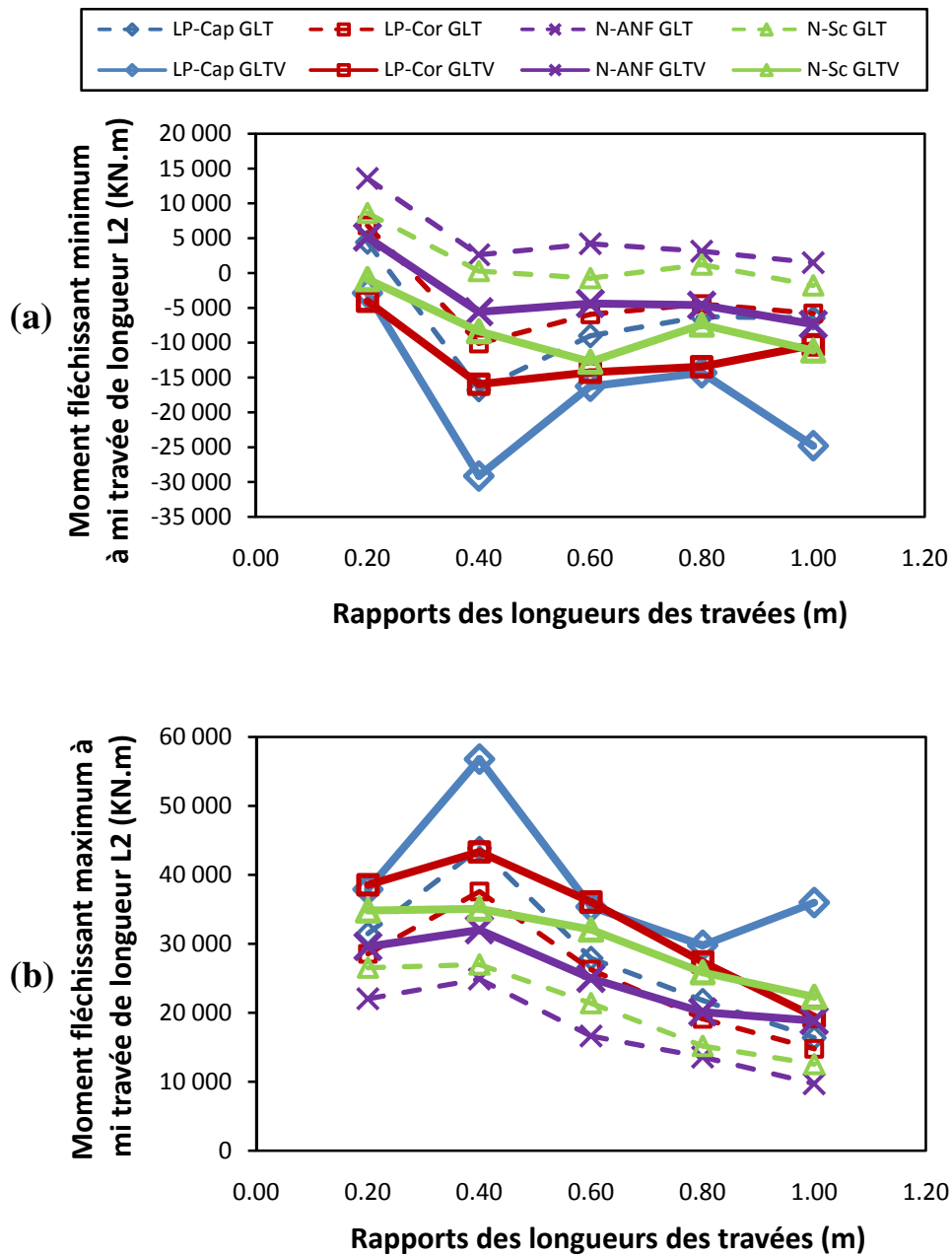


Figure 4.16 Variation des moments fléchissants à mi travée de longueur L2 sous GLT et GLTV (groupe de variation des rapports des longueurs des travées)

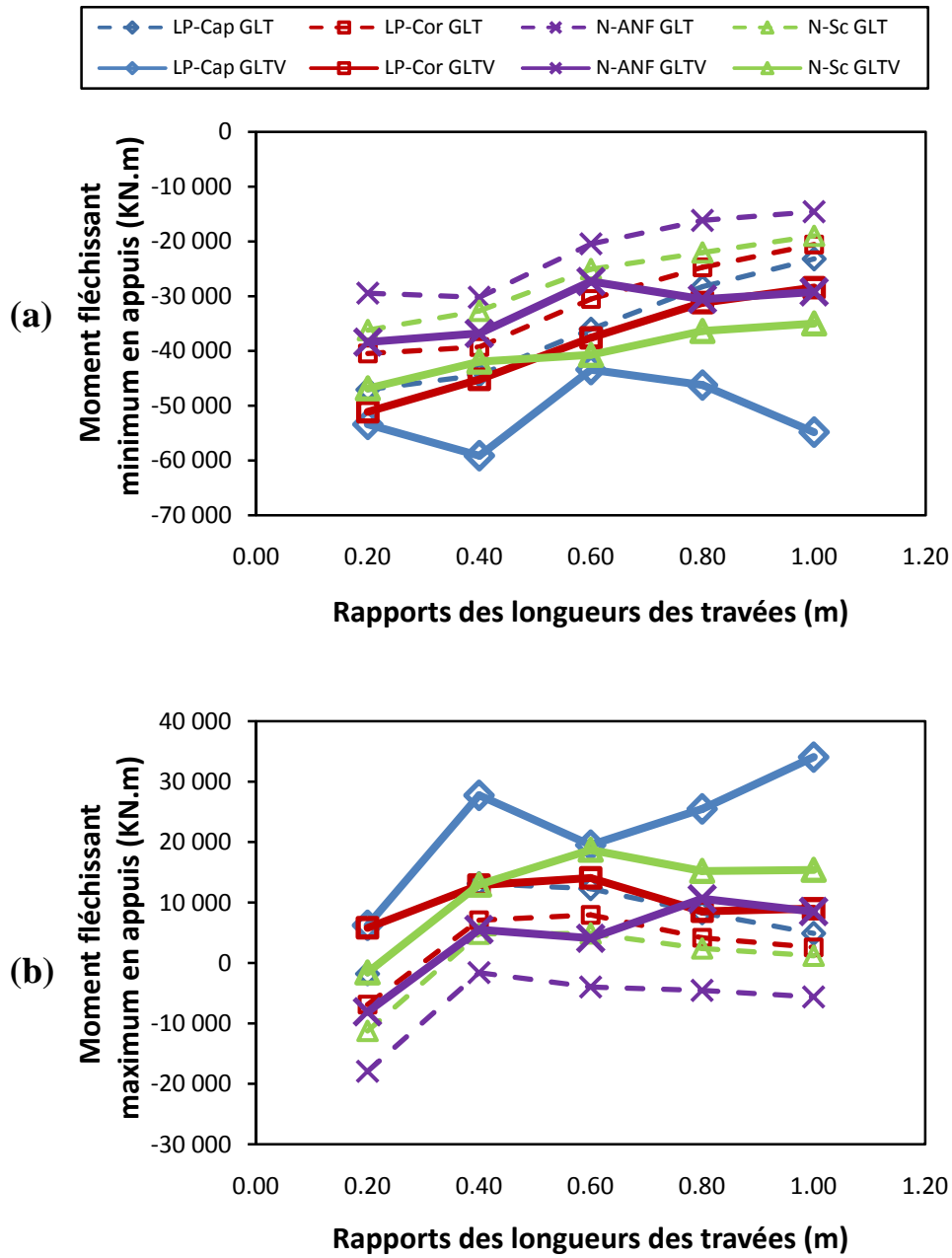


Figure 4.17 Variation des moments fléchissants en appuis sous GLT et GLTV (groupe de variation des rapports des longueurs des travées)

A travers ces résultats on peut dire que le mouvement sismique vertical a une influence importante sur les moments fléchissants (minimums et maximums) à mi travée et en appuis des tabliers des ponts.

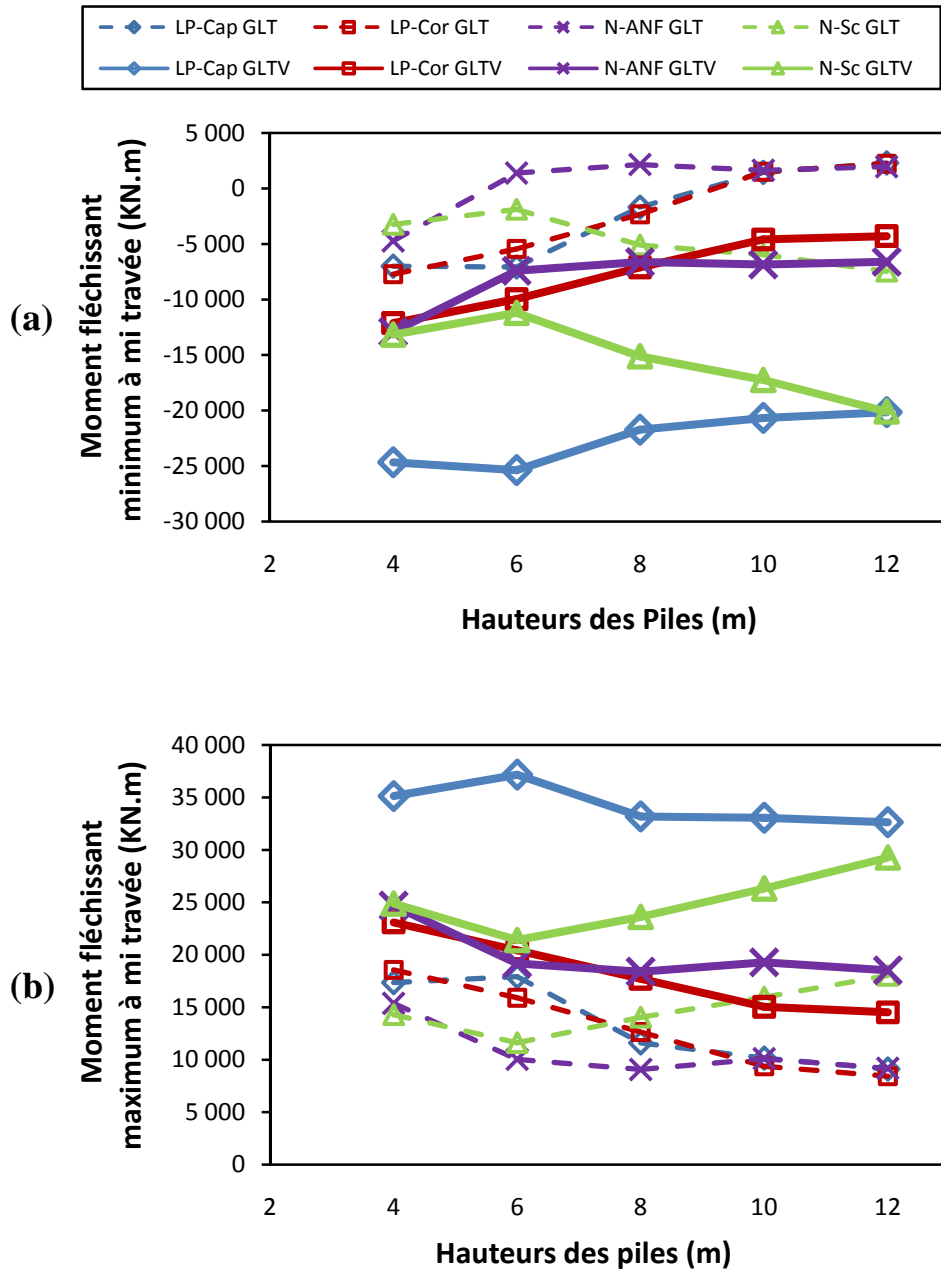


Figure 4.18 Variation des moments fléchissants à mi travée sous GLT et GLTV (groupe de variation des hauteurs des piles)

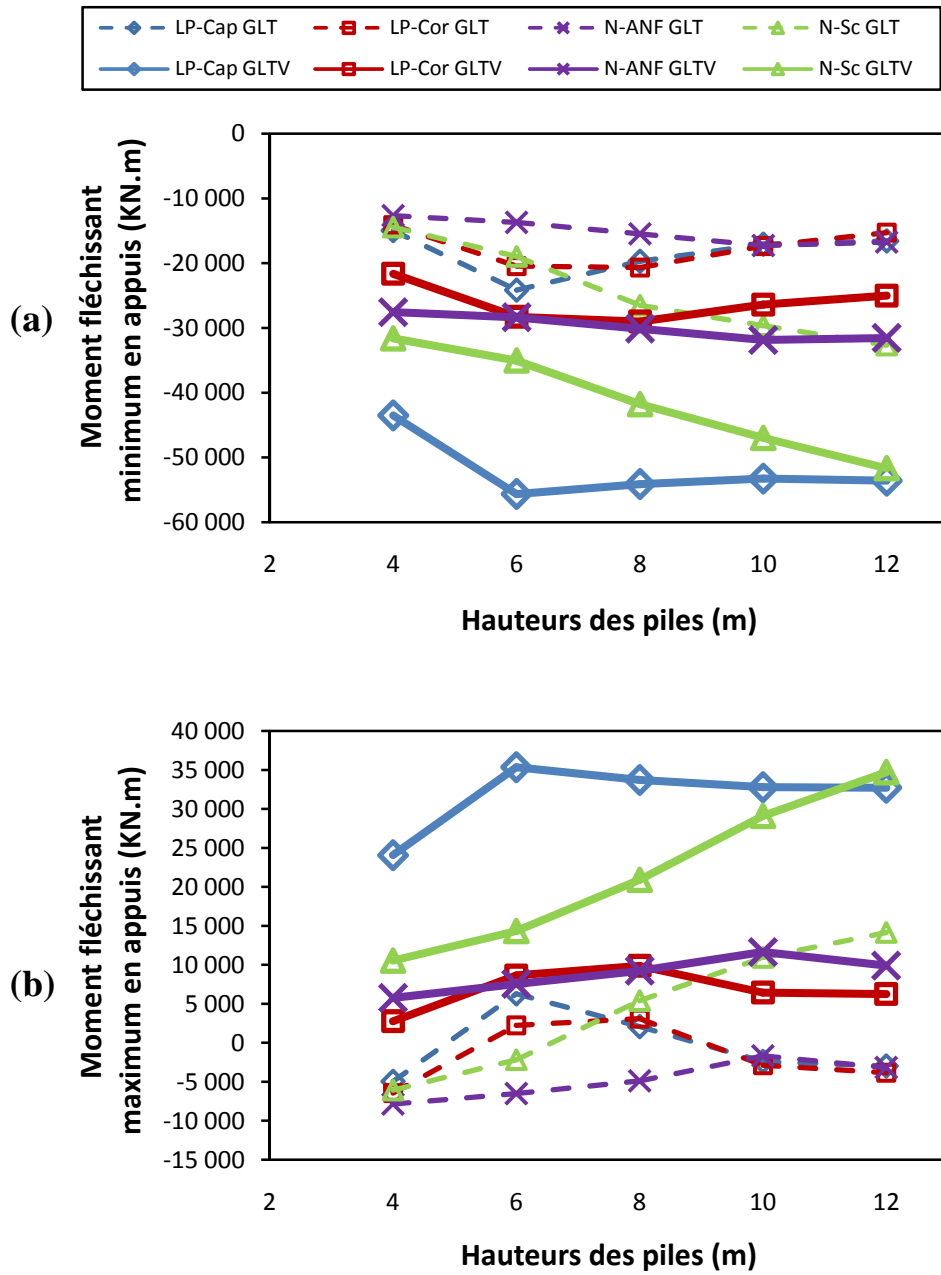


Figure 4.19 Variation des moments fléchissants en appuis sous GLT et GLTV (groupe de variation des hauteurs des piles)

4.3. Conclusion

Au début de ce chapitre, le cas du pont étudié et les séismes sélectionnés pour cette analyse ont été présentés. Par la suite, une étude paramétrique englobant des analyses modales et dynamiques temporelles linéaires a été établie pour les différentes configurations géométriques du pont étudié.

Afin de montrer l'influence du mouvement sismique vertical, les résultats de ces analyses sont présentés en quatre parties : la variation du rapport de la force sismique verticale développée sur la charge permanente du pont, la contribution du mouvement sismique vertical à la variation des forces axiales au niveau des piles, l'effet du mouvement sismique vertical sur l'effort tranchant ainsi que sur la résistance au cisaillement, et la variation des moments fléchissants au niveau du tablier.

Les résultats obtenus à travers cette étude montrent que la réponse dynamique du pont dépend du mouvement sismique vertical. On peut conclure que :

- Le rapport de la force sismique verticale développée sur la charge permanente du pont a augmenté suite à l'introduction de la composante sismique verticale. Cette augmentation varie en fonction de la configuration géométrique choisie du pont.
- Les forces axiales au niveau des piles ainsi que leurs variations deviennent plus importantes sous l'effet du mouvement sismique vertical selon chaque configuration géométrique du pont.
- La contribution du mouvement sismique vertical à la variation des forces axiales est très importante mis à part le cas de pont avec un rapport de longueur des travées égale à 0.40 où cette contribution marque une diminution.
- Les efforts tranchants développés dans les piles varient avec l'accroissement des longueurs égales des travées et les hauteurs des piles des ponts mais ne changent pas en considérant la composante sismique verticale. Tandis que pour les ponts avec différent rapports des longueurs des travées, le mouvement sismique vertical a un effet variable sur l'effort tranchant.

- Le séisme vertical réduit d'une façon considérable la résistance au cisaillement au niveau des piles. Cette diminution varie en fonction de la configuration géométrique choisie du pont.
- Le mouvement sismique vertical a une influence importante sur les moments fléchissants (minimums et maximums) à mi travée et en appuis des tabliers des ponts.

Chapitre 5.

Conclusions et perspectives des futurs travaux

5.1. Synthèse des résultats et conclusions

Le présent travail de recherche s'inscrit dans le cadre de l'analyse des effets du mouvement sismique vertical sur le comportement dynamique des structures en béton armé. Au début de ce mémoire, on a illustré l'importance du mouvement sismique vertical par l'analyse de ses caractéristiques. En effet on a déduit que les paramètres caractérisant le mouvement sismique vertical sont les suivants :

- Sa richesse en contenu en hautes fréquences, c'est-à-dire des grandes amplifications dans la gamme des courtes périodes, qui coïncident souvent avec les périodes verticales de vibration des structures en béton armé, provoquant ainsi une amplification significative des réponses.
- Le rapport d'accélération maximale (V/H), où nous avons cité des études qui ont confirmé le manque de conservatisme de la règle de 2/3 de V/H. Cette dernière peut sous-estimer les actions sismiques sur les structures près de la source et les surestimer à grandes distances de la source.
- L'intervalle de temps entre les pics des mouvements sismiques vertical et horizontal, où nous avons exposé des exemples qui montrent d'une part l'arrivée tôt du pic du mouvement vertical avant l'horizontal pouvant ainsi engendrer des secousses verticales à la structure et affecter significativement la réponse

structurelle, et d'autre part la coïncidence des pics des mouvements sismiques vertical et horizontal peut causer des niveaux élevés de risque sismique dans la structure. Nous avons cités aussi quelques études qui ont déduit que l'intervalle de temps entre les pics varie avec la distance de la source.

Par la suite on a présenté quelques preuves sur terrain des dommages causés par le mouvement sismique vertical. Nous avons exposé des structures en béton armé endommagées par cisaillement, par compression, par flexion ou à cause de l'interaction de la compression et du cisaillement qui sont dus essentiellement à :

- L'augmentation des forces axiales causée par le mouvement sismique vertical.
- La variation des charges axiales due à la composante sismique verticale.
- La réduction instantanée de la résistance au cisaillement due à la variation des forces axiales provoquée par le mouvement sismique vertical.

Dans le chapitre 3, une revue bibliographique relative à l'état de l'art en matière d'analyse des effets du mouvement sismique vertical sur le comportement sismique des structures en béton armé a été présentée. L'examen de l'ensemble de ces travaux a montré principalement les différents effets du mouvement sismique vertical sur la réponse dynamique des structures. Par la suite, une vue d'ensemble sur les directives relatives au mouvement sismique vertical des codes parasismiques UBC97, EC8, RPA et RPOA on été présentées. On a constaté particulièrement que le spectre vertical proposé par l'EC8 est en bonne concordance avec les spectres des accélérations verticales enregistrées, que se soit en termes d'amplitude ou en contenu fréquentiel.

L'effet du mouvement sismique vertical sur la réponse dynamique d'un pont en béton armé a été étudié dans le chapitre 4. Afin d'analyser les effets de la configuration géométrique du pont, comprenant les longueurs des travées (à la fois symétrique et asymétrique), et la hauteur de la pile, une étude paramétrique englobant des analyses modales et dynamiques temporelles linéaires a été établie pour différentes configurations de pont. Pour montrer l'influence du mouvement sismique vertical, les résultats de ces analyses sont présentés en quatre parties : la variation du rapport de la force sismique verticale développée sur la charge permanente du pont, la contribution

du mouvement sismique vertical à la variation des forces axiales au niveau des piles, l'effet du mouvement sismique vertical sur l'effort tranchant ainsi que sur la résistance au cisaillement, et la variation des moments fléchissants au niveau du tablier.

Les résultats obtenus à travers cette étude montrent que la réponse dynamique du pont dépend du mouvement sismique vertical. On peut conclure que :

- Le rapport de la force sismique verticale développée sur la charge permanente du pont a augmenté suite à l'introduction de la composante sismique verticale. Cette augmentation varie en fonction de la configuration géométrique choisie du pont.
- Les forces axiales au niveau des piles ainsi que leurs variations deviennent plus importantes sous l'effet du mouvement sismique vertical selon chaque configuration géométrique du pont.
- La contribution du mouvement sismique vertical à la variation des forces axiales est très importante mis à part le cas de pont avec un rapport de longueur des travées égale à 0.40 où cette contribution marque une diminution.
- Les efforts tranchants développés dans les piles varient avec l'accroissement des longueurs égales des travées et les hauteurs des piles des ponts mais ne changent pas en considérant la composante sismique verticale. Tandis que pour les ponts avec différent rapports des longueurs des travées, le mouvement sismique vertical a un effet variable sur l'effort tranchant.
- Le séisme vertical réduit d'une façon considérable la résistance au cisaillement au niveau des piles. Cette diminution varie en fonction de la configuration géométrique choisie du pont.
- Le mouvement sismique vertical a une influence importante sur les moments fléchissants (minimums et maximums) à mi travée et en appuis des tabliers des ponts.

5.2. Perspectives des futurs travaux

Les résultats obtenus dans ce travail peuvent être améliorés par certaines recommandations pour les travaux futurs, nous suggérons les perspectives suivantes :

- Etudier l'effet du mouvement sismique vertical sur la réponse dynamique des ponts en béton armé à travers des études dynamiques non linéaires, en variant le rapport des accélérations maximales verticales sur les accélérations maximales horizontales (V/H) et l'intervalle de temps entre les pics des mouvements sismiques vertical et horizontal, tout en utilisant différents types de ponts
- Etudier l'effet du mouvement sismique vertical sur la réponse dynamique des bâtiments en béton armé de type (poteaux-poutres) et (poteaux-poutres-voiles) en utilisant des études dynamiques linéaires et non linéaires, en variant le rapport des accélérations maximales verticales sur les accélérations maximales horizontales (V/H) et l'intervalle de temps entre les pics des mouvements sismiques vertical et horizontal.
- Effectuer une étude plus large des enregistrements sismiques en considérant les différents paramètres caractérisant le mouvement sismique vertical pour converger vers une forme plus réaliste du spectre de réponse vertical réglementaire.
- Soutenir les résultats analytiques par d'autres recherches expérimentales dans la mesure de possible.

Bibliographie

Abrahamson, N.A. et Litehiser, J.J. (1989). Attenuation of Vertical Peak Acceleration. *Bulletin of the Seismological Society of America* , 79(3), pp. 549-580.

AFPS. (2003). Le Séisme du 21 Mai 2003 *Rapport préliminaire*.

Ambraseys N. N. Simpson K. A. (1996). Prediction of Vertical Response Spectra in Europe. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* , 25, pp. 401-412.

Antoniou, S. (1997). Shear Assessment of R/C Structures under Combined Earthquake Loading. *Imperial College. MSc Dissertation, ESEE*,.

Bozorgnia, Y; Campbell, K W. (2004). The Vertical-to-Horizontal Response Spectral Ratio and Tentative Procedures for Developing Simplified V/H and Vertical Design Spectra. *Journal of Earthquake Engineering* , 8 (2), pp. 175-207.

Broderick. B. M. et Elnashai. A. S. (1995). Analysis of the Failure of Interstate 10 Freeway Ramp During the Northridge Earthquake of 17 January 1994. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* , 24.

Button, M. R., Cronin, C. J., & Mayes, R. L. (2002). Effect of Vertical Motions on Seismic Response of Bridges. *Journal of Structural Engineering* , 128 (12), pp. 1554-1564.

Collier, C J; Elnashai, A S. (2001). A Procedure for Combining Vertical and Horizontal Seismic Action effects. *Journal of Earthquake Engineering* , 5 (4).

Di Sarno, L., Elnashai, A. S., & Manfredi, G. (2011). Assessment of RC Columns Subjected to Horizontal and Vertical Ground Motions Recorded During the 2009 L'Aquila (Italy) Earthquake. *Engineering Structures* , 33.

Earthquake Engineering Research Institute. (1983). El Asnam, Algérie Earthquake of October 10, 1980. *Arline Leeds*.

Elnashai, A S; Papazoglou, A J. (1997). Procedure and Spectra for Analysis of RC Structures Subjected to Strong Vertical Earthquake Loads. *Journal of Earthquake Engineering* , 1 (1), pp. 121-155.

Elnashai, A. S., kim, S. J., Yun, G. J., & Sidarta, D. (2006). The Yogyakarta Earthquake of May 27, 2006. *Mid-America Earthquake Center*.

Eurocode 8. (2005). Calcul des structures pour leur résistance aux séismes - Partie 1 : Règles générales, actions sismiques et règles pour les bâtiments. CEN Comité Européen de Normalisation. Saint-Denis La Plaine: *Association Française de Normalisation (AFNOR)*.

Eurocode 8. (2003). Design of structures for earthquake resistance Part 2: Bridges. Brussels: CEN Comité Européen de Normalisation.

Faison. H. et al. (2004). Reinforced Concrete Moment Frame Building without Seismic Details. *Récupéré sur World Housing Encyclopedia: <http://www.world-housing.net>*

Ghobarah, A; Elnashai, A S;. (1998). Contribution of Vertical Ground Motion to the Damage of RC Buildings. *11 th European Conference on Earthquake Engineering*. Paris.

Kim Sung Jig, H. C. (2011). Analytical Assessment of the Effect of Vertical Earthquake. *Journal of Structural Engineering* , 137 (02).

Kim, S. J., Holub, C. J., & Elnashai, A. S. (2011). Analytical Assessment of the Effect of Vertical Earthquake Motion on RC Bridge Piers. *Journal of Structural Engineering* , 137 (2), pp. 252-260.

Kunnath, S. K., Abrahamson, N., Chai, Y. H., Erduran, E., & Yilmaz, Z. (2008). Development of Guidelines for Incorporation of Vertical Ground Motion Effects in Seismic Design of Highway Bridges. *University of California at Davis*.

Mwafy, A; Elnashai, A S. (2006). Vulnerability of Code-Compliant RC Buildings Under Multi-Axial Earthquake Loading. *4th International Conference on Earthquake Engineering, Paper No. 115*. Taipei, Taiwan.

Newmark, N. M., Blume, J. A., & Kapur, K. K. (1973). Seismic Design Spectra For Nuclear Powers Plants. *Journal of the Power Division* , 99 (2).

Pacific Earthquake Engineering Research next generation attenuation project data base,(s.d.). *Récupéré sur: http://peer.berkeley.edu/peer_ground_motion_database/spectras/16318/unscaled_searches/new*

Papazoglou. A. J. et Elnashai. A. S. (1996). Analytical and Field Evidence of the Damaging Effect of Vertical Earthquake Ground Motion. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* , 25, pp. 1109-1137.

Priestley, N. M., Benzoti, G., Ohtaki, T., & Seible, F. (1996). Seismic Performance of Circular Reinforced Concrete Columns under Varying Axial load. *Division of Structural Engineering*.

Priestley, N. M., Verma, R., & Xiao, Y. (1994). Seismic Shear Strength of Reinforced Concrete Columns. *Journal of Structural Engineering* , 120 (8).

Règles Parasismiques Algériennes RPA 99 Version 2003. (2003). Document technique Réglementaire D.T.R-B.C. 2.48. *Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique*.

Règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art RPOA 2008. (2008). Document Technique réglementaire D.T.R.

Saadeghvaziri, M A; Foutch, D A. (1991). Dynamic Behavior of R/C Highway Bridges under the Combined Effect of Vertical and Horizontal Earthquake Motions. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* , 20, pp. 535-549.

Uniform Building Code (UBC). (1997). California: International Conference of Building Officials.

U.S. Geological Survey. (1999). The October 17, 1989, Loma Prieta, California, Earthquake—Selected Photographs. *Récupéré sur U.S. Geological Survey: <http://pubs.usgs.gov/dds/dds-29/>*

Xie, J. J., Wen, Z. P., Gao, M. T., Hu, Y. X., & He, S. L. (2010). Characteristics of Near-fault Vertical and Horizontal Ground Motion From the 2008 Wenchuan Earthquake. *Chinese Journal of Geophysics* , 53 (04), pp. 555-565.

Yu, C. P. (1996). Effect of Vertical Earthquake Components On Bridge Responses. *PhD thesis, University of Texas at Austin*.

ملخص

إن المنشآت الخرسانية المسلحة عادة ما تتعرض لحركة زلزالية ثلاثية الأبعاد. خلال العقود الأخيرة، أجريت دراسات عديدة للتحليل الديناميكي لهذه المنشآت باعتبار الحركة الزلزالية الأفقية بينما تم التقليل من شأن المكونة الزلزالية العمودية أو تجاهلها تماما. من جهة أخرى، نظرا للأضرار الناجمة عن هذه المكونة وكذلك توافر التسجيلات الزلزالية بالقرب من المصادر أدى بالباحثين لدراسة الحركة الزلزالية العمودية وآثارها على الرد، ما يمثل هدف هذا العمل. أولا أظهرنا أهمية الزلازل العمودي عن طريق تحليل خصائصه. بعد ذلك تم عرض بعض الهياكل التي تضررت بهذه المكونة. من خلال دراسة بعض القواعد لمقاومة الزلازل، وجدنا بشكل خاص أن الطيف العمودي المقترح في القواعد الأوروبية لمقاومة الزلازل (8) في توافق جيد مع أطراف التسارعات العمودية المسجلة. فيما بعد قمنا بدراسة معلمية تضم تحاليل شكلية وديناميكية زمنية خطية لتشكيلات مختلفة لجسر معين. النتائج المحصل عليها تبين أن الحركة الزلزالية العمودية تؤثر على الرد الديناميكي للجسر. لقد لاحظنا أن نسبة القوة الزلزالية العمودية على الحموله الدائمة للجسر، القوى المحورية في الأعمدة وتغيراتها، تصبح أكبر تحت تأثير الحركة الزلزالية العمودية حسب كل تشكيلة هندسية للجسر. وأثبتنا أيضا أن الزلازل العمودي يقلل بشكل كبير من مقاومة القص في الأعمدة، كما يؤثر بطريقة فعالة على عزوم الانحناء في منتصف الامتداد و في دعائم سطوح الجسور.

كلمات مفتاحية: مكونة زلزالية عمودية، جسر، تحليل ديناميكي.

Résumé

Les structures en béton armé sont généralement sollicitées par un mouvement sismique tridimensionnel. Durant ces dernières décennies, plusieurs études ont été menées pour l'analyse dynamique de ces structures en considérant le mouvement sismique horizontal par contre la composante sismique verticale a été sous-estimée ou pratiquement ignorée. Par ailleurs, l'observation des dommages causés par cette composante ainsi que la disponibilité des enregistrements sismiques près des sources ont conduit les chercheurs à étudier le mouvement sismique vertical et ses effets sur la réponse, ce qui représente l'objectif de ce travail. On a illustré en premier lieu l'importance du séisme vertical par l'analyse de ses caractéristiques. On a ensuite exposé quelques structures endommagées par cette composante. A travers l'examen de certains codes parasismiques, on a constaté particulièrement que le spectre vertical proposé par l'Eurocode 8 est en bonne concordance avec les spectres des accélérations verticales enregistrées. Par la suite on a établi une étude paramétrique englobant des analyses modales et dynamiques temporelles linéaires pour différentes configurations d'un cas de pont. Les résultats obtenus montrent que le mouvement sismique vertical a un effet sur la réponse dynamique du pont. On a constaté que le rapport de la force sismique verticale développée sur la charge permanente du pont, les forces axiales au niveau des piles ainsi que leurs variations, deviennent plus importantes sous l'effet du mouvement sismique vertical selon chaque configuration géométrique du pont. Ainsi on a montré que le séisme vertical réduit d'une façon considérable la résistance au cisaillement au niveau des piles, et influe d'une façon importante sur les moments fléchissants à mi travée et en appuis des tabliers des ponts.

Mots clés : Composante sismique verticale, Pont, Analyse dynamique.

Abstract

The reinforced concrete structures are usually loaded by a three-dimensional seismic motion. In the past decades, several studies have been conducted for the dynamic analysis of these structures by considering the horizontal seismic movement, whereas the vertical seismic component has been underestimated or practically ignored. Furthermore, the observation of damages caused by this component as well as the availability of seismic records near sources have led researchers to study the vertical ground motion component and its effects on the response which represents the objective of this study. First, the importance of vertical components of earthquake was shown by analyzing its characteristics and exposing some damaged structures. Through the examination of some seismic codes, it was found particularly that the vertical spectrum proposed by Eurocode 8 is in a good agreement with the spectra of recorded vertical accelerations. Subsequently we established a parametric study including modal and temporal linear dynamic analysis for different configurations of a bridge case. The results obtained show that the vertical seismic motion affects the dynamic response of the bridge. It was found that the ratio vertical seismic force -dead load, the axial forces at the columns and their variations, become more important under the effect of vertical seismic motion for each bridge geometrical configuration. Thus it has been shown that the vertical earthquake reduced considerably the columns shear strength and affects to a significant degree the bending moment at the mid-spans and supports of the bridge.

Keywords : Vertical seismic component, Bridge, Dynamic analysis.