



Ecole Nationale Polytechnique
Département de Génie Civil
Laboratoire de Génie Sismique
et de Dynamique des Structures



Thèse de Doctorat en Sciences, Génie Civil Option : Structures

Présentée par :

OUANANI Mouloud

Magister en Génie Civil, diplômé de l'ENTP

Intitulée

Réponse Sismique Tridimensionnelle des Ponts Sous Excitations d'Appuis Non-Uniformes

Devant le Jury composé de:

M. BOUABDALLAH	Professeur, ENP	Président
B. TILIOUINE	Professeur, ENP	Directeur de Thèse
M. HAMMOUTENE	Professeur, ENP	Examineur
N. BOURAHLA	Professeur, Université Saad Dahlab, Blida	Examineur
A. NECHNECH	Professeur, USTHB	Examineur
T. BRANCI	Professeur, Université Hassiba Benbouali, Chlef	Examineur

Décembre 2015

Dédicaces

A ma famille: ma mère, mon père et mon épouse d'avoir supporté mon humeur et des moments parfois difficiles et d'avoir toujours cru, bien plus que moi, en mon succès. Que cette thèse soit dédiée à eux.

A ma douce tante, F. OUANANI, pour avoir bien voulu examiner les volets linguistique et vocabulaire.

A mes chers collègues, M. AIT-YOUCHEF et M. KHELAFI de l'université Ziane Achour de Djelfa.

A R. HAMMENICHE et à ses Parents pour leurs précieuses aides. Qu'ils trouvent ici, le témoignage de toute ma reconnaissance pour leur inlassable soutien.

A Monsieur le Professeur, Y. OBRAHAM de l'université Stevenson, New-Jersey, USA.

Aux Doctorants de (LGSDS) pour le soutien mutuel que nous nous sommes tous ensemble porté durant nos thèses.

Avant-propos

La présente thèse de Doctorat en Sciences a été réalisée au Laboratoire de Génie Sismique et Dynamique des Structures de l'Ecole Nationale Polytechnique.

Dans ce cadre, je voudrais tout d'abord exprimer mes plus vifs remerciements et ma profonde gratitude à mon Directeur de thèse le Professeur **B. TILIOUINE** pour avoir bien voulu me proposer le présent sujet de recherche et m'encadrer pleinement durant toute la préparation de cette thèse. Il m'a guidé avec rigueur et fermeté et soutenu avec tous les moyens possibles tant au niveau scientifique qu'au niveau personnel et moral. La relation étudiant-professeur que j'ai bâtie avec le professeur, constitue pour moi le plus grand gain de cette thèse.

Mes remerciements vont également au Professeur **A. BOUABDELLAH**, Directeur de Laboratoire LGSDS de l'ENP qui m'a fait l'honneur d'accepter la lourde tâche de présider le jury de thèse. Qu'il trouve ici, l'expression de mes sentiments reconnaissants.

Je tiens également à remercier les Professeurs, **M. HAMMOUTENE** de l'ENP, **N. BOURAHLA** de l'Université Saad Dahlab de Blida, **A. NECHNECH** de l'USTHB et **T. BRANCI** de l'Université Hassiba Benbouali de Chlef pour avoir accepté de faire partie du jury de thèse et d'en examiner tous les aspects scientifiques et techniques. Qu'ils trouvent ici, le témoignage de ma profonde reconnaissance.

Je tiens aussi à associer également mes remerciements à tous les membres de l'équipe des Laboratoires des Travaux Publics des Wilayas de Mascara et de Mila pour leur coopération effective lors du début de la thèse.

Enfin, dans le souci de n'oublier personne, que tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin, que ce soit par leurs amitiés, leurs conseils ou leur soutien moral, trouvent ici dans ces quelques lignes l'expression de ma profonde gratitude.

ملخص:

جسور الطرق السريعة هي عنصر أساسي من شبكات النقل البري وتفرض طبيعة اقتصادية واستراتيجية مهمة. أنها توفر وصلات الطوارئ خلال الزلازل وقدرتها على العمل أثناء وبعد الأحداث الزلزالية الرئيسية أمر ضروري. ونتيجة لذلك، من الأهمية بمكان أن تكون ذات تصميم أفضل لمحاكاة سلوك هياكل الجسر تحت تأثير الزلزال الذي وقع في شدة كبيرة.

في هذا السياق، فإن الهدف الأول من هذه الرسالة هو فهم أفضل لتأثير المهم لآثار (ISS) على خصائص الذاتية والسلوك الزلزالي للجسر (Beni-Chograne) وكذلك لفهم أفضل للأهمية المرنة الا خطية لتربة الأساس على المعلمات الحرجة للاستجابة الديناميكية لنظام التربة-الهيكل. والهدف الثاني هو تقديم الآثار الرئيسية لتغير المكاني للحركة الزلزالية للتربة على الاستجابة الزلزالية للا خطية لهياكل جسر معلق بأسلاك فولاذية.

تحقيقاً لهذه الغاية، في المرحلة الأولى، يتم إجراء دراسة حساسية بما في ذلك ستة أنواع من خصائص التربة أولاً لدراسة الآثار المترتبة على صلاحية تربة الأساس على المعلمات الحرجة للاستجابة الديناميكية لجسر (Beni-Chograne). يتم تحديد الخصائص الذاتية 3D من نماذج للاهتزازات، عرضية، عمودي، طولية والاتواء ومقارنتها في ظروف مختلفة من التربة والصخور. ثم تم تمديد الدراسة إلى تحديد الاستجابة الزلزالية الا خطية لنموذج تفاعل سطح التربة - الهيكل. يتم استخدام خوارزمية التحليل السريع للا خطية (FNA) لهذا الغرض. نعتبر نهجين مختلفين في تصميم نموذج تفاعل التربة - الهيكل: نموذج لتربة خطية أي ما يعادل PGA و نموذج متقدم لتربة غير الخطية.

في العنصر الثاني، يتم إنشاء المجال الستوكاستيكي للاشارة الزلزالية المكانية والزمانية باستخدام طريقة تمثيل الأطياف Shinozouka، في كل الدعائم الجسر المعلق بأسلاك فولاذية (Mila) تأخذ في الاعتبار الظواهر الرئيسية للتناقض، للمرور الموجي والموقع تساهم في التباين المكاني لحركة التربة. الاستجابة الزلزالية غير الخطية للجسر من حيث الانتقال، و عزم الانحناء والقصر في الاتجاه الطولي للسطح و على ارتفاع أرضفة الجسر و تناقض مطالب الليونة الدورانية في القاعدة والجزء العلوي من دعائم الجسر. بشكل عام، فإن النتائج تثبت التأثير الكبير لآثار مرونة التربة على الخصائص الذاتية و الاستجابة الزلزالية لجسر الطريق السريع المدروس. وعلاوة على ذلك، فإن النتائج تبين بوضوح أهمية اللا خطية للتربة على استجابة نموذج تفاعل سطح التربة - الهيكل. وفيما يتعلق بآثار التغير المكاني لحركة التربة، تحليل الاستجابة الزلزالية الا خطية للجسر المعلق بأسلاك فولاذية (Mila) يدل على أن آثار استجابة الموقع عموماً هي أكبر من تلك الظواهر التي يسببها التضارب وتميرر الموجة. تشكيل مختلف الاستنتاجات والتوصيات ذات الفائدة المهنية.

كلمات مفتاحية: خصائص ذاتية 3D، صلاحية تربة الأساس، تحليل الحساسية، تفاعل غير خطي تربة-هيكل، استجابة زلزالية، خوارزمية (FNA)، التغير المكاني لحركة التربة، تأثير التناقض، تأثير مرور الموجة، تأثير الموقع.

Résumé

Les ponts routiers constituent une composante fondamentale des réseaux de transports terrestres et revêtent un caractère économique et stratégique important. Ils procurent des liens d'urgence durant les tremblements de terre et leur opérabilité pendant et après des événements sismiques majeurs est essentielle. En conséquence, il est d'une importance cruciale de pouvoir concevoir et simuler au mieux le comportement des structures de ponts sous l'effet de séisme d'intensité majeure.

Dans ce cadre, le premier objectif de la présente thèse consiste à mieux comprendre l'influence majeure des effets de l'ISS sur les caractéristiques modales et le comportement sismique du pont caisson de Beni-Chograne ainsi qu' à mieux appréhender l'importance de la flexibilité et de la non-linéarité du sol de fondation sur les paramètres critiques de la réponse dynamique du système couplé d'interaction sol-structure. Le second objectif vise à introduire les principaux effets de la variabilité spatiale du mouvement sismique de sol sur la réponse sismique non-linéaire des structures de ponts à haubans.

A cet effet, dans le premier volet, une étude de sensibilité incluant six types de profils de sol est d'abord effectuée pour examiner les effets de la rigidité du sol de fondation sur les paramètres critiques de la réponse dynamique du pont-caisson de Beni-Chograne. Les caractéristiques modales 3-D des modes de vibrations latérales, verticales, longitudinales et torsionnelles sont identifiées et comparées pour différentes conditions de sol et de la roche. L'étude est ensuite étendue en vue de la détermination de la réponse sismique non-linéaire d'un modèle couplé d'interaction sol-structure de pont. L'algorithme d'analyse rapide non-linéaire (FNA) est utilisé à cet effet. Deux approches différentes sont considérées en vue de modéliser l'interaction sol structure: un modèle de sol linéaire à PGA équivalent et un modèle de sol non-linéaire avancé.

Dans le second volet, le champ stochastique d'excitations sismiques spatio-temporelles non uniformes est généré en utilisant la méthode de représentation spectrale de Shinozouka, au niveau de chaque appui du pont à haubans de Mila permettant ainsi de prendre en considération les principaux phénomènes d'incohérence, de passage d'onde et de site contribuant à la variabilité spatiale du mouvement de sol. Afin d'étudier la performance du pont sous excitations sismiques d'appuis non uniformes, les réponses sismiques non-linéaires du pont en termes de déplacement, de moment fléchissant et d'effort tranchant dans la direction longitudinale du tablier et sur la hauteur des piles du pont ainsi que les demandes de ductilités rotationnelles à la base et au sommet des piles sont discutées. De manière générale, les résultats montrent l'influence majeure des effets de la flexibilité du sol sur les caractéristiques modales et le comportement de la réponse sismique du pont routier étudié. En outre, les résultats illustrent clairement l'importance de la non-linéarité du sol sur la réponse du système couplé d'interaction sol-structure. En ce qui concerne les effets de la Variabilité Spatiale du Mouvement Sismique de Sol (VSMSS), l'analyse de la réponse sismique non-linéaire du pont haubané de Mila montre que les effets de la réponse de site sont en général plus importants que ceux induits par les phénomènes d'incohérence et de passage d'onde. Diverses conclusions et recommandations d'intérêt pratique pour la profession sont également formulées.

Mots-clés: Caractéristiques Modales 3-D, Rigidité du Sol de Fondation, Analyse de Sensibilité, Interaction Sol Structure Non-Linéaire, Réponse Sismique, Algorithme FNA, Variabilité Spatiale du Mouvement Sismique (VSMSS) de Sol, Phénomène d'Incohérence, Phénomène de Passage d'onde, Phénomène de Site.

Abstract

Highways bridges are key components of land transportation networks. They provide emergency links during earthquakes and their operability after major seismic events is essential. Thus, it is of crucial importance to be able to predict the behavior of bridge structures under severe ground.

The first aim of this thesis consists to present the main results of an investigation into the influence of foundation soil stiffness on the modal characteristics and seismic response of a highway bridge with spread foundations. The second aim concerns to introduce the main effects of spatially varying ground motion on the nonlinear seismic response of cable-stayed bridge structures.

In the first part, a sensitivity study including six types of soil profiles is first performed to examine the effects of foundation soil stiffness on critical dynamic response parameters of the Beni-Chograne bridge. 3-D modal characteristics of lateral, vertical, longitudinal and torsional vibrations modes are identified and compared for various soil and rock conditions. The study is then extended to estimate the time history nonlinear seismic response of coupled foundation soil-bridge models utilizing an extension of the Fast Nonlinear Analysis (FNA) algorithm. Two different approaches for modeling soil foundation interaction are considered: a PGA consistent linear soil model and an advanced nonlinear soil model.

In the second part, the non-uniform seismic excitations stochastic field is generated using the spectral representation method developed by Shinozouka, at each support of the study bridge in order to take into account the main phenomena of incoherence, wave passage and site contributing to the spatial variability effects of earthquake ground motion. In order to further assess the performance effects of bridge subjected to spatially varying earthquake ground, the nonlinear seismic responses of the bridge in terms of vertical displacement, bending moment and shear force in longitudinal direction of the deck and the height of the tower as well as the Longitudinal ductility demands at bottom and top of all piers are discussed. In particular, the results show, among others, the major influence of soil flexibility effects on the modal characteristics and seismic response behavior of the bridge. Moreover, the results illustrate clearly the importance of soil nonlinearity on coupled foundation soil-bridge response. As regards the effects of spatially varying earthquake ground motion, nonlinear seismic responses analysis of MILA cable-stayed bridge shows that the effects of site response are usually much larger than those induced by the phenomena of the wave passage and incoherency. Various conclusions and recommendations of practical interest for the profession are also made.

Keywords: 3-D modal characteristics, Foundation soil stiffness, Sensitivity Analysis, Nonlinear Soil - Structure Interaction, Earthquake Bridge Response, FNA algorithm, Spatially Varying Earthquake Ground Motion (SVEGM), Incoherence Effect, Wave Passage Effect, Site-Response Effect

Table des Matières

Introduction Générale

1. Problématique	1
2. Objectifs	2
3. Organisation de la thèse	3

1. Effets de la Rigidité du Sol de Fondation sur les Caractéristiques Dynamiques d'un Pont Routier

1.1 Introduction	5
1.2 Description du pont Routier de Beni-Chograne	6
1.3 Types de profils des sols de fondation	8
1.4 Matrices de rigidité et d'amortissement du sol de fondation	10
1.5 Modélisation numérique du pont	13
1.6 Analyse modale du système couplé d'interaction sol-structure et étude de sensibilité	15
1.6.1 Effets de la flexibilité du sol de fondation sur les modes fondamentaux du système d'interaction sol-structure	17
1.6.2 Effets de la flexibilité du sol de fondation sur les modes supérieurs de vibrations du système d'interaction sol-structure	20
1.7 Conclusions	23

2. Effets de la Rigidité du Sol de Fondation sur la Réponse Sismique d'un Pont Routier

2.1 Introduction	25
2.2 Analyse multimodale-spectrale de la réponse sismique du système couplé d'interaction sol-structure	26
2.3 Analyse non linéaire de la réponse sismique temporelle du système couplé d'interaction sol-structure	28
2.3.1 Modèle non-linéaire du sol de fondation	28
2.3.2 Résultats numériques et discussion	30
2.4 Conclusions	36

3. Travaux Antérieurs sur la Variabilité Spatiale du Mouvement Sismique de Sol (VSMSS) et Fonction de Cohérence

3.1 Introduction	39
------------------	----

3.2 Travaux antérieures de la variabilité spatiale du mouvement sismique de sol	40
3.3 Notions de base sur les vibrations aléatoires	44
3.4 Densité spectrale de puissance	45
3.4.1. Densité spectrale de puissance de Kanai-Tajimi	46
3.4.2. Densité spectrale de puissance de Clough et Penzien	46
3.5 Fonction de cohérence	49
4. Modèles de VSMSS et Simulation d'Excitations Non Uniformes	
4.1 Introduction	51
4.2 Modèles de variabilité spatiale	52
4.2.1 Modèles de cohérence empirique	52
4.2.2 Modèles de cohérence semi-empirique	55
4.3 Phénomènes caractéristiques de la VSMSS	56
4.3.1 Phénomènes d'incohérence	56
4.3.2 Phénomènes de passage d'onde	57
4.3.3 Phénomènes de site	58
4.4 Simulation d'un champ stochastique d'excitations sismiques spatio-temporelles non uniformes	59
5. Réponse Sismique Tridimensionnelle des Ponts sous Excitations d'Appuis Non Uniformes: Etude de Cas du Pont Haubané de Mila	
5.1 Introduction	63
5.2 Présentation de l'ouvrage étudié	63
5.3 Propriétés non-linéaires du modèle numérique	66
5.3.1 Modélisation des câbles	66
5.3.2 Modèle non-linéaire de comportement des rotules plastiques	67
5.4 Caractéristiques dynamiques et identification 3-D des modes de vibration	70
5.5 Equations générales du mouvement différentiel des appuis des structures à supports multiples	72
5.6 Effet de la variabilité spatiale du mouvement de sol sur la réponse du pont à haubans de Mila	75
5.6.1 Evaluation des déplacements du sol à partir des accélérations simulées	75
5.6.2 Discussions des résultats	77
5.6.2.1 Effet de la VSMSS sur les réponses sismiques maximales dans la superstructure du pont	78

5.6.2.2 Effet de la VSMSS sur les réponses sismiques maximales dans les piles du pont	80
5.6.2.3 Effet de la VSMSS sur les demandes de ductilités sismiques dans les piles de pont	83
5.7 Conclusions	86
Conclusions Générales	87
Références bibliographiques	90

Liste des Tableaux

1.1	Propriétés typiques pour les six profils de sol représentatifs	9
1.2	Module de cisaillement effectif et vitesse de cisaillement effectif pour les six profils de sol (PGA = 0.165g) représentatifs	9
1.3	Coefficients de la matrice des rigidités pour les six profils de sol représentatifs	12
1.4	Coefficients de la matrice d'amortissements pour les six profils de sol représentatifs	12
1.5	Fréquences naturelles en Hz pour les six profils de sol représentatifs	21
2.1	Pics de déplacements du tablier (m) correspondants aux cas de charges sismiques	27
2.2	Pics de déplacements du tablier (m) calculés par les méthodes CQC et d'intégration directe temporelle	28
2.3	Coefficients de rigidités et d'amortissements effectifs de la matrice d'impédance du sol de fondation	31
2.4	Comparaison des temps de calcul entre la méthode FNA et la méthode d'intégration directe	31
2.5	Effets des modèles de comportement de sol de fondation linéaire et non linéaire sur la réponse dynamique maximale du pont étudié pour les conditions actuelles du site	35
3.1	Paramètres des filtres de sol pour le spectre de Clough and Penzien	47
3.2	Paramètres des densités spectrales de puissance de Clough et Penzien compatibles avec spectres de réponse EC8	47
5.1	Propriétés physiques mécaniques des éléments du pont de Mila	67
5.2	Paramètres des modèles de ressorts bilinéaires dans les zones plastiques	68
5.3	Description de cinq états de dommages et les limites des demandes de ductilité dans les zones plastiques des piles de pont	69
5.4	Réponses sismiques maximales dans la superstructure du pont	80
5.5	Réponses sismiques maximales dans les piles du pont	83
5.6	Demandes de ductilités maximales dans les rotules plastiques et états de dommages correspondants aux extrémités des piles du pont sous l'effet de la VSMSS	85

Table des Figures

1.1	Configuration du Pont de Beni-Chograne	7
1.2	Description du pont: (a) Vue générale, (b) Sections transversales des voussoirs, (c) Section des piles	8
1.3	Déplacements nodaux de l'élément 3-D de type portique	13
1.4	Modèle analytique 3-D du pont routier étudié: (a) Modèle d'éléments finis du pont, (b) Modèle d'éléments finis de la pile du pont dans la direction latérale	14
1.5	Variation de la masse modale effective du mode fondamental (L1) en fonction de la flexibilité du sol de fondation	17
1.6	Déformées modales du pont et facteurs de participations correspondants pour la condition de sol rigide	19
1.7	Déformées modales du pont et facteurs de Participations correspondants pour la condition de site rocheux	19
1.8	Variation des vingt premières fréquences modales du système d'interaction sol-structure pour deux conditions extrêmes de sols ferme et rocheux	20
1.9	Variation du nombre de modes en fonction de la flexibilité du sol de fondation	22
2.1	Définition des paramètres pour les propriétés plastiques du modèle de Bouc-Wen	29
2.2	Excitation sismique simulée compatible au spectre réglementaire RPOA et une valeur de $PGA = 0.33$	30
2.3	Variation temporelle de (a) Effort de cisaillement à la base des piles, (b) Déplacement du tablier et (c) Distorsion de l'isolateur pour le pont étudié	32
2.4	Variation temporelle de (a) Effort de cisaillement à la base des piles, (b) Déplacement du tablier et (c) Distorsion de l'isolateur pour le pont étudié	34
2.5	Caractéristiques de la loi force-déplacement du comportement non linéaire des sols (a) Moment latéral, (b) cisaillement latéral,	36
3.1	Densité spectrale de puissance de l'accélération du sol selon le modèle de Clough et Penzien	48
3.2	Spectre de phase de la fonction de cohérence des effets de site correspondant aux	48

	modèles de Clough et Penzien et de passage d'onde	
4.1	Réseau sismographe SMART	52
4.2	Fonction de modulation, ($t_1 = 2.68s$, $t_2 = 10s$, $t_{max} = 20s$ et $v = 0.02$)	62
5.1	Configuration du Pont de MILA	64
5.2	Description du pont: (a) Vue générale du pont (b) Section transversale du voussoir (c) Vue générale du pylône (d) Section des piles	65
5.3	Contrainte – Déformation des matériaux	67
5.4	Moment-Courbure dans les piles du pont étudié	68
5.5	Modèle analytique du pont route étudié soumis à la VSMS	69
5.6	Identification des premiers modes de vibration (V, Lg, L, T), du pont de Mila	71
5.7	Allures des signaux sismiques non corrigés et corrigés	77
5.8	Enveloppes des maxima de déplacement et de sollicitation verticale le long du tablier	79
5.9	Enveloppe des maxima de déplacement sur la hauteur des piles	81
5.10	Enveloppe des maxima de moment fléchissant sur la hauteur des piles	81
5.11	Enveloppe des efforts tranchants maximums sur la hauteur des piles	82
5.12	Demandes de ductilité aux extrémités de la pile courte du pont étudié sous l'effet de la VSMSS	83
5.13	Demandes de ductilité aux extrémités de la pile haute du pont étudié sous l'effet de la VSMSS	84
5.14	Caractéristiques de la loi moment-rotation du comportement non linéaire de la rotule plastique à la base de la pile courte	85

Introduction Générale

1. Problématique

Les ponts routiers constituent une composante fondamentale des réseaux de transports terrestres et revêtent un caractère économique et stratégique important. Ils procurent des liens d'urgence durant les tremblements de terre et leur opérabilité pendant et après des événements sismiques majeurs est essentielle. En conséquence, il est d'une importance cruciale de pouvoir concevoir et simuler au mieux le comportement des structures de ponts sous l'effet de séisme d'intensité majeure.

Dans l'analyse et le dimensionnement des ponts routiers, des modèles présentant des degrés de sophistication variés sont utilisés.

Une approche simplifiée souvent utilisée lors de la conception et l'analyse sismique des ponts est basée sur l'hypothèse communément admise que le sol de fondation supportant le pont est rigide. Peu d'attention, est généralement attribuée aux effets de l'Interaction Sol Structure (ISS) sur le comportement dynamique des ponts en dépit du fait que l'effondrement de l'infrastructure d'un pont et les fondations lors de séismes sont les principales causes des dommages ou d'effondrement des ponts.

Par ailleurs, les procédures d'analyse parasismique des ponts sont souvent basées sur l'hypothèse simplificatrice que le mouvement sismique de sol au niveau des appuis est uniforme. En d'autre terme, la variabilité spatiale du mouvement sismique de sol est complètement ignorée, ce qui ne saurait être le cas pour les structures longues en plan dont les

points d'appuis sont soumis, en sus des forces d'inerties, à des forces pseudo-statiques additionnelles importantes.

2. Objectifs

Le travail de recherche s'inscrit précisément dans le cadre de cette double problématique. La présente recherche vise ainsi deux objectifs principaux:

Le premier objectif consiste à mieux comprendre l'influence majeure des effets de l'ISS sur les caractéristiques modales et le comportement sismique d'un pont caisson type ainsi qu'à mieux appréhender l'importance de la flexibilité et de la non-linéarité du sol de fondation sur les paramètres critiques de la réponse dynamique du système couplé Sol-Structure.

Le second objectif vise à introduire les principaux effets de la variabilité spatiale du mouvement sismique de sol sur la réponse sismique non-linéaire des structures de ponts à haubans.

A cet effet, dans un premier volet:

Une étude de sensibilité incluant six types de profils de sol est d'abord effectuée pour examiner les effets de la rigidité du sol de fondation sur les paramètres critiques de la réponse dynamique du pont. Les caractéristiques modales 3-D des modes de vibrations latéraux, verticaux, longitudinaux et de torsionnels sont identifiées et comparées pour différentes conditions de sol. L'étude est ensuite étendue en vue de la détermination de la réponse sismique non-linéaire d'un modèle couplé d'interaction sol-structure de pont. Une extension de l'algorithme d'analyse rapide non-linéaire (FNA) est utilisée à cet effet. Deux approches différentes sont considérées en vue de modéliser l'interaction sol structure: un modèle de sol linéaire à PGA équivalent et un modèle de sol non-linéaire avancé.

Dans le second volet, le champ stochastique d'excitations sismiques spatio-temporelles non uniformes est généré en utilisant la méthode de représentation spectrale de Shinozouka, au niveau de chaque appui du pont étudié permettant de prendre en considération les principaux phénomènes d'incohérence, de passage d'onde et de site contribuant à la variabilité spatiale du mouvement de sol. Afin d'étudier la performance du pont sous excitations sismiques d'appuis non uniformes, un modèle mathématique de type éléments finis 3-D du pont haubané de Mila est développé en utilisant des éléments de type portique pour le tablier en béton précontraint, les pylônes et les entretoises en béton armé; les haubans

inclinés étant modélisés par des éléments finis de type treillis et leur non-linéarité étant considérée à l'aide d'un modèle d'élasticité équivalent. Les réponses sismiques non-linéaires du pont en termes de déplacement, de moment fléchissant et d'effort tranchant dans la direction longitudinale du tablier et sur la hauteur des piles du pont ainsi que la demande de ductilités rotationnelles à la base et au sommet des piles sont discutées.

Diverses conclusions et recommandations d'intérêt pratique pour la profession sont également formulées.

3. Organisation de la thèse

Dans le premier chapitre de la présente thèse, l'importance de la prise en compte des effets de la rigidité du sol de fondation sur les caractéristiques dynamiques d'un pont routier est examinée afin de quantifier les effets de l'Interaction Sol Structure (ISS). Divers paramètres de la réponse modale des systèmes couplés ponts- sols de fondation sont comparés à ceux de ponts reposant sur une assise de fondation. Les caractéristiques dynamiques 3-D pour chaque type de vibrations: Verticales (V), Longitudinales (Lg.), Latérales (L) et Torsionnelles (T) du système d'interaction sol-structure sont identifiées et comparées pour deux conditions de sites ferme et rocheux.

Deux modèles du comportement de sols sont brièvement décrits dans le chapitre II, en vue d'étudier les effets de la rigidité du Sol de fondation sur la réponse sismique d'un pont ainsi qu'à mieux appréhender l'importance de la flexibilité et de la non-linéarité du sol de fondation sur les paramètres critiques de la réponse dynamique du système couplé d'interaction sol-structure.

Dans le troisième chapitre, on décrit les travaux antérieurs sur la Variabilité Spatiale du Mouvement Sismique de Sol (VSMSS). On s'intéressera, en particulier à la densité spectrale de puissance de Tajimi-Kanai en vue de générer un champ stochastique d'excitations sismiques spatio-temporelles non uniformes par la méthode de représentation spectrale. On exposera ensuite le modèle général de la fonction de cohérence entre les signaux sismiques.

Les modèles de la VSMSS proposés dans la littérature sont décrits plus en détail dans le quatrième chapitre, la méthode de représentation spectrale développée par Shinozouka en vue de générer un champ stochastique d'excitations sismiques spatio-temporelles non uniformes est utilisée. A cet effet, un programme implémenté dans l'environnement MATLAB est développé.

L'objectif du chapitre V vise à introduire les principaux effets de la variabilité spatiale du mouvement sismique de sol sur la réponse sismique non-linéaire des structures de ponts à haubans.

Cette thèse de Doctorat sera clôturée par des conclusions générales et recommandations utiles sur le plan pratique qui retrace les grandes lignes du travail effectué et souligne les différents résultats obtenus tant du point de vue formulation et modélisation que du point de vue comportement dynamique et réponse sismique nonlinéaire des structures de ponts. Cette thèse constitue une référence utile pour toute institution de recherche ou éventuellement tout bureau d'études techniques avancées, chargés de la conception et de l'analyse 3-D du comportement non-linéaire des structures complexes en présence d'Interaction Dynamique Sol-Structure et sous l'action des Excitations Sismiques d'Appuis Spatialement Variables.

Chapitre 1

Effets de la Rigidité du Sol de Fondation sur les Caractéristiques Dynamiques d'un Pont Routier

1.1 Introduction

Les procédures de conception des structures courantes utilisées pour l'analyse sismique et la conception de ponts sont basées sur l'hypothèse commune que le sol de fondation supportant le pont est considéré rigide. Peu d'attention, est généralement attribuée aux effets de l'Interaction Sol Structure (ISS) sur le comportement dynamique des ponts en dépit du fait que l'effondrement de l'infrastructure d'un pont et les fondations lors de séismes sont les principales causes des dommages ou d'effondrement des structures de ponts. Ceci peut être attribué (i) à la complexité du phénomène ISS et l'absence d'intégration de l'ISS dans les codes d'analyse sismique et de conception des systèmes pont-sol de fondation (ii) à une estimation difficile des caractéristiques de rigidité et d'amortissement en égard à la grande variété des profils de sol rencontrés dans la pratique (iii) au nombre très limité d'investigations notamment des études comparatives numériques et expérimentales sur les effets de l'ISS.

Les investigations sismiques antérieures ont abouti à des préoccupations toujours croissantes de la part des ingénieurs au sujet de l'importance de la réponse de sols et les effets de l'ISS sur l'analyse de la réponse et la performance de plusieurs structures de pont. (e.g., Crouse et al, 1987; Levine et Scott, 1989; Spyrakos, 1990; Trifunac et Todorovska, 1996; Tangaonkar et Jangid, 2003). En général, les effets de l'ISS sont considérés pour des structures de pont fondées sur des sols déformables. La rigidité du sol de fondation et les conditions de sol peuvent avoir des effets substantiels sur le contrôle des vibrations et de la performance sismique des structures (Cook et al., 1995; Ellassaly et al, 1995; Tiliouine et Moussaoui, 1996; Lihua, 2012). Il est à noter que du point de vue de la conception, les types de ponts qui sont particulièrement sensibles aux effets de l'ISS sous l'effet d'un séisme

sévère, comprennent en particulier, les ponts munis des culées intégrantes (Spyrakos et Ioannidis, 2003), les culées de grandes hauteurs (Tsang et al., 2002), les ponts à câble (Elassaly et al., 1995, Shehata et Toshi, 2013) ainsi que les ponts caissons. Les caractéristiques dynamiques d'un pont sont d'une importance primordiale dans l'analyse sismique du système d'interaction sol-structure, du fait que les fréquences qui en découlent fournissent des informations très utiles sur d'éventuels modes de résonance avec amplification dynamique maximale dans différents modes ainsi que sur la sélection d'un pas de temps approprié pour l'analyse de la réponse transitoire. Par ailleurs, les déformées modales sont également nécessaires pour identifier les régions les plus flexibles du système d'interaction sol-structure et de calculer la masse modale effective afin de déterminer la contribution des modes utiles à la réponse dynamique de ces systèmes. Cependant, les caractéristiques dynamiques de tels systèmes peuvent être altérées au cours de mouvements sévères au sol (Hardin et Drnevich (1972a+1972b); FEMA356 / ASCE, 2000). En particulier, les déformations du sol et l'intensité des contraintes peuvent influencer de manière significative les propriétés mécaniques des sols (Hardin et Drnevich, (1972a + 1972b)) et éventuellement la réponse des systèmes sol-structure durant de forts séismes (e.g. Kobayashi, 2002). Pecker (2011) ont montré aussi que les effets de l'ISS sur la réponse non linéaire de pont peuvent entraîner de fortes demandes de ductilité sismiques.

Dans ce premier chapitre de cette présente thèse, l'importance de la prise en compte des effets de l'ISS sur les caractéristiques dynamiques d'un pont route typique est examinée afin de quantifier les effets de l'ISS. Divers paramètres de la réponse modale des systèmes couplés pont-sols de fondation sont comparés à ceux de pont reposant sur une assise de fondation rigide.

A cet effet, un total de six types de profils de sol de fondation correspondant à la classification des sites préconisée par les normes ATC ont été considérés. En outre, les caractéristiques dynamiques 3-D pour chaque type de vibrations: latérales, verticales, longitudinales et torsionnelles du système d'interaction sol-structure sont identifiées et comparées pour deux conditions de sites ferme et rocheux.

1.2 Description du pont Routier de Beni-Chograne

Le pont routier de Beni-Chograne schématisé dans la figure 1.1, est un pont type construit par encorbellements successifs et muni d'un dispositif d'appuis au niveau des culées. Il est implanté dans la région de Beni-Chograne Wilaya de Mascara, en zone sismique IIa du Nord-

Ouest de l'Algérie caractérisée par une accélération maximale du sol (PGA) égale à 0.165g. Dans le but de clarifier les effets de la rigidité du sol de fondation sur les caractéristiques modales 3D, une analyse de sensibilité basée sur six types de profils de sol de fondation est considérée (cf. Paragraphe 1.3).



Figure 1.1. Configuration du Pont de Beni-Chograne

Le pont s'étend sur une longueur totale de 216m et comporte trois travées continues en béton précontraint dont une travée centrale de portée égale à 100m et deux travées de rive de 58m de longueur chacune (Figure 1.2(a)).

La structure porteuse est constituée d'une poutre caisson unicellulaire, (Figure 1.2(b)) de largeur 9.50m (y compris les encorbellements) et de hauteur variable (5.95m à l'appui et 2.70m à la clé). La variation des moments d'inertie obéit à la relation suivante:

$$I = I_0 \left(1 + K \left(\frac{x - \alpha L}{L - \alpha L} \right)^2 \right)^{\frac{5}{2}} \quad (1.1)$$

Dans cette expression, la constante K est estimée par:

$$K = \left(\frac{I_1}{I_0} \right)^{0.4} - 1 \quad (1.2)$$

où, I_l représente le moment d'inertie du voussoir sur pile et I_0 le moment d'inertie du voussoir à la clef ou sur culée, La constante α désigne le rapport entre la longueur de la partie à section constante, (αL), et la longueur total (L) de la travée de rive.

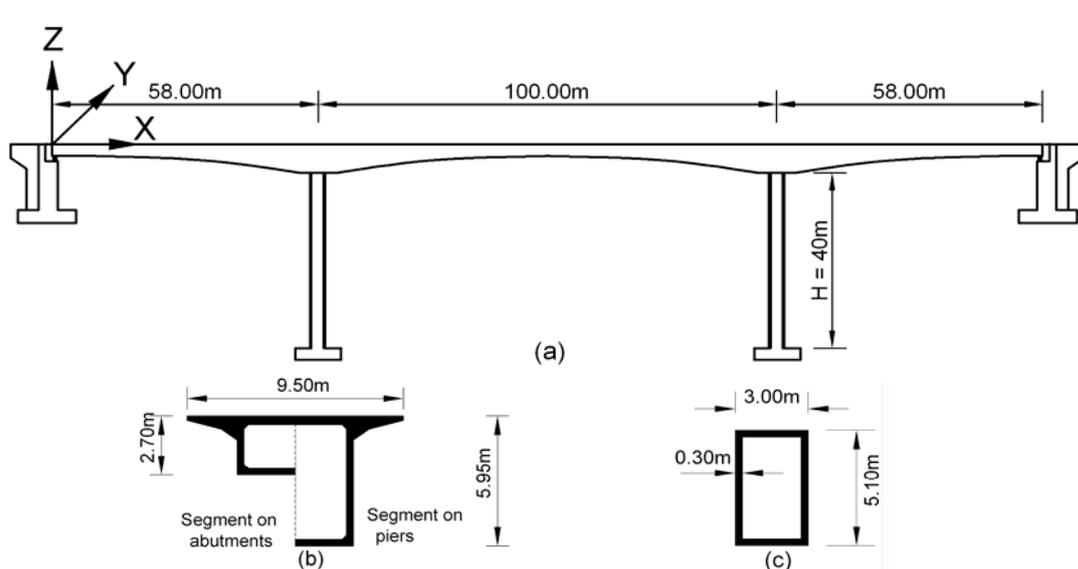


Figure 1.2. Description du pont: (a) Vue générale (b) Sections transversales des voussoirs (c) Section des piles

Les modules de déformation du béton (modules de Young) sont respectivement pris égaux à 33 GPa pour les piles en B.A et 36 GPa pour le tablier du pont en BP. La masse volumique est prise égale à 2500 kg/m³.

Le pont est supporté par deux piles intermédiaires en BA et aux extrémités par deux culées, ce système d'appui repose sur des semelles superficielles rigides. Les piles intermédiaires en BA sont identiques avec une hauteur égale à 40m. Leurs sections transversales de type tubulaire, de forme rectangulaire, avec des parois de 0.30m d'épaisseur (Figure 1.2(c)) sont encastrées aux sommets. Le mode de liaison entre le tablier et les culées du pont est assuré par des appareils d'appuis en néoprènes frettés.

1.3 Types de profils des sols de fondation

Afin d'évaluer l'effet de la rigidité du sol de fondation sur les caractéristiques vibratoires du pont étudié, une étude de sensibilité est menée en utilisant six types de profils de sol de fondation, conformément à la classification des sites en vigueur (e.g, ATC, 1996; FEMA356, 2000) qui les classe à partir des propriétés du sol du plus faible au plus élevé: S_D : sol ferme;

S_C : sol dense-Roche et S_B : Roche dure. Les valeurs typiques des propriétés du sol telles que le poids volumique, la vitesse de l'onde de cisaillement et le module initial de cisaillement sont résumées dans le Tableau 1.1, ci-après. Par ailleurs, les sols très meubles ne sont pas inclus dans l'étude paramétrique, car ils nécessitent des investigations géotechniques très spécifiques du site et requièrent des systèmes de fondation autres que des semelles isolées. Il en est de même pour le site rocheux très dur (S_A) non pris en compte dans la présente étude car il donne des résultats pratiquement similaires au site S_B .

En conséquence, les conditions de sols, S_E et S_A inclus dans les tableaux 1.1 et 1.2 ci-après ne sont présentés seulement qu'à des fins exhaustives.

Tableau 1.1. Propriétés typiques pour les six profils de sol représentatifs.

Type du sol	Description	Vitesse de l'onde de cisaillement V_s (m/s)	Poids volumique γ (KN/m ³)	Module initial de cisaillement G_0 (MPa)	
				Faible	Elevé
S_A	Roche très dure	>1524	—	5210	—
S_B	Roche dure	762 to 1524	>22	1303	5210
S_C	Sol dense-Roche	366 to 762	21 to 22	287	1303
S_D	Sol ferme	183 to 366	19 to 21	65	287
S_E	Sol meuble	< 183	14 to 19	—	< 65

Le module de cisaillement effectif (G) et la vitesse de l'onde de cisaillement effectif (V_s') associés ont été estimés pour une valeur de PGA égale à 0.165g et pour chaque type de profil de sol en utilisant les procédures indiquées dans les références (FEMA356, 2000). Les résultats obtenus sont présentés dans le Tableau 1.2 ci-dessous. Il est clair que pour les facteurs de réduction plus faibles, $G \approx G_0$ and $V_s \approx V_s'$.

Tableau 1.2. Module de cisaillement effectif et vitesse de cisaillement effective pour les six profils de sol (PGA = 0.165g) représentatifs

Type du sol	Description	Coefficient de Poisson	Module effectif de cisaillement G (MPa)		Vitesse effective de l'onde de cisaillement V_s' (m/s)	
			Faible	Elevé	Faible	Elevé
S_A	Roche très dure	0.25	5210	—	1524	—
S_B	Roche dure	0.25	1290	5158	758	1516
S_C	Sol dense-Roche	0.30	261	1185	349	727
S_D	Sol ferme	0.40	53	235	166	331
S_E	Sol meuble	0.45	—	< 32	—	< 128

1.4 Matrices de rigidité et d'amortissement du sol de fondation

Les valeurs de rigidité et d'amortissement de type visqueux correspondant aux degrés de liberté concentrés à la base des appuis des piles sont considérés indépendants de la fréquence (c'est-à-dire, les valeurs des fonctions d'impédance associées à des fréquences voisines de zéro) peuvent être calculées à partir de la solution d'une semelle circulaire bandée à la surface d'un demi espace, élastique (e.g, Gazetas, 1991; Yohchia, 1996; Wolf, 1997):

$$K_x = \frac{8G}{2-v} R_x \quad K_{\theta_x} = \frac{8G}{3(1-v)} R_{\theta_x}^3 \quad (1.3)$$

$$C_x = \frac{4.6G}{(2-v)V'_s} R_x^2 \quad C_{\theta_x} = \frac{0.4G}{(1-v)V'_s} R_{\theta_x}^4 \quad (1.4)$$

$$K_y = \frac{8G}{2-v} R_y \quad K_{\theta_y} = \frac{8G}{3(1-v)} R_{\theta_y}^3 \quad (1.5)$$

$$C_y = \frac{4.6G}{(2-v)V'_s} R_y^2 \quad C_{\theta_y} = \frac{0.4G}{(1-v)V'_s} R_{\theta_y}^4 \quad (1.6)$$

$$K_z = \frac{4G}{1-v} R_z \quad K_{\theta_z} = \frac{16G}{3} R_{\theta_z}^3 \quad (1.7)$$

$$C_z = \frac{3G}{(1-v)V'_s} R_z^2 \quad C_{\theta_z} = \frac{0.8G}{V'_s} R_{\theta_z}^4 \quad (1.8)$$

Les coefficients (K_x, C_x) , (K_y, C_y) et (K_z, C_z) désignent les facteurs de rigidité translationnel et d'amortissement correspondants le long des axes x, y et z respectivement, alors que $(K_{\theta_x}, C_{\theta_x})$, $(K_{\theta_y}, C_{\theta_y})$ et $(K_{\theta_z}, C_{\theta_z})$ représentent les coefficients de rigidité rotationnel et d'amortissement correspondants autour de ces mêmes axes. Les termes extra-diagonaux des matrices de rigidité et d'amortissement du sol de fondation sont évalués à partir des formules suivantes:

$$K_{x\theta_y} = \frac{0.56G}{(2-v)} R_{\theta_y}^2 \quad K_{y\theta_x} = \frac{0.56G}{(2-v)} R_{\theta_x}^2 \quad (1.9)$$

$$C_{x\theta_y} = \frac{0.4G}{(2-\nu)V'_s} R_{\theta_y}^3 \quad C_{y\theta_x} = \frac{0.4G}{(2-\nu)V'_s} R_{\theta_x}^3 \quad (1.10)$$

Dans le cas général, pour une fondation rectangulaire de longueur L et de largeur B , le rayon équivalent à une fondation circulaire s'exprime par:

$$R_x = R_y = R_z = \sqrt{\frac{BL}{\pi}} \quad (1.11)$$

$$R_{\theta_x} = \left(\frac{BL^3}{3\pi}\right)^{\frac{1}{4}} \quad (1.12)$$

$$R_{\theta_y} = \left(\frac{LB^3}{3\pi}\right)^{\frac{1}{4}} \quad (1.13)$$

$$R_{\theta_z} = \left(\frac{BL(B^2 + L^2)}{6\pi}\right)^{\frac{1}{4}} \quad (1.14)$$

Dans la présente étude, les coefficients du ressort K (associés à un degré de liberté donné) pour une fondation rectangulaire peu profonde sont obtenus en modifiant la solution correspondante à une fondation circulaire liée à la surface d'un demi-espace élastique, comme suit:

$$K = \alpha\beta K_0 \quad (1.15)$$

où K_0 représente le coefficient de rigidité pour une semelle circulaire équivalente. Les facteurs α et β sont les facteurs de correction de la forme et d'encastrement de la fondation correspondants à un degré de liberté donné. Ces facteurs sont évalués en utilisant des procédures décrites dans (e.g, Yohchia, 1996; FEMA273, 1997).

Les valeurs de la masse du sol attachée correspondantes aux degrés de liberté à la base des piles peuvent être exprimées comme suit:

$$M_x = 0.28 \rho R_x^3 \quad M_{\theta_x} = 0.49 \rho R_x^5 \quad (1.16)$$

$$M_y = 0.28 \rho R_y^3 \quad M_{\theta_y} = 0.49 \rho R_y^5 \quad (1.17)$$

$$M_z = 1.50 \rho R_z^3 \quad M_{\theta_z} = 0.70 \rho R_z^5 \quad (1.18)$$

Les coefficients M_x , M_y and M_z désignent les masses translationnelles le long des axes x, y et z respectivement; les termes M_{θ_x} , M_{θ_y} et M_{θ_z} sont les masses rotationnelles autour de ces mêmes axes.

A titre illustratif, les Tableaux 1.3 et 1.4, ci-après, fournissent respectivement, des valeurs de rigidité et d'amortissement pour les six profils de sol, brièvement décrits dans le paragraphe 1.3.

Tableau 1.3. Coefficients de la matrice des rigidités pour les six profils de sol représentatifs

Type du sol	S _D (Sol ferme)		S _C (Sol dense-Roche)		S _B (Roche dure)	
Rigidité du sol	Module de cisaillement G, (MPa)					
	Faible	Elevé	Faible	Elevé	Faible	Elevé
	53	235	261	1185	1290	5158
K _x (MN/m)	2881	12738	13305	60417	63850	255401
K _y (MN/m)	2812	12433	12986	58971	62323	249290
K _z (MN/m)	3018	13342	12691	57631	58518	234070
K _{θx} (MN. m /rd)	83168	367691	349754	1588234	1612668	6450672
K _{θy} (MN. m /rd)	45271	200145	190382	864525	877825	3511301
K _{θz} (MN. m /rd)	80981	358020	397314	1804203	1962815	7851259
K _{xθy} (MN. m /rd)	475	2102	2195	9969	10536	42144
K _{yθx} (MN. m /rd)	713	3153	3293	14954	15804	63215

Tableau 1.4. Coefficients de la matrice d'amortissements pour les six profils de sol représentatifs

Type du sol	S _D (Sol ferme)		S _C (Sol dense-Roche)		S _B (Roche dure)	
Amortissement du sol	Module de cisaillement G, (MPa)					
	Faible	Elevé	Faible	Faible	Elevé	Faible
	53	235	261	1185	1290	5158
C _x (MN.s/m)	33	72	76	165	174	349
C _y (MN.s/m)	33	72	76	165	174	349
C _z (MN.s/m)	57	126	120	261	265	530
C _{θx} (MN.m.s/rd)	364	806	766	1672	1697	3394
C _{θy} (MN.m.s/rd)	162	358	341	743	754	1509
C _{θz} (MN.m.s/rd)	316	698	775	1690	1839	3677
C _{xθy} (MN.m.s/rd)	12	27	28	61	64	128
C _{yθx} (MN.m.s/rd)	22	49	51	111	118	235

On observe qu'à partir des Tableaux 1.3 et 1.4 que les effets de réduction du module de cisaillement sur les coefficients des rigidités et d'amortissements du sol sont nettement plus prononcés pour les sols meubles. En outre, les termes de couplage des matrices de rigidité et d'amortissement sont négligeables en comparaison avec les autres termes des matrices correspondantes.

1.5 Modélisation numérique du pont

La superstructure et l'infrastructure du pont route modélisé par un système de masses concentrées seront développées en subdivisant la structure par des éléments finis 3-D de type portique. Cet élément est constitué de deux nœuds ayant chacun six degrés de liberté : trois degrés de translation le long des axes X - X, Y - Y et Z - Z et trois rotations autour de ces mêmes axes (voir Figure 1.3).

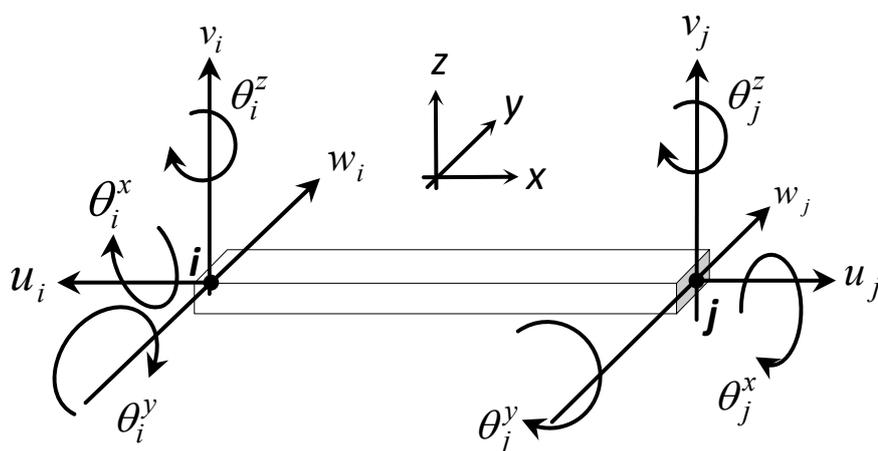


Figure 1.3. Déplacements nodaux de l'élément 3-D de type portique

Le système global du pont est analytiquement approché par un modèle d'éléments finis 3D, illustré dans la Figure 1.4.

La superstructure du pont repose sur des culées rigides et reliée aux sommets des piles intermédiaires par des éléments rigides. Le support de la culée constituée de deux appareils d'appui en élastomères frettés est supposé fixe dans les directions latérale et verticale et bloqué également autour de l'axe longitudinal de la superstructure. Les appareils d'appui utilisés dans cette présente étude sont constitués de couches alternées de plaques en caoutchouc (élastomères) et des aciers (frettes). Toutefois, la présence des frettes offre une

rigidité importante à l'appareil d'appui dans la direction verticale, mais flexible dans la direction longitudinale.

Les paramètres de rigidité et d'amortissement des appareils d'appui en élastomères frettés sont caractérisés par la rigidité effective (K_{eff}) et l'amortissement visqueux (C_{eff}) dans la direction longitudinale (cf. Figure 1.4), et peuvent être exprimés comme suit:

$$K_{eff} = \frac{4\pi^2 W}{g T_b^2} \quad (1.19)$$

$$C_{eff} = 2\xi \sqrt{\left(\frac{W}{g}\right) K_{eff}} \quad (1.20)$$

où W représente le poids de la charge permanente agissant sur un appareil s'appuyant; g est la constante d'accélération de la pesanteur et T_b est la période effective de l'appareil d'appui. La relation force-déplacement décrivant le comportement des appareils d'appui obéit à un modèle hystérétique bilinéaire avec une rigidité effective dans la direction longitudinale (e.g. Tiliouine and Ouanani, 2012).

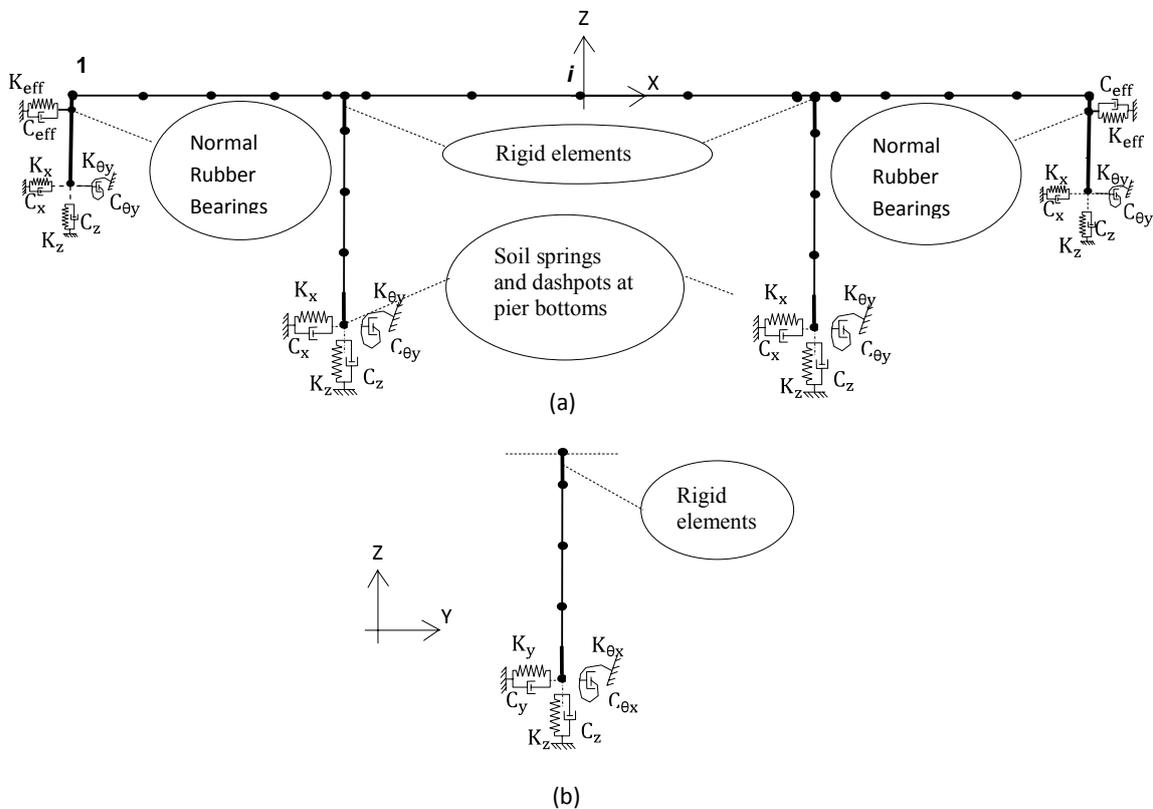


Figure 1. 4. Modèle analytique 3-D du pont routier étudié: (a) Modèle d'éléments finis du pont, (b) Modèle d'éléments finis de la pile du pont dans la direction latérale

1.6 Analyse modale du système couplé d'interaction sol-structure et étude de sensibilité

Les caractéristiques dynamiques des structures peuvent être évaluées en utilisant des techniques numériques performantes ou des tests expérimentaux. Dans le passé, des essais traditionnels en vibrations libres et en vibrations forcées ont été amplement utilisés (par exemple, Ewins, 2000). Toutefois, récemment l'analyse modale opérationnelle a été utilisée plus récemment avec avantage pour extraire les propriétés dynamiques des structures à partir des vibrations ambiantes et des vibrations forcées.

Les techniques d'identification par sous-espaces stochastiques ainsi que la méthode de décomposition fréquentielle ont été utilisées avec succès pour identifier les propriétés dynamiques de prototypes de pont. Alternativement, diverses procédures numériques (par exemple, Wilson, 2002; Chopra, 2011) ont été élaborées dans le but de résoudre les problèmes aux valeurs propres résultant de la réponse en vibrations libres des structures. Dans ce cadre, la technique d'itération par sous-espaces et la méthode de réduction utilisant les vecteurs de Ritz dépendant du chargement (LDR) ont été avantagement utilisées (e.g., Clough et Penzien, 1995; Tiliouine et Moussaoui, 1996; Wilson, 2002).

Ceci étant le cas, la solution du problème aux valeurs propres d'un modèle d'interaction sol-structure peut être déterminée (lorsque les effets d'amortissement du sol ne sont pas importants) en résolvant le système matriciel d'équations d'ordre $N \times N$ suivant:

$$([K] - \omega_i^2[M])X_i = 0 \quad i = 1, 2, \dots, N \quad (1.21)$$

$$X_i = \{X_1, X_2, \dots, X_n\}^T \quad (1.22)$$

où,

$$X_1 = \{u_1, w_1, v_1, \theta_1^x, \theta_1^y, \theta_1^z\}^T; \quad X_2 = \{u_2, w_2, v_2, \theta_2^x, \theta_2^y, \theta_2^z\}^T$$

$$X_n = \{u_n, w_n, v_n, \theta_n^x, \theta_n^y, \theta_n^z\}^T$$

où X_i représente le i ème vecteur de déplacement modal et ω_i la pulsation propre correspondante.

Dans les expressions ci-dessous, K et M désignent respectivement les matrices globales assemblées de rigidité et de masse du système d'interaction sol-structure obtenues par assemblage des matrices de masse et de rigidité du sol de fondation avec les matrices élémentaires de la structure:

$$[K_e] = \iiint [B]^T [D] [B] dV \quad (1.23)$$

$$[M_e] = \iiint \rho [N]^T [N] dV \quad (1.24)$$

où B représente la matrice des dérivées des fonctions d'interpolation, N une matrice contenant les fonctions de formes. Les symboles ρ et D désignent la masse volumique et la matrice d'élasticité de l'élément respectivement (e.g. Zienkiewicz et Taylor, 2005).

Le nombre de modes propres utiles à retenir lors d'une analyse dynamique peut être fixé selon la valeur du pourcentage de participation modale; la somme des masses modales étant fixée au moins à 90% ou 95% de la masse totale prise en compte dans la direction choisie. En outre, le pourcentage de la masse totale choisie dans une direction j par ensemble tronqué n de vecteurs propres orthonormés par rapport à [M], peut être déterminé à partir des références (e.g., Tiliouine et Moussaoui, 1996; Chopra, 2011).

$$e_{n,j} = \frac{1}{\{r_j\}^T [M] \{r_j\}} \left(\sum_{i=1}^n p_{i,j}^2 \right) \times 100 \quad (1.25)$$

où $p_{i,j}$ désigne le facteur de participation du mode $\{X_i\}$ tel que:

$$p_{i,j} = \{x_i\} [M] \{r_j\} \quad (1.26)$$

Le vecteur d'influence $\{r_j\}$ contient les coefficients d'influence exprimant les n déplacements nodaux induits par des valeurs unitaires des déplacements à la base dans la direction j.

1.6.1 Effets de la flexibilité du sol de fondation sur les modes fondamentaux du système d'interaction sol-structure

Pour l'analyse de la réponse en vibrations libres du système d'interaction sol-structure, l'effet d'interaction est essentiellement contrôlé par la rigidité du sol de fondation qui dépend fortement du type de profil de sol considéré.

La figure 1.5 montre la variation de la masse modale effective correspondant à la fraction de la masse totale mobilisée dans le mode fondamental de vibration L1 des systèmes sol de fondation-pont en fonction de la flexibilité du sol de fondation. Il est à noter qu'en génie parasismique, le concept de masse effective est souvent utilisé pour indiquer la contribution relative d'un mode donné de vibration à la réponse structurale du système.

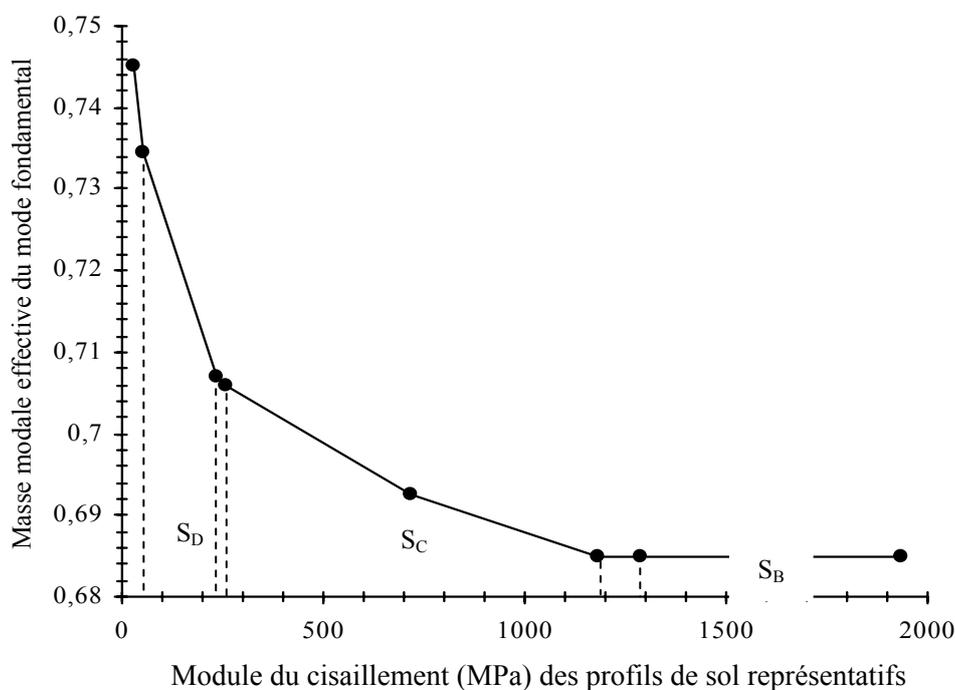


Figure 1.5. Variation de la masse modale effective du mode fondamental (L1) en fonction de la flexibilité du sol de fondation

On observe clairement que la valeur de la masse effective du mode fondamental de vibration diminue avec l'accroissement de la rigidité du sol de fondation. D'après l'allure de la figure ci-dessus, pour un pont fondé sur un sol flexible, un nombre relativement réduit de modes de basses fréquences est donc en mesure de représenter adéquatement le comportement dynamique du système. Il est à noter également que le temps de calcul est réduit, ce qui représentera un gain substantiel dans le cas où l'analyse de l'histoire temporelle doit être

effectuée à partir d'un système réduit d'équations d'équilibre dynamiques exprimées en coordonnées généralisées.

A titre d'illustration, les caractéristiques dynamiques de vibration des premiers modes de vibrations: latérales (L), verticales (V), longitudinales (Lg.) et torsionnelles (T) des modes symétriques (S) et antisymétriques (AS) du pont de Beni-Chograne ont été identifiées et comparées pour deux conditions extrêmes de sols ferme et rocheux. En outre, les représentations graphiques 3-D des déformées modales correspondantes sont présentées respectivement dans les figures 1.6 et 1.7 pour les deux conditions de sols ferme et rocheux.

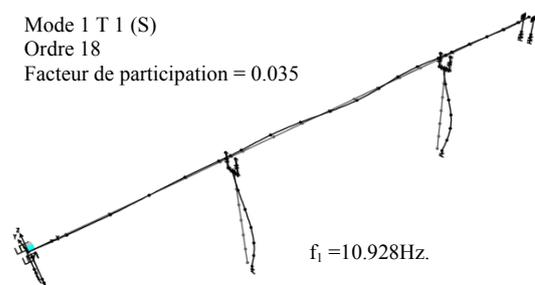
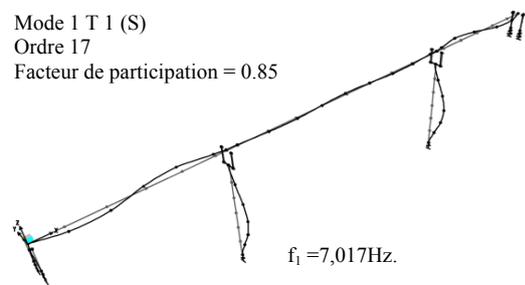
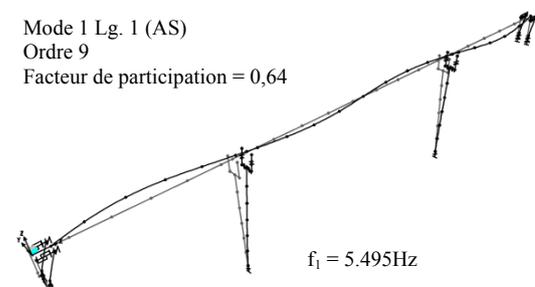
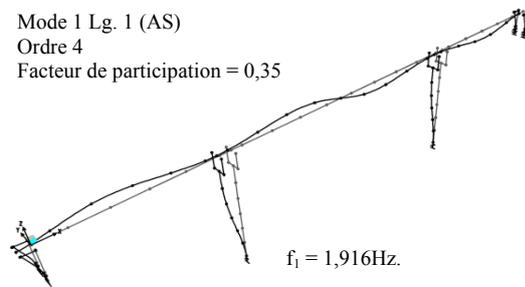
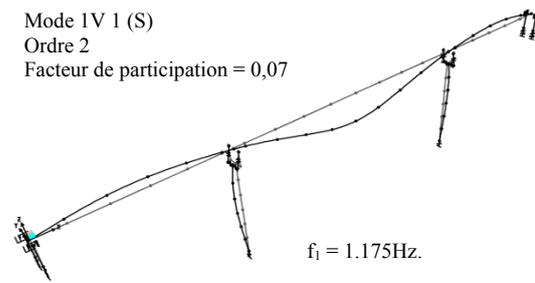
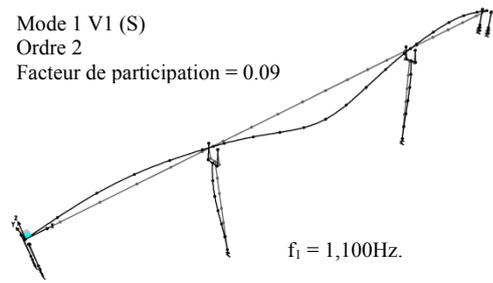
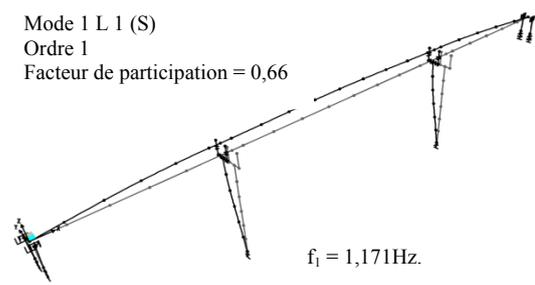
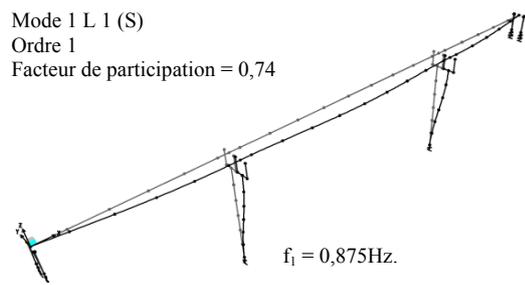


Figure 1.6. Déformées modales du pont et facteurs de participations correspondants pour la condition de sol rigide

Figure 1.7. Déformées modales du pont et facteurs de participations correspondants pour la conditions de site rocheux

D'après les représentations graphiques 3-D ci-dessus, on peut constater des différences majeures dans les valeurs des caractéristiques dynamiques et les paramètres associés de la réponse modale du système d'interaction sol-structure. Par conséquent, d'un point de vue conceptuel, il est important que les modèles analytiques utilisés dans l'évaluation de la réponse sismique des structures de pont doivent explicitement prendre en considération les effets de l'ISS.

1.6.2 Effets de la flexibilité du sol de fondation sur les modes supérieurs de vibrations du système d'interaction sol-structure

La figure 1.8 ci-après, illustre la variation des vingt premières fréquences modales du système d'interaction sol-structure correspondantes aux deux conditions extrêmes de site ferme et rocheux en fonction de l'ordre d'apparition des modes de vibrations (L, Lg, V et T).

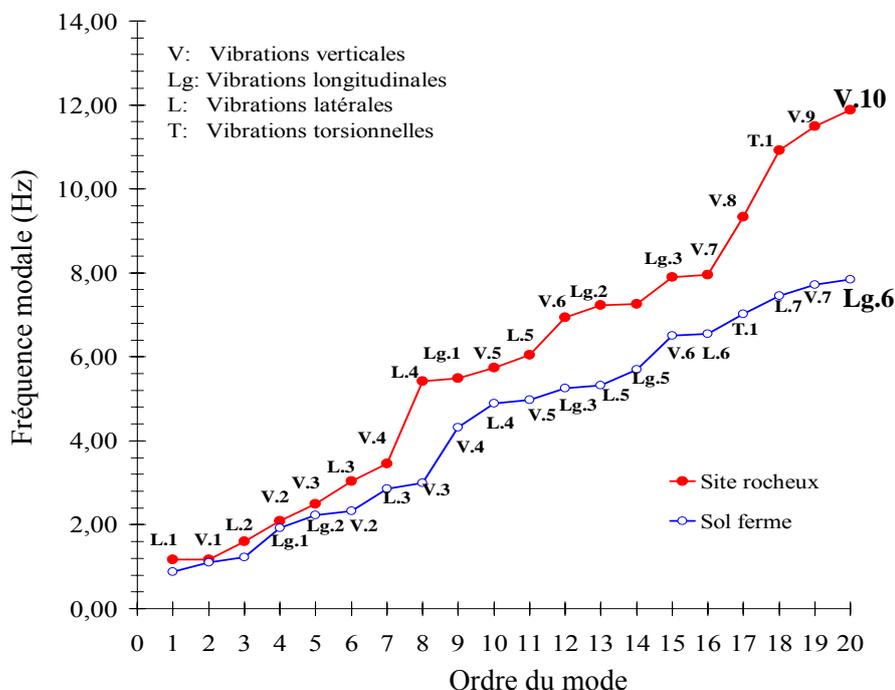


Figure 1.8 Variation des vingt premières fréquences modales du système d'interaction sol-structure pour deux conditions extrêmes de sols ferme et rocheux

On voit clairement que la décroissance des fréquences modales due aux effets de l'ISS est plus substantielle pour les modes supérieurs que pour ceux des vibrations de basses fréquences. On peut cependant noter que les effets de l'ISS peuvent affecter la nature de la forme propre du mode de vibration dominant, en particulier pour les modes supérieurs (voir par exemple, changements de la nature des formes propres: Lg.1 en V.4; et T.1 en L.7 appartenant respectivement aux 9^{ème} et 18^{ème} modes de vibrations dominants). Des tendances

similaires sont également observées pour les seconds modes de vibration (e.g., V.2 en Lg.1; et Lg.2 en L5 pour le 4^{ème} et le 13^{ème} modes de vibrations respectivement) et les troisièmes modes de vibration (L.3 en V.2; V.3 en Lg2; et Lg.3 en V.6 pour le 6^{ème}, 5^{ème} et le 15^{ème} modes propres de vibrations). Il est à souligner que ce changement de comportement des formes modales est encore plus prononcé pour les autres modes supérieurs.

Les fréquences du système combinées, en fonction de la flexibilité de la fondation ont été déterminées et regroupées à titre illustratif pour les trois premiers modes de vibrations dans le Tableau 1.5 (e.g., pour le premier et le troisième mode dans la direction latérale et pour le deuxième mode dans la direction verticale).

Tableau 1.5. Fréquences naturelles en Hz pour les six profils de sol représentatifs

Type du sol		S _D (Sol ferme)		S _C (Sol dense-Roche)		S _B (Roche dure)	
Matrice d'impédance du sol		Module de cisaillement G, (MPa)					
		53	235	261	1185	1290	5158
Premier mode (L.1)	Avec termes de couplage	0.877	1.052	1.056	1.135	1.139	1.171
	Sans termes de couplage	0.875	1.051	1.055	1.135	1.138	1.171
	Erreur relative in %	0.23	0.10	0.09	0.00	0.09	0.00
Deuxième mode V.1)	Avec termes de couplage	1.116	1.152	1.153	1.170	1.171	1.175
	Sans termes de couplage	1.100	1.151	1.152	1.170	1.171	1.175
	Erreur relative in %	1.45	0.09	0.09	0.00	0.00	0.00
Troisième mode (L.2)	Avec termes de couplage	1.280	1.431	1.436	1.545	1.549	1.597
	Sans termes de couplage	1.219	1.429	1.434	1.543	1.549	1.596
	Erreur relative in %	0.23	0.14	0.14	0.13	0.00	0.06

L'examen du tableau 1.5 montre une augmentation de fréquences des modes de vibrations pour des valeurs croissantes de la rigidité de la fondation, indépendamment du mode de vibration considéré. On peut de nouveau noter qu'une chute importante de l'ordre de 25% de la fréquence fondamentale du mode des vibrations latérales (L1) est observée pour le cas d'un profil de sol faiblement ferme S_D comparativement au cas d'un site rocheux fortement dur (élevé) S_B ou de manière équivalente à l'hypothèse d'une fondation rigide (c'est-à-dire, lorsque les effets de l'ISS sont négligeables).

Par ailleurs, on constate immédiatement comme indiqué sur le Tableau 1.5 que les termes de couplage des matrices d'impédance du sol de fondation sur les fréquences fondamentales

peuvent être ignorés. De façon générale, la même conclusion peut être énoncée pour les autres modes supérieurs.

La figure 1.9, illustre la variation du nombre de modes requis correspondants à une masse modale effective de 95% prise en compte dans les directions longitudinales, latérales et verticales correspondantes respectivement aux axes X, Y et Z en fonction de la flexibilité du sol de fondation pour les six profils de sol étudiés. On montre également sur la même figure, la variation du nombre de vecteurs propres requis pour atteindre 95% de la masse modale effective associé à des modes de vibrations torsionnelles (autour de l'axe X).

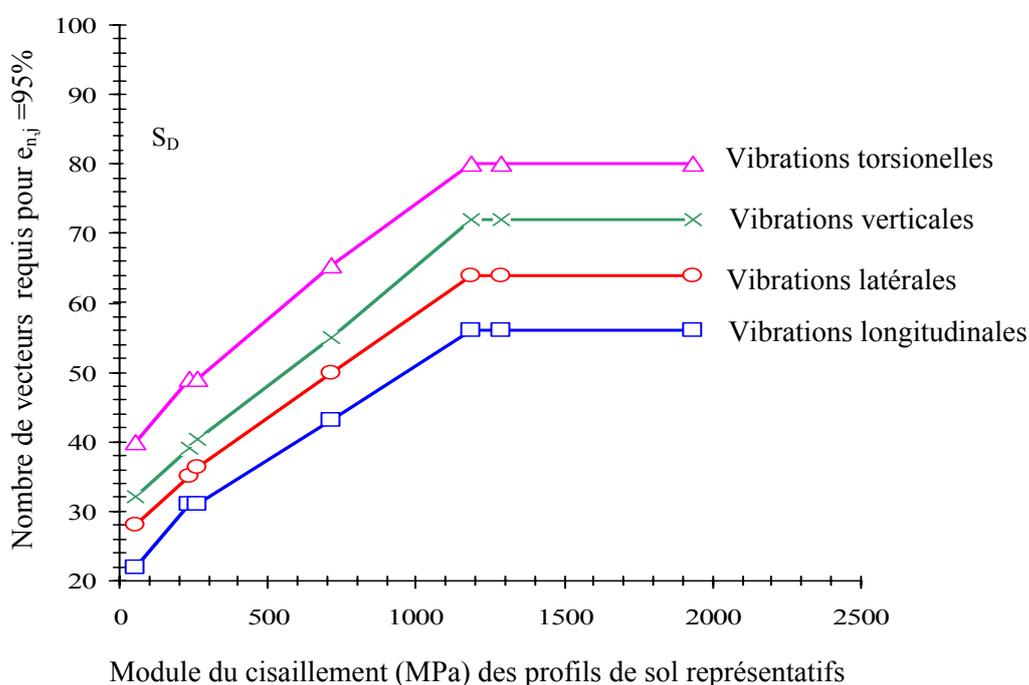


Figure 1.9. Variation du nombre de modes en fonction de la flexibilité du sol de fondation

L'examen des résultats de la figure 1.9 indiquent que le nombre de modes utiles pour atteindre une valeur spécifique de la masse modale effective croît avec l'augmentation de la rigidité du sol de fondation de manière quasi-linéaire à partir d'un profil de sol faiblement ferme (S_D) jusqu'à un profil de sol fortement dense (S_C).

Néanmoins, pour les types de sites rocheux (S_B et S_A) le nombre de modes requis correspondant à la masse modale effective de 95% est constant quelque soit la nature du mode de vibration et égal à celui qui correspond à une fondation rigide (i.e., lorsque les effets de l'ISS sont négligeables). Par ailleurs, pour un pont fondé sur un sol très rigide, un nombre

de modes relativement important de basses fréquences est donc nécessaire pour une simulation adéquate du comportement dynamique du système. Il convient également de noter que pour une valeur typique de la rigidité du sol de fondation (i.e., un profil de sol donné), le nombre de modes utiles pour atteindre une masse modale effective de 95% est significativement réduit dans la direction longitudinale comparé aux autres directions, en particulier les modes de vibrations de nature verticale et torsionnelle. En effet, cette observation peut s'expliquer par le fait que le système d'interaction sol-structure est assez flexible dans la direction longitudinale et rigide dans les autres directions.

1.7 Conclusions

Dans ce chapitre, les effets de l'ISS sont quantifiés pour divers paramètres de la réponse modale du système couplé d'interaction sol-structure et qui sont ensuite comparés à ceux du pont dont la base est rigide. Il faut souligner l'importance du comportement en vibration libre du système d'interaction sol-structure puisque les caractéristiques fréquentielles, les déformées modales associées et la masse modale effective constituent des paramètres critiques qui gouvernent la réponse dynamique du système d'interaction sol-structure. Par conséquent, des études de sensibilité ont été menées dans la perspective d'étudier les effets de la rigidité du sol de fondation sur les réponses modale du pont.

D'après les résultats obtenus des caractéristiques dynamiques 3-D du pont ainsi que divers paramètres de réponses modales du système pont-fondation, les principales conclusions suivantes peuvent être tirées:

- Des différences majeures dans les caractéristiques dynamiques 3-D et les paramètres de réponses modales du système pont-fondation sont observés lorsque les effets de l'ISS sont considérés. Par conséquent, d'un point de vue de conception parasismique, il est important que les modèles analytiques utilisés dans l'évaluation de la réponse sismique des structures du pont doivent explicitement prendre en considération les effets de l'ISS.

- Les effets de l'ISS sont plus prononcés pour les modes supérieurs de vibrations en comparaison aux modes de vibrations de basses fréquences. Il a été constaté aussi que les effets de l'ISS affectent la réponse du pont, non seulement par une diminution systématique de toutes les fréquences modales mais aussi par un changement substantiel

de la nature des modes dominants, en particulier pour les modes supérieurs de vibrations.

- L'importance de la flexibilité du sol de fondation sur les paramètres de réponses modaux tels que, la masse effective du mode fondamental de vibration, le nombre de modes utiles (correspondant à un pourcentage cumulé de participation modale égal à 95% dans une direction choisie) et les termes de couplage de la matrice d'impédance du sol de fondation ont été évalués et discutés.

Chapitre 2

Effets de la Rigidité du Sol de Fondation sur la Réponse Sismique d'un Pont Routier

2.1 Introduction

Au cours de plusieurs décennies, les recherches effectuées sur l'ISS ont été essentiellement fondées sur l'hypothèse que le comportement du sol de fondation est élastique et linéaire (ou tout au plus équivalent-linéaire), (e.g., Idriss, 1968; Vetetsos et Wei, 1971; Wolf, 1988). Cette hypothèse demeure en grande partie conforme aux normes en vigueur de conception parasismique du système d'interaction sol-structure: c'est à dire éviter la mobilisation complète de la résistance (ou déformation plastique substantielle) dans les éléments de fondation tout en canalisant les endommagements dans les éléments de la superstructure.

Néanmoins, les mouvements sismiques enregistrés dans les 25 dernières années (e.g., les séismes Loma Preita, (1989); Northridge; (1994) et Kobe (1995)) ont abouti à une prise de conscience accrue concernant les effets de non-linéarité sur la réponse dynamique des ponts routes soumis à de sévères tremblements de terre. En effet, la nécessité de considérer la non-linéarité du sol dans la conception du système d'interaction sol-structure est bien reconnue dans la littérature spécialisée (e.g., FEMA356/ASCE, 2000; EC8, 2005; AASHTO, 2011), en dépit d'un manque significatif des modèles SSI non-linéaires fiables, capables de capturer les déformations du sol permanentes et cycliques sous des mouvements forts du sol. Par ailleurs, des efforts colossaux (aussi bien qu'expérimentaux et analytiques) ont été fournis (FEMA356, 2000 et FEMA440, 2005) dans les quinze dernières années en vue de développer des procédures d'analyse efficaces qui peuvent conduire à une meilleure compréhension et une prédiction plus réaliste de la réponse dynamique non linéaire du système d'interaction sol-structure de pont y compris l'influence simultanée de la rigidité et du comportement

inélastique du sol (Paolucci, 1997; Gajan et al, 2005; Paolucci et al, 2008;. Anastasopoulos et al,. 2011; Pecker, 2011).

Afin d'évaluer davantage les effets de la rigidité non-linéaire du sol de fondation sur la réponse sismique des ponts routiers, deux modèles du comportement de sol sont utilisés en vue de la détermination de la réponse sismique du système couplé d'interaction sol-structure: un modèle de sol linéaire à PGA équivalent et un modèle de sol à plasticité avancée basé sur le modèle hystérétique de Bouc-Wen.

Dans le modèle de sol non-linéaire et hystérétique de Bouc-Wen, l'ISS est simulée en utilisant des éléments de liaison de type Wen définis par les degrés de liberté de translation et de rotation de type Wen, concentrés au centre de gravité des fondations superficielles. En outre et en vue de quantifier les effets de l'ISS, les réponses non-linéaires en fonction du temps des paramètres critiques de conception parasismique en termes d'effort de cisaillement à la base des piles, de déplacement à mi-travée centrale du tablier ainsi que de déformation de cisaillement du dispositif d'appuis en élastomères frettés placés au niveau des culées, ont été évaluées et comparées à celles du pont reposant sur des fondations rigides.

2.2 Analyse multimodale-spectrale de la réponse sismique du système couplé d'interaction sol-structure

Dans ce qui suit, les six types profils de sol (cf. Chapitre 1, Paragraphe 1.3) sont de nouveau utilisés pour les besoins de l'étude en vue d'évaluer davantage les effets de la rigidité du sol de fondation sur la réponse sismique globale du pont. Comme le montre le Tableau 1.1 du chapitre 1, les profils de sols sont identifiés et classés à partir des conditions de sol faiblement ferme jusqu'à la roche fortement dure (élevée).

En effet, le spectre de dimensionnement défini sur la base du Règlement Parasismique Algérien des Ouvrages d'Arts (RPOA, 2008) avec un niveau d'accélération équivalent à 0.165g a été utilisé pour définir le chargement sismique. Pour l'analyse sismique temporelle du pont, un amortissement de 5% pour les deux premiers modes de vibration est considéré

A titre de rappel, quatre types de spectres de réponse sont préconisés dans les prescriptions du règlement RPOA2008 correspondants aux types de sol, S₄ (Sol très meuble) jusqu'au type de sol S₁ (Sol rocheux). Les valeurs correspondantes de module de cisaillement effectif et la vitesse effective des ondes de cisaillement ont été évaluées et reportées dans le Tableau 1.2 du chapitre précédent pour les six profils de sol étudiés. A titre d'illustration, les

calculs seront effectués pour une action sismique agissante simultanément dans les trois directions orthogonales (longitudinale, transversale et verticale) afin de prendre en compte des excitations sismiques multidirectionnelles. Trois cas de chargement sont considérés à cet effet dans le but d'appréhender les réponses sismiques, combinés de la manière suivante: (a) Cas de charge I: les charges 1,0 Longitudinale + 0,3 Latérale + 0,3 Verticale; (b) Cas de charge II: les charges 0.3 Longitudinal + 1,0 Latérale + 0,3 Verticale et (c) Cas de charge III: les charges 0,3 Longitudinale + 0,3 Latérale + 1,0 Verticales.

Le Tableau 2.1 ci-après, fournit un résumé récapitulatif de l'effet de la variation de la rigidité du sol de fondation sur des valeurs maximales des déplacements au milieu de la travée centrale de la poutre caisson, où U, V et W désignent les pics de déplacements du tablier du pont le long des axes, longitudinal X, latéral Y et vertical Z respectivement.

Tableau 2.1. Pics de déplacements du tablier (m) correspondants aux cas de charges sismiques

Type du sol		S _D (Sol ferme)		S _C (Sol dense-Roche)		S _B (Roche dure)	
		Faible	Elevé	Faible	Elevé	Faible	Elevé
		Module de cisaillement G, (MPa)					
Cas de charge		53	235	261	1185	1290	5158
I	U	0.0138	0.0041	0.0040	0.0031	0.0030	0.0027
	V	0.0170	0.0157	0.0156	0.0149	0.0149	0.0147
	W	0.0073	0.0068	0.0068	0.0067	0.0067	0.0067
II	U	0.0041	0.0012	0.0011	0.0009	0.0009	0.0008
	V	0.0567	0.0522	0.0521	0.0498	0.0497	0.0490
	W	0.0073	0.0068	0.0068	0.0067	0.0067	0.0067
III	U	0.0041	0.0012	0.0011	0.0009	0.0009	0.0008
	V	0.0170	0.0157	0.0156	0.0149	0.0149	0.0147
	W	0.0242	0.0228	0.0228	0.0223	0.0222	0.0223

Nous pouvons facilement voir que quelque soit le cas de chargement, la réponse maximale du système est mise en évidence pour un profil de sol ferme S_D dans la direction latérale.

D'après le Tableau 2.1, on observe clairement que les effets de l'ISS sont plus prononcés dans la direction longitudinale du pont considéré. Pour mieux clarifier cette observation, le déplacement maximum à mi-travée centrale du pont reposant sur la roche dur est égal à 0.0027m, tandis que dans le cas du pont fondé sur un sol de fondation fortement ferme (condition actuelle du sol), il est de 0.0041 m ce qui correspond à une augmentation d'environ 52% de l'amplitude du déplacement longitudinal du pont dans le cas des sols de fondation rocheux.

En outre, en vue de vérifier les résultats obtenus en utilisant la méthode multimodale-spectrale de la réponse sismique tridimensionnelle, la méthode d'intégration directe dans le temps du type Newmark (avec les paramètres, $\alpha = 0,5$ et $\beta = 0,25$) a été appliquée au système $N \times N$ d'équations d'équilibre dynamiques du système couplé d'interaction sol-structure. Les résultats obtenus dans le cas de la condition du site actuel S_D et pour le cas de charge II sont présentés dans le Tableau 2.2, ci-après.

Tableau 2.2. Pics de déplacements du tablier (m) calculés par les méthodes CQC et d'intégration directe temporelle

Type du sol		S_D (Sol ferme)	
Cas de charge	Déplacement (m)	Méthode CQC	Méthode d'intégration directe temporelle
II	U	0.0012	0.0017
	V	0.0522	0.0449
	W	0.0068	0.0062

On observe que les résultats de déplacements dynamiques calculés en utilisant la méthode modalo-spectrale avec Combinaison Quadratique Complète (CQC) de la réponse modale et la méthode d'intégration directe pas à pas de Newmark, sont souvent en bonne concordance (Tiliouine et Ouanani, 2011). Il est clair que ce résultat remarquable nous permet de conclure pour toutes fins pratiques que les effets de non linéarité du sol sur la matrice d'amortissement du sol de fondation peuvent être négligés si l'analyse modale est effectuée avec une amplitude maximale modérée de l'accélération sismique.

2.3 Analyse non linéaire de la réponse sismique temporelle du système couplé d'interaction sol-structure

Dans le deuxième volet de cette étude, deux modèles d'approche en vue de modéliser adéquatement l'interaction sol-fondation sont développés dans la perspective de prédire la réponse sismique du pont étudié: (i) le modèle de sol linéaire à PGA équivalent et (ii) le modèle de sol de plasticité avancée basé sur le modèle d'hystérèse de Bouc-Wen.

2.3.1 Modèle non-linéaire du sol de fondation

Le modèle de plasticité est basé sur le comportement hystérétique proposé originalement par Bouc (1971) et développé par la suite par Wen (1976) et (Baber et Wen, 1981), d'où le nom du modèle de Bouc-Wen. Ce modèle est bien adapté aux comportements des sols. Les applications pertinentes au présent travail comprennent entre autres (Pires, 1996) et (Gerolymos et Gazetas, (2005 + 2006)).

La figure 2.1, ci-dessous, illustre les caractéristiques des paramètres de la relation typique force (f)-déplacement (d) correspondants aux propriétés plastiques du modèle de Bouc-Wen.

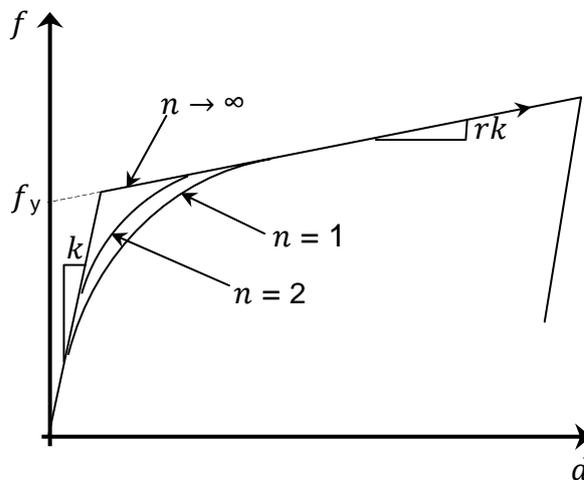


Figure 2.1. Définition des paramètres pour les propriétés plastiques du modèle de Bouc-Wen

La loi non linéaire de comportement du modèle de Bouc-Wen de type force-déplacement est donnée par la relation suivante:

$$f = rkd + (1 - r)f_y z \quad (2.1)$$

où k et f_y représentent typiquement la raideur et la force élastique initiale de l'élément respectivement, r est défini comme le ratio de la raideur tangente post-élastique à la raideur initiale et z est une variable hystérétique interne dépendant de l'historique du chargement. Cette variable est caractérisée par la relation $|z| \leq 1$, avec une surface d'écoulement représentée par $|z| = 1$. On note que la valeur initiale de la variable hystérétique est nulle et son écoulement est régi par l'équation différentielle:

$$\dot{z} = \begin{cases} \frac{k}{f_y} \dot{d} (1 - |z|^n) & \text{si } \dot{d} \geq 0 \\ \frac{k}{f_y} \dot{d} & \text{si } \dot{d} < 0 \end{cases} \quad (2.2)$$

Le nombre n contrôle la transition élastique-plastique et il est supérieur ou égal à l'unité. Comme le montre la figure 2.1 ci-dessous, les irrégularités de la surface d'écoulement augmentent pour des valeurs plus grandes de n et la limite pratique de n est d'environ 20. La méthode d'intégration numérique pas à pas est utilisée en vue d'effectuer une analyse non

linéaire dynamique du système couplé d'interaction sol-structure correspondant aux conditions actuelles du site de construction.

2.3.2 Résultats numériques et discussion

La méthode d'analyse non linéaire temporelle menée de manière automatique en utilisant le code d'analyse des structures par éléments finis (e.g. SAP2000, 2012) est une extension de la méthode rapide d'analyse non-linéaire (FNA) développée par Wilson (Ibrahimbegovic et Wilson, 1990), utilisant des éléments de connections pour simuler les sources de non-linéarités. Pour plus de détails sur la procédure d'analyse par FNA, le lecteur est convié à se référer au manuel d'utilisation du code SAP2000 (2012).

A titre de rappel, les caractéristiques géométriques et propriétés des matériaux constituant le pont type avec des fondations superficielles ont été succinctement décrites dans le chapitre précédent (cf. Chapitre 1, Paragraphe 1.3). Les propriétés du sol de fondation correspondant à la condition actuelle du site de construction du pont (type S_D : profile du sol fortement ferme) sont: poids volumique $\gamma = 21 \text{KN/m}^3$; coefficient de Poisson $\nu = 0,40$ et la vitesse initiale des ondes de cisaillement $V_s = 366 \text{m/s}$. Afin de clarifier l'effet de la non-linéarité du sol de fondation, le modèle d'éléments finis 3-D du système couplé d'interaction sol-structure (voir Figure 1.4 du chapitre 1) est maintenant soumis à une excitation sismique simulée compatible avec un spectre réglementaire RPOA (2008) pondéré par le facteur 2 (i.e., $\text{PGA} = 0,33 \text{ g}$), comme illustré sur la figure 2.2. Les techniques de simulation pour la génération du spectre compatible aux mouvements du sol sont détaillées dans la référence (Tiliouine et al., 2000). Par ailleurs, conformément aux procédures FEMA, le facteur de réduction compatible avec la valeur du $\text{PGA} = 0,33 \text{g}$ est pris égal à $G/G_0 = 0,59$ et $V_s'/V_s = 0,78$ pour ce cas présent.

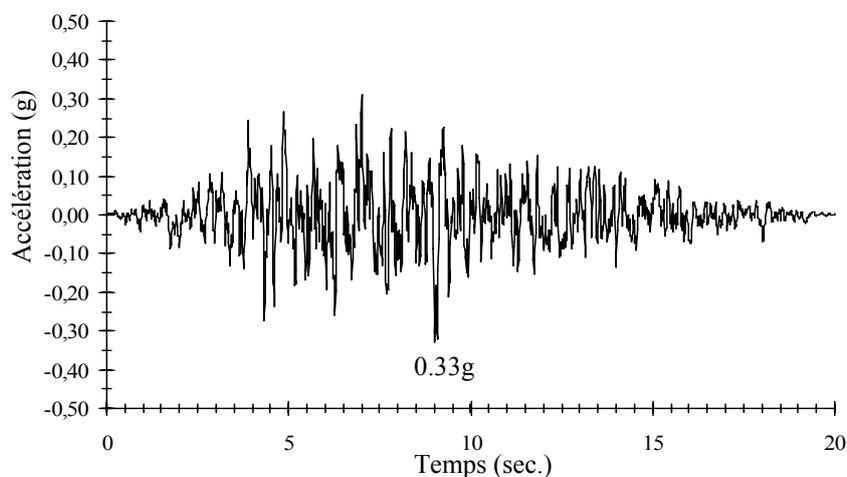


Figure 2.2. Excitation sismique simulée compatible au spectre réglementaire RPOA et une valeur de $\text{PGA} = 0,33 \text{g}$

Les valeurs associées à la rigidité et au coefficient d'amortissement visqueux utilisées pour l'élément de liaison Wen ont été évaluées et reportées dans le Tableau 2.3, ci-après.

Tableau 2.3. Coefficients de rigidités et d'amortissements effectifs de la matrice d'impédance du sol de fondation

S_D (Sol fortement ferme): $G/G_0 = 0.59$, $V_s'/V_s = 0.78$			
K_x (MN/m)	7856	C_x (MN.s/m)	54
K_y (MN/m)	7668	C_y (MN.s/m)	54
K_z (MN/m)	8228	C_z (MN.s/m)	93
$K_{\theta x}$ (MN.m /rd)	226764	$C_{\theta x}$ (MN.m.s/rd)	596
$K_{\theta y}$ (MN.m /rd)	123435	$C_{\theta y}$ (MN.m.s/rd)	265
$K_{\theta z}$ (MN.m/rd)	220800	$C_{\theta z}$ (MN.m.s/rd)	517
$K_{x\theta y}$ (MN.m /rd)	1296	$C_{x\theta y}$ (MN.m.s/rd)	20
$K_{y\theta x}$ (MN.m /rd)	1944	$C_{y\theta x}$ (MN.m.s/rd)	36

La réponse temporelle de l'effort de cisaillement à la base de la pile et le déplacement à mi-travée centrale du tablier du pont étudié excité avec un signal sismique simulé correspondant au cas de charge II ainsi que le déplacement de l'isolateur situé au niveau des culées associé au cas de charge I (i.e. directions les plus critiques) pour le pont étudié ont été évalués en utilisant la méthode d'intégration directe de Newmark avec les paramètres $\alpha = 0.5$ and $\beta = 0.25$ (i.e. en utilisant la méthode inconditionnellement stable de l'accélération moyenne) et l'algorithme FNA. On peut noter directement qu'à partir des résultats indiqués dans le Tableau 2.4 ci-après, que pratiquement pour un même degré de précision, l'approche d'analyse par FNA est plus efficace que la méthode d'analyse pas à pas par intégration directe.

Tableau 2.4. Comparaison des temps de calcul entre la méthode FNA et la méthode d'intégration directe

Méthode d'analyse	Temps (sec.)	Effort de cisaillement à la base de la pile (KN)	Déplacement à mi-travée centrale du tablier (m)	Déformation maximale de l'isolateur (%)
Non-linéaire rapide	11	3739.63	0.100	13.25
Intégration directe pas à pas	725	3750.68	0.114	14.04

A titre illustratif, les figures 2.3(a), 2.3(b) et 2.3(c) montrent respectivement les variations dans le temps de l'effort de cisaillement à la base des piles, le déplacement à mi-travée centrale du tablier du pont et la distorsion de l'isolateur au niveau des culées.

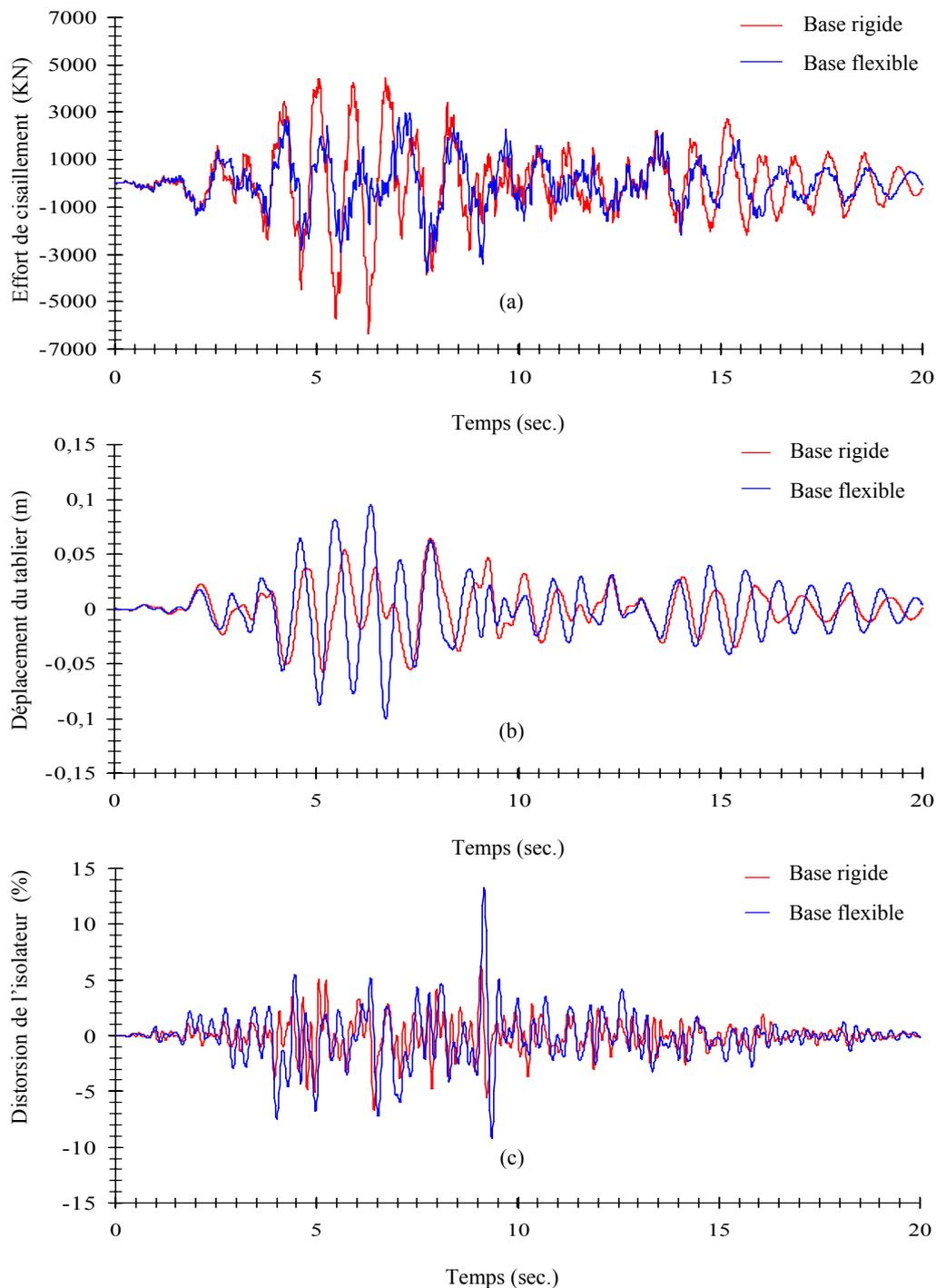


Figure 2.3. Variation temporelle de (a) Efforts de cisaillement à la base des piles, (b) Déplacement du tablier et (c) Distorsion de l'isolateur pour le pont étudié

L'examen de la figure 2.3(a) montre que la flexibilité du sol de fondation permet de réduire de façon substantielle, approximativement de 41% de l'effort de cisaillement à la base des piles. On peut également observer à partir des figures 2.3(b) et 2.3(c) que la flexibilité du sol affecte de manière significative, notamment durant la phase forte du mouvement de sol,

les valeurs de déplacement à mi-travée centrale du tablier du pont et les distorsions des isolateurs placés au niveau des culées. Pour illustrer cette différence, le déplacement maximum du tablier à mi-travée centrale et les distorsions maximales des isolateurs sont respectivement égaux à 0.064m et 5.60% pour un pont bâti sur un sol de fondation rigide, alors que dans le cas d'un sol de fondation flexible, ces dernières valeurs deviennent respectivement égales à 0.10m et 13.25% qui correspondent à un accroissement considérable de plus de 55% et 130% respectivement quant les effets de la flexibilité du sol sont considérés. En effet, ces différences importantes permettent de conclure que la flexibilité du sol tend à réduire les forces sismiques engendrées dans le pont et d'augmenter de manière substantielle le déplacement du tablier ainsi que les déformations de cisaillement au niveau des culées. Par ailleurs et pour les cas pratiques, le déplacement maximum de l'appareil d'appui représente une grandeur d'un intérêt primordial dans la conception des structures de ponts; si la distorsion de l'isolateur excède une certaine limite, l'appareil d'appui peut être fortement endommagé provoquant ainsi l'effondrement global du pont.

Afin de clarifier et de mieux comprendre les effets de non-linéarités du sol sur le comportement dynamique du système pont-sol de fondation, une investigation relativement exhaustive est menée en utilisant un modèle de sol linéaire à PGA équivalent et un modèle du sol à plasticité avancée basé sur le modèle hystérétique de Bouc-Wen. Les figures 4(a), 4(b) et 4(c) décrivent respectivement les allures dans le temps de l'effort de cisaillement à la base des piles, le déplacement à mi-travée centrale du tablier du pont et la distorsion de l'isolateur au niveau des culées.

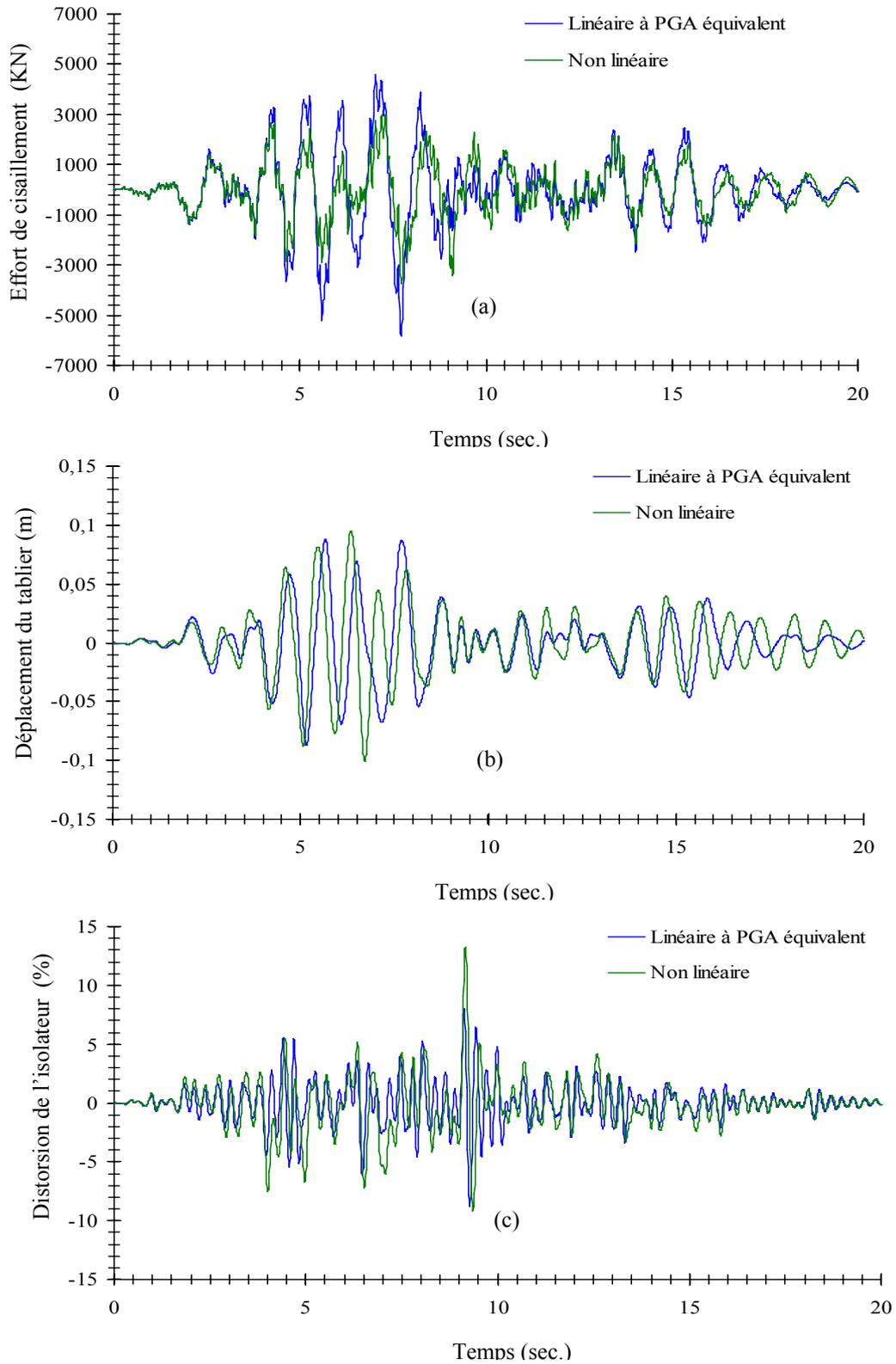


Figure 2. 4. Variation temporelle de (a) Effort de cisaillement à la base des piles, (b) Déplacement du tablier et (c) Distorsion de l'isolateur pour le pont étudié

A partir de la figure 2.4(a), on observe clairement qu'il ya une réduction substantielle de 36% de l'effort de cisaillement à la base des piles due à l'effet de la non-linéarité du sol. On peut également observer à partir des figures 2.4(b) et 2.4(c) que la non-linéarité du sol influe significativement, en particulier lors de la phase forte du signal sismique, les valeurs de déplacement à mi-travée centrale du tablier du pont et les distorsions des isolateurs installés aux niveaux des culées. En effet, les pics de déplacement du tablier à mi-travée central et les distorsions des isolateurs sont égaux à 0.088m et 8.85% respectivement dans l'hypothèse d'un modèle de comportement supposé linéaire, alors qu'ils sont égaux à 0.10 m et 13.25% pour le modèle du sol non linéaire qui correspondent à un taux de croissance de plus de 12% et 45% respectivement lorsque les effets de non-linéarité du sol sont considérés. Ainsi, de manière similaire aux effets de la flexibilité du sol de fondation, la non-linéarité du sol a tendance à réduire les forces sismiques induites dans la structure de pont et augmenter le déplacement du pont et la déformation de cisaillement dans les culées.

En outre, les effets des modèles de comportement de sol de fondation linéaire et non linéaire sur la réponse dynamique maximale du pont étudié pour les conditions actuelles du site de construction sont résumés dans le Tableau 2.5.

Tableau 2.5. Effets des modèles de comportement de sol de fondation linéaire et non linéaire sur la réponse dynamique maximale du pont étudié pour les conditions actuelles du site

Pont reposant su	Effort de cisaillement à la base des piles (KN)	Déplacement à mi-travée centrale du tablier (m)	Déformation maximale de l'isolateur (%)
Fondation rigide	6347.48	0.064	5.60
Fondation sur un modèle de sol linéaire	5820.45	0.088	8.85
Fondation sur un modèle de sol non-linéaire	3739.63	0.100	13.25

On note, encore une fois, comme indiqué sur le Tableau 2.5 ci-dessus, l'importance de la non-linéarité du sol sur la réponse du pont soumis à un tremblement de terre sévère.

A toutes fins utiles, il serait également intéressant d'examiner, les variations typiques de caractéristiques force généralisée-déplacement généralisé de la réponse du sol en termes du moment de flexion-rotation (autour de l'axe x-x) et de force de cisaillement latéral-déplacement (dans la direction y-y) sont illustrées sur les figures 2.5(a) et 5(b), respectivement.

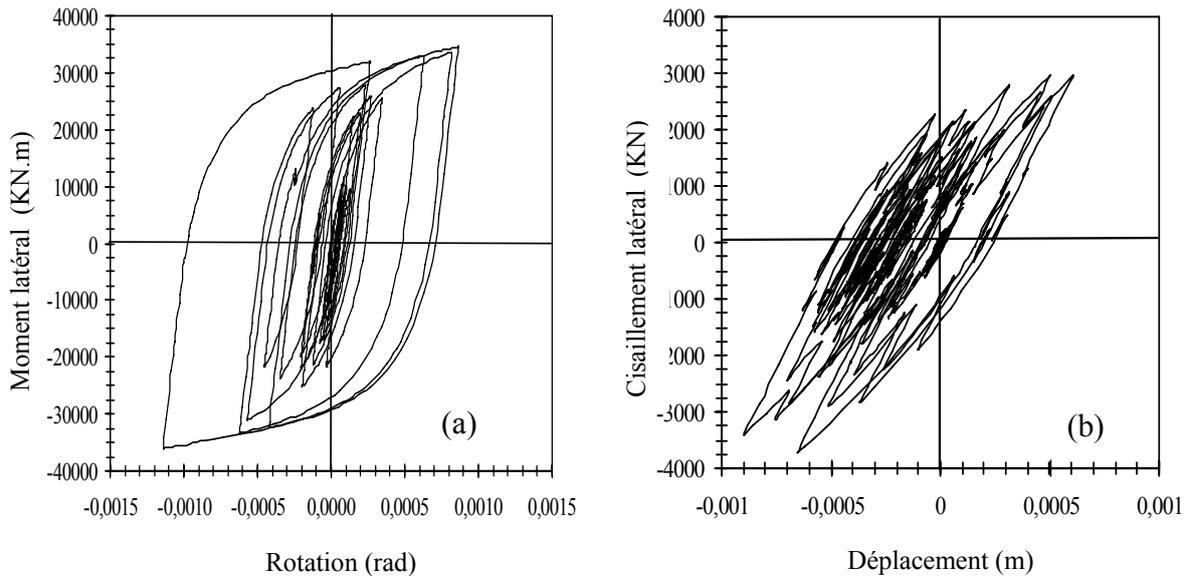


Figure 2.5. Caractéristiques de la loi force-déplacement du comportement non linéaire des sols (a) Moment latéral, (b) cisaillement latéral,

On constate que le modèle d'hystérésis de Bouc-Wen est capable de refléter adéquatement le comportement hystérétique non linéaire ainsi que la résistance et la variation de rigidité d'un sol soumis à un tremblement de terre. C'est pourquoi ce modèle bien adapté pour la présente application a servi de base en vue d'effectuer des investigations sur les effets de la rigidité du sol de fondation sur la réponse sismique globale du pont.

2.4 Conclusions

Ce chapitre traite l'importance des effets de l'ISS par la méthode des éléments finis sur la réponse dynamique pour des séismes d'intensité modérée et sévère pour un pont reposant sur des fondations superficielles.

Dans ce cas présent, deux modèles de comportement des sols sont utilisés pour une étude comparative des réponses sismiques du pont: un modèle de sol linéaire à PGA équivalent et un modèle de sol à plasticité avancée utilisant les éléments de liaison de Bouc-Wen.

Dans le modèle de sol linéaire à PGA équivalent, le sol situé au voisinage des fondations des piles est représenté par un modèle à ressorts dont les impédances associées sont considérées indépendantes de la fréquence. En outre, la méthode multimodale par spectre de réponse est utilisée pour l'analyse sismique du système couplé d'interaction sol-structure de pont soumis à des mouvements de sol modérés. Les résultats obtenus sont ensuite vérifiés par la méthode d'intégration directe (pas à pas) de Newmark.

Dans le modèle de sol non-linéaire et hystérétique de Bouc-Wen, l'ISS est simulé en utilisant des éléments de liaison de type Wen, définis par les degrés de liberté de translation et de rotation qui sont concentrés au centre de gravité des fondations superficielles. En vue de quantifier les effets de l'ISS, les réponses non-linéaires des paramètres critiques conceptuels en termes d'effort de cisaillement à la base des piles, de déplacement à mi-travée du tablier ainsi que de déformation de cisaillement du dispositif d'appuis placés aux niveaux de la culée ont été évaluées pour un sol de fondation flexible et non-linéaire et comparées à celles du pont reposant sur un sol de fondation rigide. En parallèle, les effets de plasticité du sol de fondation sur l'histoire temporelle de la réponse du pont sont examinés à titre de comparaison par la méthode d'analyse dynamique linéaire d'une part, et celle non-linéaire d'autre part.

D'après les résultats obtenus de la réponse sismique 3-D du système d'interaction sol structure en utilisant les modèles de comportement linéaire de sol à PGA équivalent et non-linéaire sous un séisme sévère.

- Pour des séismes d'intensités modérés (0.10g à 0.16g), les effets de la non-linéarité du sol pour les classes de sol S_A , S_B , S_C et S_D sur la matrice d'amortissement du sol ne présentent pas d'influence significative sur la réponse sismique du pont et peuvent être négligés pour toute fin pratique.

- Les résultats numériques montrent clairement l'importance de la flexibilité du sol de fondation et les effets de la non-linéarité du sol sur la réponse sismique des structures de ponts.

- Les résultats de l'effet de la flexibilité du sol de fondation sur la réponse sismique du pont, montrent qu'il y a une réduction substantielle de l'effort de cisaillement à la base des piles (notamment lors de la phase forte de l'excitation sismique) d'une part, ainsi qu'une augmentation considérable du déplacement à mi-travée du tablier et des déformations de cisaillement des dispositifs d'appui aux niveaux des culées d'autre part.

- Comparativement au modèle linéaire de sol à PGA équivalent, le modèle non-linéaire hystérétique de sol de Bouc-Wen a tendance à augmenter substantiellement le pic de déplacement du tablier et la distorsion des déformations de cisaillement des appareils d'appui, mais à réduire considérablement l'effort de cisaillement à la base des piles (notamment lors de la phase forte de l'excitation sismique).

- La présente étude a notamment mis en évidence que le modèle hystérétique de Bouc-Wen est capable de simuler la non-linéarité du sol ainsi que la dégradation de la résistance et de la rigidité du sol sous l'effet d'un chargement sismique. Son implémentation numérique pour la résolution des problèmes de l'ISS est relativement simple et ne requiert que peu d'effort de calcul si l'algorithme FNA est utilisé à cet effet. Ce modèle de sol à plasticité avancée fournit également un aperçu physique réaliste du comportement des systèmes couplés sol-fondation des ponts sous des mouvements sismiques sévères du sol.

Comme une extension possible de ce présent travail et tirer plus de conclusions polyvalentes, différentes excitations sismiques (y compris les excitations sismiques non uniformes) et différentes configurations de l'infrastructure du pont, telles que des ponts avec des culées solidaires à la structure du pont ou avec des culées hautes fondées sur un sol relativement souple pourrait être investigués.

Chapitre 3

Travaux Antérieurs sur la Variabilité Spatiale du Mouvement Sismique de Sol (VSMSS) et Fonction de Cohérence

3.1 Introduction

Les procédures d'analyse parasismique des ponts sont souvent basées sur l'hypothèse simplificatrice que le mouvement sismique de sol au niveau des appuis est uniforme. Il est clair que le champ d'excitations sismiques est différent en termes d'amplitude, du contenu fréquentiel et du temps d'arrivée le long des points d'appuis des structures longues en plan, telles que les ponts, les barrages, les centrales nucléaires et les conduites en pipelines dont les points d'appuis sont soumis, en sus des forces d'inerties, à des forces pseudo-statiques additionnelles importantes. Il convient de dire que la Variabilité Spatiale du Mouvement Sismique de Sol VSMSS dépend de quatre phénomènes distincts.

- (i) Effet d'incohérence ou le changement de forme du signal sismique: Cet effet est dû aux effets de diffractions, de réflexions et d'interférences que l'onde sismique subit depuis la source, éventuellement très étendue jusqu'à une distance du site étudié.
- (ii) Effet de passage d'onde: Cet effet est lié aux différences des temps d'arrivée de l'onde sismique aux différentes stations de mesure. Il est purement déterministe dès lors que l'on connaît parfaitement la phase du signal.
- (iii) Effet de site qui est lié à la variabilité locale (géologie et stratigraphie) du profil de sol pour le site considéré.
- (iv) Effet d'atténuation correspondant à la dissipation en amplitude des ondes en fonction de la distance par amortissement géométrique (atténuation géométrique) et par amortissement dû aux différents frottements entre les grains composant le milieu

(atténuation intrinsèque). Der Kiureghian a montré que ce dernier effet est tout à fait négligeable pour les structures car le phénomène d'atténuation ne prend l'effet que sur des distances importantes.

La fonction de cohérence correspondant à l'effet d'incohérence est réelle, positive ou nulle; l'effet du passage d'onde introduit un terme de phase pur, tandis que l'effet d'incohérence n'introduit lui qu'un terme réel relativement proche de 1 dans tous les cas; l'effet de site n'introduit lui généralement qu'un terme de phase ne dépendant, sous certaines hypothèses simplificatrices réalistes, que des paramètres mécaniques du sol au droit des points d'observation considérés indépendamment de leur distance et du mouvement du substratum rocheux.

Les études récentes de la réponse des ponts soumis aux mouvements différentiels d'appuis ont montré que la variation spatio-temporelle des excitations sismiques peut engendrer l'endommagement des éléments de pont ou l'effondrement global de la structure (e.g. Zerva, 1991; Harichandran *et al.*, 1996; Monti *et al.*, 1996).

En vue d'évaluer les effets de la VSMSS sur la réponse sismique des ponts, il est nécessaire d'avoir recours à des outils de modélisation et de simulation numérique car les données expérimentales en la matière sont très rares (retours d'expérience sur les séismes) ou très coûteuses et de toute façon impossibles à reproduire tant sur le plan économique que matériel.

3.2 Travaux antérieures de la Variabilité Spatiale du Mouvement Sismique de Sol

La variabilité Spatiale des Mouvements Sismiques de Sol 'VSMSS' sur les structures de pont a été examinée depuis 1960 ou un modèle de VSMSS (e.g. Masri, 1976; Werner *et al.*, 1977) est élaboré en vue d'évaluer les effets de passage d'ondes sur la réponse des structures.

Albdel-Ghaffar et Rubin (1982) ont étudié la réponse sismique des ponts suspendus sous des excitations d'appuis non uniformes en utilisant une approche basée sur les notions de vibrations aléatoires. Ils ont conclu que la réponse induite par des excitations multiples fournisse des résultats sensiblement différents que ceux produits par un mouvement de sol uniforme.

Lee et Penzien (1983) ont développé une formulation stochastique pour l'analyse sismique des structures et les systèmes de pipeline soumis à la VSMSS dans le domaine temporel aussi bien que celui fréquentiel.

Zerva *et al.* (1985) ont développé un modèle analytique pour déterminer les mouvements différentiels du sol qui a été utilisé en vue d'analyser la réponse sismique des poutres étendues et des conduites de pipelines, le modèle a été largement vérifié par comparaison avec les données empiriques relevées sur le réseau SMART-1. Zerva (1988) a étudié l'effet de la variabilité spatiale du mouvement sismique de sol sur des poutres simplement appuyées, l'auteur a montré que cet effet n'est pas significatif. Par contre, pour des poutres d'envergures et multi supportées telles que les conduites en pipelines, les mouvements de sol partialement corrélés peuvent engendrer une capacité sismique plus élevée qu'entièrement corrélés.

Harichandran et Wang (1990) ont analysé la réponse stochastique d'une poutre à deux travées soumise à des excitations sismiques non uniformes. Les résultats indiquent que les effets de la variation spatiale des mouvements sismiques de sol sur la réponse sismique peuvent être significatifs même pour des travées modérées.

En utilisant la théorie des vibrations aléatoire, Zerva (1990) a examiné la réponse dynamique d'une poutre à trois travées sous des excitations sismiques cohérentes, elle a observé que les mouvements cohérents peuvent augurer une réponse plus importante ou inférieure que les mouvements partiellement corrélés, ce résultat remarquable est attribué aux propriétés de la structure. Plus tard, Zerva (1992) a comparé les réponses sismiques des conduites en pipelines en utilisant deux modèles de la variabilité spatiale (Harichandran, 1986; Luco, 1986). Elle a conclu que ces deux modèles produisent des résultats divergents.

Berrah et Kausel (1992; 1993) ont proposé une règle de combinaison modale et une analyse spectrale des structures sous l'effet de la variabilité spatiale du mouvement sismique de sol.

Zerva (1994) a également évalué la réponse sismique des conduites en pipelines sous l'effet de 02 phénomènes de la VSMSS étudiés (effet d'incohérence, effet de passage d'onde. L'auteur a déduit que l'effet de passage d'onde est significatif et que l'effet d'incohérence peut exhiber des forces internes quasi statiques (pseudo-statiques) significatives.

Une étude exhaustive sur la réponse sismique des différents modèles de ponts suspendus sous de fortes excitations d'appuis uniformes et non uniformes est effectuée par les auteurs

(Abdelghaffar et Nazmy, 1991; Nazmy et Abdel-Ghaffer, 1987). Ils ont tiré des conclusions que les effets sur les ponts induits par la VSMSS sont plus prononcés que ceux produits par des excitations uniformes et que cette différence dans la réponse dépend des propriétés structurales, telles que la portée et la redondance structurale des ponts.

Harichandran et al. (1996) ont mené une étude comparative relativement exhaustive de la réponse sismique de ponts de longues portées. Ils ont constaté que l'effet d'incohérence des mouvements sismiques devrait être considéré pour la conception parasismique de ce type de structures.

Monti et al. (1996) ont analysé la réponse non linéaire des ponts à travées multiples soumis à des excitations d'appuis non uniformes. A travers leurs études, les auteurs ont observé que les demandes sismiques dans les piles proches aux culées sont plus importantes que celles dans les piles intermédiaires et centrales.

Der Kiureghian et Keshishian (1997) ont utilisé dans leur rapport le modèle général de la fonction de cohérence développé par Der Kiureghian (1996) afin de mener des investigations sur la réponse sismique des ponts sous l'effet des 03 phénomènes de la VSMSS (effet d'incohérence, effet de passage d'onde et l'effet de site). Ils ont tiré des conclusions générales à savoir que la VSMSS peut augmenter ou diminuer de manière significative la réponse sismique du pont.

Mylonakis *et al* (1999) ont analysé la réponse sismique linéaire et non linéaire d'un pont courbe à plusieurs travées. Ils ont remarqué que les excitations différentielles peuvent avoir une influence significative sur la capacité sismique des ponts.

Saxena *et al.* (2000) ont évalué la réponse dynamique non linéaire de plusieurs types de ponts soumis à de mouvements variables du sol. Dans ce cadre, la méthode de la représentation spectrale est utilisée pour générer des signaux artificiels. L'étude effectuée sur la réponse sismique du pont étudié a montré que de manière générale, l'effet de site engendre des sollicitations sismiques plus importantes que celles des autres phénomènes de la VSMSS. Plus tard, Deodatis *et al.* (2000) et Kim et Feng (2003) ont utilisé le concept des courbes de fragilités pour étudier l'effet de la VSMSS sur la réponse sismique des ponts. Ils ont déduit que les ponts soumis aux mouvements différentiels des appuis sont beaucoup plus vulnérables.

Zanardo et al., (2002) ont réalisé une étude paramétrique relativement exhaustive des phénomènes d'entrechoquement associés à la réponse sismique du pont isostatique, équipé des isolateurs antisismiques au niveau de ces appuis. Ils ont montré à travers une étude paramétrique sur les joints de chaussées au niveau des piles du pont que les forces d'entrechoquements sont amplement amplifiées quand la VSMSS est considérée.

Sextos et al (2003) ont examiné la réponse dynamique inélastique d'un pont multiple en béton précontraint en prenant en considération les phénomènes de la VSMSS et de l'Interaction Sol-Structure de pont (ISS). Ils ont déduit que la réponse sismique est fortement affectée par les propriétés structurales du système couplé d'Interaction Sol-Structure de pont et également les caractéristiques de l'excitation.

Dumanoglu et Soylik (2003) ont examiné l'importance relative des effets de la variabilité spatiale des excitations sismiques y compris les effets de sites sur le comportement dynamique des modèles plans de ponts à haubans et suspendus. Plus tard encore, Lou et Zerva (2005) ont étudié la réponse sismique d'un pont biais à travées multiples sous des excitations identiques et multiples d'appuis. Les auteurs ont utilisé les codes ANSYS, DRAIN-3DX, et OPENSEES en vue d'effectuer des analyses temporelles linéaires et non linéaires, Ils ont montré que les excitations identiques produisent une capacité sismique faible comparée aux excitations variables.

On peut notamment mettre en évidence certains phénomènes couramment observés lors des tremblements de terre destructeurs, par exemple, le risque de chocs entre deux tronçons adjacents ("pounding effets" dans la littérature anglaise) sous l'effet de la variabilité spatiale du séisme ou les déplacements relatifs au niveau des joints de chaussées peuvent devenir supérieurs à la distance réglementaire prévue par la réglementation (Eurocode 8) et donc ceux-ci peuvent éventuellement s'entrechoquer. Ce phénomène a été observé sur plusieurs cas de ponts endommagés lors des séismes destructeurs. Chouw et Hao (2005; 2008) ont étudié ce phénomène en mettant en évidence l'effet de l'interaction sol structure conjointement à la VSMSS en considérant dans leur étude paramétrique des différentes vitesses apparentes de propagation sur la réponse d'entrechoquement des travées adjacentes de pont. Les résultats indiquent que les deux effets devraient être pris en considération en évaluant la réponse sismique à l'entrechoquement des ponts.

Ates et al., (2006) ont effectué une réponse stochastique des ponts sismiquement isolés à l'aide des dispositifs d'appuis glissants sous des excitations sismiques spatialement variées.

Zhang et al., (2009) ont mené une analyse des principaux effets de la variabilité spatiale du mouvement sismique de sol sur la réponse sismique des structures de ponts à câbles.

Bi et al., (2010; 2011) ont effectué une étude paramétrique sur l'influence de la variation spatio-temporelle des signaux sismiques, condition de site et l'interaction sol-structure sur les séparations de joints des chaussées du pont en vue d'éviter à tout prix les forces d'impacts.

3.3 Notions de base sur les vibrations aléatoires

Le calcul de la réponse sismique linéaire et non linéaire des structures de pont nécessite une parfaite connaissance du champ sismique incident auquel est soumis l'ouvrage. Il est à noter que lorsqu'il ya un manque d'informations sur des accélérogrammes enregistrés lors de tremblements de terre sur des sites de construction, les sismologues ou éventuellement tout bureau d'études techniques avancées, chargés de la conception et de l'analyse du comportement des structures complexes ont recours en général à des signaux sismiques synthétiques compatibles à une Densité Spectrale de Puissance (DSP).

On rappelle qu'un processus aléatoire est une famille paramétrée de variables aléatoires notées $x(t)$. Si le paramètre est le temps, le processus aléatoire est une famille de fonction du temps. En fixant le temps le processus redevient une variable aléatoire $x(t_0)$ et pour une réalisation donnée, le processus devient une fonction du temps $x(t)$. Ainsi un accélérogramme peut être considéré comme une réalisation d'un processus aléatoire dont le paramètre est le temps.

Un processus aléatoire stationnaire est caractérisé par la densité spectrale de puissance (DSP). Soit $\ddot{u}_{gk}(t)$ un processus aléatoire définissant de manière probabiliste l'ensemble des accélérogrammes susceptibles de se produire sur un site donné (k).

La fonction d'auto-corrélation de ce processus est caractérisée par une structure de probabilité invariante vis-à-vis d'un changement de l'origine des temps et ne dépend que de la différence entre les instants t_1 et t_2 et se note $R_{\ddot{u}_{gk}\ddot{u}_{gk}}(\tau)$, où $\tau = t_1 - t_2$.

$$R_{\ddot{u}_{gk}\ddot{u}_{gk}}(\tau) = E[\ddot{u}_{gk}(t)\ddot{u}_{gk}(t + \tau)] \quad (3.1)$$

où $E[.]$ représente l'espérance mathématique (moyenne d'ensemble). On note que $\ddot{u}_{gk}(t)$ est un processus aléatoire gaussien de moyenne nulle.

De la même manière, la fonction d'inter-corrélation ou la fonction de corrélation croisée entre deux processus aléatoires $\ddot{u}_{gk}(t)$ et $\ddot{u}_{gl}(t)$ est définie comme suit:

$$R_{\ddot{u}_{gk}\ddot{u}_{gl}}(\tau) = E[\ddot{u}_{gk}(t)\ddot{u}_{gl}(t + \tau)] \quad (3.2)$$

La transformé de Fourier de la fonction d'auto-corrélation ($R_{\ddot{u}_{gk}\ddot{u}_{gk}}$) s'appelle la Densité Spectrale de Puissance (DSP) du processus aléatoire $\ddot{u}_{gk}(t)$.

$$S_{\ddot{u}_{gk}\ddot{u}_{gk}}(\omega) = \int_{-\infty}^{+\infty} R_{\ddot{u}_{gk}\ddot{u}_{gk}}(\tau)e^{-i\omega\tau}d\tau \quad (3.3)$$

$$R_{\ddot{u}_{gk}\ddot{u}_{gk}}(\tau) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{+\infty} S_{\ddot{u}_{gk}\ddot{u}_{gk}}(\omega)e^{i\omega\tau}d\omega \quad (3.4)$$

Ces deux relations sont connues sous le nom de Wiener-Khinchine, considérées comme la base de la description aléatoire des mouvements sismiques et de l'analyse stochastique en génie parasismique.

La transformé de Fourier de la fonction d'inter-corrélation ($R_{\ddot{u}_{gk}\ddot{u}_{gl}}(\tau)$) de deux processus aléatoires $\ddot{u}_{gk}(t)$ et $\ddot{u}_{gl}(t)$ s'appelle inter-densité spectrale de puissance ou une densité spectrale de puissance croisée ($S_{\ddot{u}_{gk}\ddot{u}_{gl}}(\omega)$).

$$S_{\ddot{u}_{gk}\ddot{u}_{gl}}(i\omega) = \int_{-\infty}^{+\infty} R_{\ddot{u}_{gk}\ddot{u}_{gl}}(\tau)e^{-i\omega\tau}d\tau \quad (3.5)$$

3.4 Densité spectrale de puissance

Les modèles classiques de densité spectrales de puissance de l'accélération du sol utilisés en sismologie de l'ingénieur et en génie parasismique en vue de déterminer la réponse sismique des structures de ponts sont issus principalement de modèles de densités:

- Densité spectrale de puissance de Tajimi-Kanai
- Densité spectrale de puissance de Clough et Penzien

3.4.1. Densité spectrale de puissance de Tajimi-Kanai

Tajimi-Kanai (1960) a élaboré un modèle de Densité Spectrale de Puissance DSP correspondant à la réponse en accélération d'une couche de sol de pulsation propre ω_g et d'amortissement radiatif ξ_g sous un bruit blanc d'amplitude S_0 , la DSP de l'excitation sismique du sol se déduit par:

$$S_{\ddot{u}_g}(\omega) = S_0 \frac{1 + 4\xi_g^2 \left(\frac{\omega}{\omega_g}\right)^2}{\left[1 - \left(\frac{\omega}{\omega_g}\right)^2\right]^2 + 4\xi_g^2 \left(\frac{\omega}{\omega_g}\right)^2} \quad (3.6)$$

Les expressions de l'équation (3.7) donnent les densités spectrales de puissance de la vitesse $S_{v_g}(\omega)$ et de déplacement $S_{v_d}(\omega)$ d'une DSP $S_{\ddot{u}_g}(\omega)$:

$$S_{v_g}(\omega) = \frac{1}{\omega^2} S_{\ddot{u}_g}(\omega); \quad S_{v_d}(\omega) = \frac{1}{\omega^4} S_{\ddot{u}_g}(\omega) \quad (3.7)$$

3.4.2. Densité spectrale de puissance de Clough et Penzien

On observe clairement que les expressions des densités spectrales de puissances de vitesse et de déplacement (Equation 3.7) ne sont pas définies pour ω nulle. Clough et Penzien (1995) ont introduit un filtre passe haut du second ordre afin de satisfaire d'une DSP en vitesse et en déplacement finis et absolument intégrable (variance finie), l'équation 3.6 est modifiée par un filtre supplémentaire du sol avec des paramètres ω_f et ξ_f qui dépendent du type de site.

$$S_{\ddot{u}_g}(\omega) = S_0 \frac{1 + 4\xi_g^2 \left(\frac{\omega}{\omega_g}\right)^2}{\left[1 - \left(\frac{\omega}{\omega_g}\right)^2\right]^2 + 4\xi_g^2 \left(\frac{\omega}{\omega_g}\right)^2} \times \frac{\left(\frac{\omega}{\omega_f}\right)^4}{\left[1 - \left(\frac{\omega}{\omega_f}\right)^2\right]^2 + 4\xi_f^2 \left(\frac{\omega}{\omega_f}\right)^2} \quad (3.8)$$

Der Kiureghian et Neuenhofer (1992) ont proposé les valeurs de ω_g pour des sites meubles (S), moyen (M) et ferme (F) respectivement égales à 5rad/s, 10rad/s et 15.7rad/s.

On déduit alors les paramètres du filtre ω_f et ξ_f , comme suit:

$$\xi_g = \frac{\omega_g}{25}, \quad \omega_f = \frac{\omega_g}{10}, \quad \xi_f = 0.6 \quad (3.9)$$

S_o (en m^2/s^3) désigne le facteur d'échelle qui dépend de l'accélération maximale du sol (PGA) et de la durée de l'excitation sismique (T).

$$S_o = \frac{PGA^2}{g_1 \cdot \ln(T) + g_2} \quad (3.10)$$

Les paramètres des filtres de sol pour le spectre de Clough et Penzien sont résumés dans le Tableau 3.1, ci-après. Les constantes g_1 et g_2 seront utilisées afin de calculer le facteur d'échelle S_o .

Tableau 3.1. Paramètres des filtres de sol pour le spectre de Clough and Penzien

Paramètres du site	ω_g (rad/s)	ξ_g	ω_f (rad/s)	ξ_f	g_1	g_2
Ferme	15.7	0.63	1.57	0.6	184.11	557.2
Moyen	10	0.4	1	0.6	125.53	286.2
Meuble	5	0.2	0.5	0.6	90.16	95.8

Le Tableau 3.2, donne aussi les paramètres des densités spectrales de puissance de Clough-Penzien qui correspondent aux spectres de réponse A, B et D de l'EC8 (Nutti and Vaszi, 2004).

Tableau 3.2. Paramètres des densités spectrales de puissance de Clough et Penzien compatibles avec spectres de réponse EC8

Paramètres du site	ω_g (rad/s)	ξ_g	ω_f (rad/s)	ξ_f	g_1	g_2
Ferme (A) base rock	23	0.43	2.8	0.97	142.8	225.8
Moyen (C)	18.5	0.53	2.8	0.94	65.5	98.2
Meuble (Souple) (D)	11.1	0.61	2.8	0.97	30	39.3

A titre illustratif, la figure 3.1 représente l'allure des densités spectrales de puissance de Clough-Penzien pour les paramètres des sites meuble, moyen et ferme et la figure 3.2 représente les phases dues aux effets de site et de passage d'onde pour divers types de sol.

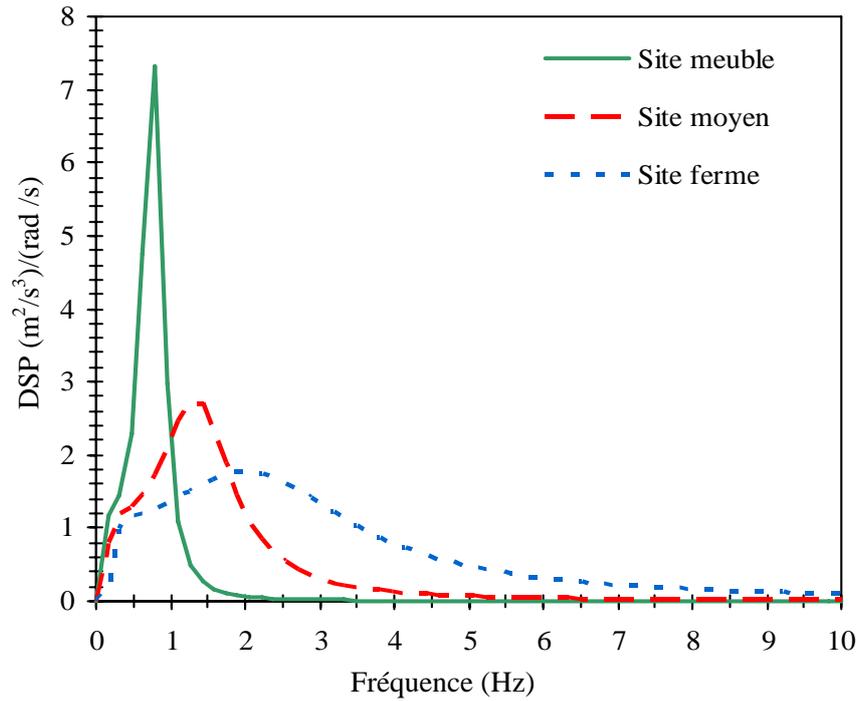


Figure 3.1. Densité spectrale de puissance de l'accélération du sol selon le modèle de Clough et Penzien

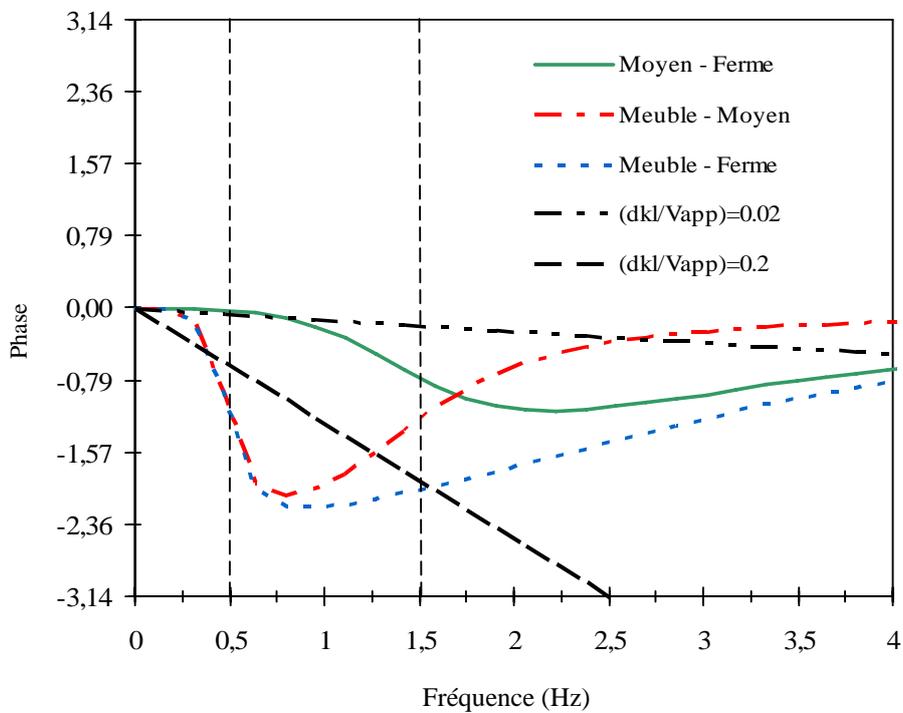


Figure 3.2. Spectre de phase de la fonction de cohérence des effets de site correspondant aux modèles de Clough et Penzien et de passage d'onde

Il est clair que la figure ci-dessus montre que la phase induite par l'effet de site est plus importante que celle induite par l'effet de passage d'onde pour des fréquences comprises entre 0.5Hz et 1.5Hz. Der Kiureghian (1996) a comparé par exemple l'influence des effets de passage d'onde et de site sur la réponse sismique d'un pont, il a montré que l'effet de site est plus important pour des viaducs à travées courtes, alors que l'effet de passage d'onde est plus prédominant pour des viaducs à travées plus longues.

3.5 Fonction de cohérence

Le modèle général de la fonction de cohérence du champ incident est caractérisé par le produit des fonctions de cohérence particulières liées aux phénomènes des trois effets.

Si les signaux sismiques $\ddot{u}_{gk}(t)$ et $\ddot{u}_{gl}(t)$ enregistrés aux sites correspondant respectivement au niveau des stations k et l , la fonction de cohérence en ces stations est définie par (Harrichadran et Vanemarcke, 1986):

$$\gamma_{kl} = \frac{S_{\ddot{u}_{gk}\ddot{u}_{gl}}(i\omega)}{\sqrt{S_{\ddot{u}_{gk}\ddot{u}_{gk}}(\omega)S_{\ddot{u}_{gl}\ddot{u}_{gl}}(\omega)}} \quad (3.11)$$

où $S_{\ddot{u}_{gk}\ddot{u}_{gk}}$ et $S_{\ddot{u}_{gl}\ddot{u}_{gl}}$ sont les densités spectrales de puissances des accélérations $\ddot{u}_{gk}(t)$ et $\ddot{u}_{gl}(t)$ aux stations k et l . Ces deux termes sont des valeurs réelles et positives, alors que le terme $S_{\ddot{u}_{gk}\ddot{u}_{gl}}(i\omega)$, désigné par l'inter densité spectrale de puissance est complexe.

La fonction de cohérence (γ_{kl})est une fonction complexe dont le carré de son module est compris entre 0 et 1. Sous la forme trigonométrique, elle s'écrit comme suit:

$$\gamma_{kl} = |\gamma_{kl}(i\omega)| \exp(i\theta_{kl}(\omega)) \quad (3.12)$$

La valeur absolue de la fonction de cohérence $|\gamma_{kl}|$ décrit la corrélation dans le domaine fréquentiel entre les signaux sismiques $\ddot{u}_{gk}(t)$ et $\ddot{u}_{gl}(t)$ à une fréquence (f) donnée. On rappelle que le carré de la valeur absolue désigne la cohérence.

$$|\gamma_{kl}(i\omega)|^2 = \frac{|S_{\ddot{u}_{gk}\ddot{u}_{gl}}(i\omega)|^2}{S_{\ddot{u}_{gk}\ddot{u}_{gk}}(\omega)S_{\ddot{u}_{gl}\ddot{u}_{gl}}(\omega)}, \quad 0 \leq |\gamma_{kl}(i\omega)| \leq 1 \quad (3.13)$$

Dans la relation (3.14), $\theta_{kl}(\omega)$ représente l'argument de la fonction de cohérence ou un terme de phase spectrale, tel que:

$$\theta_{kl}(\omega) = \text{arctg}\left(\frac{\text{Im}\left[S_{\ddot{u}_{gk}\ddot{u}_{gl}}\right]}{\text{Re}\left[S_{\ddot{u}_{gk}\ddot{u}_{gl}}\right]}\right) \quad (3.14)$$

Chapitre 4

Modèles de VSMSS et Simulation d'Excitations Non Uniformes

4.1 Introduction

Les modèles de cohérence du champ incident permettent de décrire quantitativement la variabilité spatiale du champ sismique incident, aussi bien en terme d'amplitude qu'en terme de phase. Physiquement la variabilité spatiale se traduit simplement par l'observation de déplacements différentiels non nuls en deux points plus ou moins éloignés du site étudié lors d'un tremblement de terre. En vue d'étudier la VSMSS un nombre restreint de réseaux d'accélérographes ont été déployés sur des sites ou le traitement statistique des données fournies par ces réseaux a permis l'élaboration de modèles de cohérence.

L'implantation des réseaux denses d'accéléromètres (e.g. réseau SMART "Strong Motion ARray in Taiwan", situé dans la ville de Lotung au Nord-Est de TAIWAN) et le développement des méthodes de régression pour l'évaluation des paramètres de modèles de cohérences empiriques et semi empiriques, ont permis à plusieurs chercheurs de développer la description stochastique des mouvements sismiques et l'analyse de la réponse stochastique des structures étendues.

L'illustration de la figure 4.1 montre la disposition du réseau dense de sismographes SMART qui est composé au total de 37 sismographes réparties de manière uniforme sur trois cercles concentriques, notées par I (Inner), M (Middle) et O (Outer). Un sismographe désigné par C00 est disposé au milieu des cercles I, M et O. Ce réseau permet aux sismologues et ingénieurs de bureaux d'études avancées d'étudier les effets de la variabilité spatiale du mouvement sismique de sol sur des distances allant de 100m à 4000 m qui constituent des distances de séparation d'appuis de structures couramment utilisées.

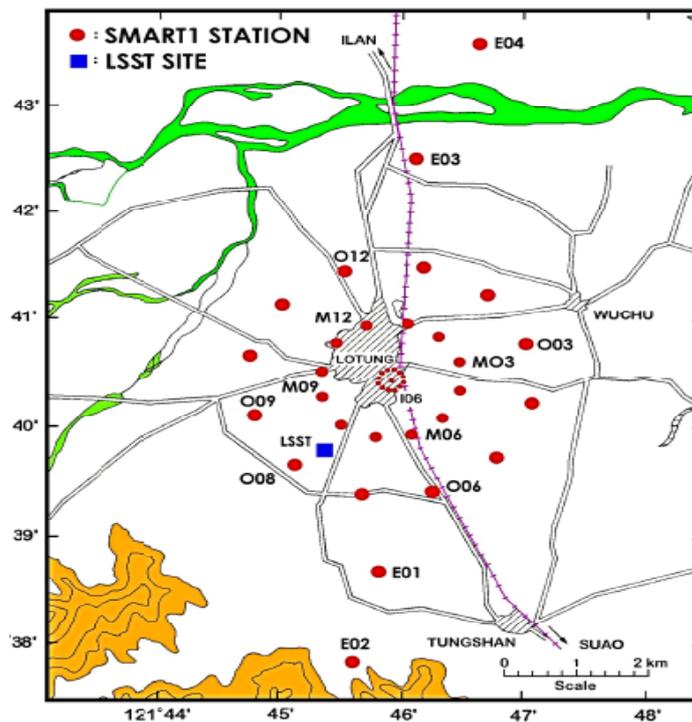


Figure 4.1. Réseau sismographe SMART
<http://www.earth.sinica.edu.tw/~smdmc/smart1/Intro.htm>

Le réseau LSST (Large Scale Seismic Test) proche du réseau SMART servira aux sismologues à l'étude de la variabilité spatiale du mouvement de sol sur de petites distances.

4.2. Modèles de variabilité spatiale

4.2.1 Modèles de cohérence empirique

Hindy et Novak (1980) ont présenté une description purement mathématique de la fonction de cohérence qui a été appliquée pour l'analyse parasismique d'une conduite en pipeline soumis à des excitations d'appuis partiellement corrélées. La fonction de cohérence développée par les auteurs s'écrit comme suit:

$$|\gamma_{kl}(\xi, \omega)| = \exp\left(-k \left(\frac{\omega \xi}{V_s}\right)^v\right) \quad (4.1)$$

où K et v désignent les paramètres du modèle, ξ et V_s sont respectivement la distance entre deux stations et la vitesse de cisaillement de l'onde sismique.

Hoshiya et Ishii (1983) ont élaboré un modèle de cohérence particulier en fonction de la profondeur à partir des enregistrements particuliers des réseaux pour des distances entre stations voisines de 50m,

$$|\gamma(x, x', \omega)| = \exp[-\alpha|x - x'| + |y - y'| + |z - z'|] \cos(\beta z) \cos(\beta z') \quad (4.2)$$

Dans cette expression, le paramètre α vaut à $(a + b \omega)/v_{app}$

Harichandran et Vanmarcke (1986) ont élaboré un modèle de cohérence en surface libre plus performant à partir des données proches du capteur SMART-1, considéré comme le réseau d'accélérographe le plus populaire servant de référence aux sismologues et ingénieurs:

$$|\gamma(\zeta, \omega)| = A \exp\left(-\frac{2|\zeta|}{\alpha v(\omega)}(1 - A + \alpha A)\right) + (1 - A) \exp\left(-\frac{2|\zeta|}{v(\omega)}(1 - A + \alpha A)\right) \quad (4.3)$$

Dans cette relation,

$v(\omega) = k \left[1 + \left(\frac{\omega}{\omega_0}\right)^b\right]^{\frac{1}{2}}$ est la fréquence dépendant de la constante de fluctuation spatiale, les autres paramètres A , α , k , b et la fréquence de coupure ω_0 sont évalués à partir de données d'événement 20 du réseau SMART-1.

En général, les paramètres adoptés par les sismologues et les ingénieurs de bureaux d'études avancées pour le modèle de Harichandran et Vanmarcke sont comme suit :

$$A = 0.736, \alpha = 0.147, k = 5210m, b = 2.78, \omega_0 = 2\pi \times 1.09$$

Hao et al., (1989) ont proposé un modèle de perte de cohérence construit à partir des données d'événement 30 du réseau SMART-1.

$$|\gamma(\xi_l, \xi_t, \omega)| = \exp(-\beta_1 |\xi_l| - \beta_2 |\xi_t|) \times \exp\left[-\left(\alpha_1(\omega)\sqrt{|\xi_l|} + \alpha_2(\omega)\sqrt{|\xi_t|}\right) \times \left(\frac{\omega}{2\pi}\right)^2\right]$$

où ξ_l et ξ_t représentent respectivement les projections sur les axes longitudinal et transversal de la distance de séparation entre appuis.

Avec $\alpha_1(\omega)$ et $\alpha_2(\omega)$ représentent les paramètres déterminants du modèle et qui dépend de la pulsation (ω) qui s'écrivent sous la forme suivante:

$$\alpha_i(\omega) = 2\pi \frac{a_i}{\omega} + b_i \frac{\omega}{2\pi} + c_i, \quad i = 1; 2 \quad (4.5)$$

où a_i , b_i et c_i) désignent les constantes du modèle, calculées à partir d'une analyse de la régression des données d'enregistrements.

Il est à noter que dans le cas où ξ_t est égal à 0, les paramètres du modèle de Hao et al., (1989) sont estimés par le biais du traitement statistique des données d'événement 30 du réseau SMART-1.

$$\beta_1 = 2.25 \times 10^{-4}, \quad a_1 = 106.6 \times 10^{-4}, \quad b_1 = 0.265 \times 10^{-4} \quad \text{et} \quad c_1 = -0.999 \times 10^{-4}$$

Loh et Lin (1990) ont également construit un modèle de cohérence empirique, en introduisant différents paramètres sur la base des enregistrements sismiques des réseaux denses du SMART, dont la forme générale est donnée par la relation suivante:

$$|\gamma(\xi, \omega)| = \exp((-a_1 - b_1\omega^2)|\xi \cos \theta|) \exp((-a_2 - b_2\omega^2)|\xi \sin(\theta)|) \quad (4.6)$$

Dans cette relation, θ indique l'angle que fait la direction de propagation des ondes avec la distance de séparation entre deux points en surface. Les autres facteurs sont estimés en fonction des données sur la base d'enregistrements du réseau SMART-1 de Lotung, Taiwan.

Abrahamson et al (1990) ont établi à partir d'une analyse de la régression non linéaire de 15 événements sismiques du réseau LSST (Large Scale Seismic Test), proche du réseau SMART de Lotung (voir Figure 4.1).

$$|\gamma(\xi, \omega)| = \text{Tanh} [(2.54 - 0.012\xi) \times [\exp((-0.115 - 0.00084 \xi)\omega) + \frac{\omega^{-0.878}}{3}] + 0.35] \quad (4.7)$$

où $\text{Tanh}(\cdot)$ est la tangente hyperbolique

A partir des investigations exhaustives effectuées par les auteurs, ces derniers ont constaté que ce modèle de cohérence est particulièrement applicable pour des distances inférieures à 100 m.

Nakamura et Yamazaki (1995) ont également développé sur la base d'un traitement statistique des données issues du réseau CHIBA au JAPON. La formulation théorique de ce modèle est donnée par l'expression suivante:

$$|\gamma(\omega, \xi_l, \xi_t)| = \exp(-c_0 \omega) \exp\left(-\left[\frac{\omega^2 + c_3^2}{c_1^2}\right](c_4^2 \xi_l^2 + \xi_t^2)\right) + (1 - \exp(-c_0 \omega)) \exp\left[-\frac{\omega^2}{c_2^2}(c_4^2 \xi_l^2 + \xi_t^2)\right]$$

où les paramètres c_0, c_1, c_2, c_3 et c_4 , sont déterminés à partir des données du réseau CHIBA, ξ_l et ξ_t représentent respectivement les projections sur les axes longitudinal et transversal de la distance de séparation entre appuis.

4.2.2 Modèles de cohérence semi-empirique

D'autres auteurs ont proposé quant à eux des modèles semi-empiriques de fonctions de cohérence afin de caractériser la variation dans l'espace et dans le temps du champ d'excitations sismiques. Le modèle semi-empirique le plus populaire dans la littérature est celui proposé par Luco et Wong (1986) pour l'étude de fondations étendues. Les auteurs ont développé le modèle en se basant sur la propagation d'ondes de cisaillement à travers un milieu aléatoire.

En fait, le modèle de Luco-Wong peut être considéré comme étant un cas particulier du modèle de Hindy et Novak (1979, 1980) avec $k = \eta^2$ et $\nu = 2$

$$|\gamma(\xi, \omega)| = \exp - \left(\frac{\eta \omega \xi}{V_s}\right)^2 = \exp - (\alpha \omega \xi)^2 \quad (4.9)$$

où V_s représente la vitesse de propagation en surface de l'onde de cisaillement du signal sismiques et η est un paramètre caractérisant le degré d'incohérence du milieu.

Le ratio $\alpha = \eta/v_s$ représente le facteur d'incohérence mesurant la perte de cohérence avec la distance et la fréquence. On note que ce modèle requiert la connaissance d'un seul paramètre comparé aux autres modèles de cohérence et que la valeur de α comprise entre 2×10^{-4} m/s et 3×10^{-4} m/s, représente une valeur raisonnable pour un niveau de corrélation moyen entre deux signaux sismiques. Ce modèle de perte de cohérence sera retenu par la suite

en vue d'analyser la réponse sismique du pont de Mila sous excitations d'appuis non uniformes.

Somerville et al., 1988 ont élaboré un modèle de cohérence qui décrit la fonction de cohérence comme étant le produit de deux effets de la propagation de l'onde γ_{path} et de la source sismique γ_{source} :

$$\gamma_{totale}(\omega, \xi) = \gamma_{source} \cdot \gamma_{path} \quad (4.10)$$

Dans cette expression,

$$|\gamma_{source}(\omega, \xi)| = \tanh(2.7 \exp[-m\omega - n\xi] + p) \quad (4.11)$$

$$|\gamma_{path}(\omega, \xi)| = \tanh([a - b \ln(\xi)] \cdot \exp[-c\xi] + \xi)$$

Der Kiureghian (1996) a élaboré un modèle général de la fonction de cohérence, basé sur des notions élémentaires de vibrations aléatoires, il a décrit son modèle de cohérence par le produit de trois termes relatifs à des effets de perte de cohérence, de passage d'onde et de variation des conditions locales de site.

$$\gamma_{globale}(\omega, \xi) = \gamma_{cohér}(\omega, \xi) \times \gamma_{passage}(\xi, \omega) \times \gamma_{site}(\xi_{lm}, \omega) \quad (4.12)$$

$$\begin{aligned} \gamma_{globale}(\omega, \xi) = & \cos\{\beta(\xi_{lm}, \omega)\} \times \exp\left\{-\frac{1}{2} \alpha^2(\xi_{lm}, \omega)\right\} \\ & \times \exp\{i(\theta_{kl}(\omega)^{passage d'onde} + (\theta_{kl}(\omega)^{site})\} \end{aligned} \quad (4.13)$$

Le modèle développé est différent des modèles existants par le fait que la cohérence mise en place est traduite par les produits d'une fonction cosinus et d'une fonction exponentielle alors que les modèles classiques supposent que cette fonction est définie uniquement par une fonction exponentielle. Toutefois, ce modèle ne peut être incorporé dans les méthodes de calcul dynamique du fait de la complexité des expressions mathématiques trouvées.

4.3 Phénomènes caractéristiques de la VSMSS

4.3.1 Phénomènes d'incohérence

Le modèle de Luco-Wong (1986) sera retenu dans le calcul de la réponse sismique 3-D du pont étudié soumis à des excitations d'appuis non uniformes. Ce choix approprié est dicté par

le fait que ce modèle requiert la connaissance d'un seul paramètre comparé aux autres modèles complexes de fonction de cohérence.

$$\gamma_{cohér}(\omega, \xi_{kl}) = e^{-\left(\frac{\alpha\omega\xi_{kl}}{V_s}\right)^2} \quad (4.14)$$

où ξ_{kl} désigne la distance de séparation entre deux stations k et l en surface libre. Dans cette relation α représente le facteur d'incohérence mesurant la perte de cohérence avec la distance (ξ_{kl}) et la fréquence angulaire (ω). Notons que d'après les observations effectuées sur les réseaux denses d'enregistrement des mouvements sismiques, le rapport $\left(\frac{\alpha}{V_s}\right)$ est évalué par la relation empirique suivante:

$$\frac{\alpha}{V_s} = q_\beta 10^{-4} \quad (4.15)$$

où V_s est une estimation de la vitesse de cisaillement du signal sismique dans la couche de sol. Luco et wang (1986) ont suggéré la valeur de q_β comprise entre 2s/m et 3s/m, ce qui correspond à une valeur raisonnable pour un niveau de corrélation moyen entre deux signaux sismiques.

4.3.2 Phénomènes de passage d'onde

La fonction de cohérence liée au passage d'onde est représentée par un terme complexe ($\exp(i\theta(\xi_{kl}, \omega))$) de la fonction de cohérence générale, en supposant que l'onde sismique se propage dans la direction du vecteur liant deux stations k et l en surface libre à la vitesse apparente (v_{app}), telle que:

$$0 \leq \frac{V_s}{v_{app}} \leq 1 \quad (4.16)$$

La fonction de cohérence correspondant à l'effet de passage d'onde (Der Kiureghian, 1986; Deodatis, 1986) est formulée par la relation exponentielle suivante:

$$\gamma_{pass}(\xi_{kl}, \omega) = e^{i\tau_{kl}} = e^{i\left(\frac{\omega\xi_{kl}}{v_{app}}\right)} \quad (4.17)$$

4.3.3 Phénomènes de site

Dans le modèle global de la fonction de cohérence modélisant la VSMSS, la fonction de cohérence liée au phénomène d'incohérence est réelle et positive ou nulle. Par contre, les phénomènes de passage d'onde et de site introduisent des termes de phases qui caractérisent la propagation d'onde dans la couche de sol et une phase induite par l'effet de site ne dépendant sous certaines hypothèses simplificatrices réalistes que des paramètres mécaniques des colonnes du sol situées aux droits des points d'observations considérés indépendamment de leurs distances et du mouvement au substratum.

La fonction de cohérence liée au phénomène de la réponse de site est traduite par la relation exponentielle suivante:

$$\gamma_{site}(\xi_{kl}, \omega) = e^{i\theta_{kl}(\omega)} \quad (4.18)$$

où $\theta_{kl}(\omega)$ représente la phase (Clough et Penzien, 1983) induit par le phénomène de la réponse de site, telle que:

$$\theta_{kl}(\omega) = \theta_k(\omega) - \theta_l(\omega) = \text{Arctg} \left(\frac{\text{Im}[H_k(\omega)H_l(-\omega)]}{\text{Re}[H_k(\omega)H_l(-\omega)]} \right) \quad (4.19)$$

Dans cette relation, les fonctions $H_k(\omega)$ et $H_l(\omega)$ sont complexes et représentent respectivement les fonctions de transfert des colonnes de sol situées au dessous des stations k et l (Der Kiureghian, 1986).

$$H_m(\omega) = \frac{\omega_m^2 + 2i\xi_m\omega_m\omega}{\omega_m^2 - \omega^2 + 2i\xi_m\omega_m\omega}, m = k, l \quad (4.20)$$

La fonction de cohérence globale du champ incident est décrite par le produit des (03) fonctions de cohérence particulières liées aux principaux phénomènes d'incohérence, de passage d'onde et de site contribuant à la VSMSS. Cette dernière s'écrit alors comme suit:

$$\gamma_{globale}(\omega, \xi) = \gamma_{cohér}(\omega, \xi) \times \gamma_{passage}(\xi, \omega) \times \gamma_{site}(\xi_{kl}, \omega) \quad (4.21)$$

$$= e^{-\left(\frac{\alpha\omega\xi_{kl}}{v_s}\right)^2} \times e^{i\left(\frac{\omega\xi_{kl}}{v_{app}}\right)} \times e^{i\theta_{kl}(\omega)} \quad (4.22)$$

La variabilité spatiale du mouvement sismique de sol est exprimée en terme de fonction inter densité spectral de puissance des accélérations du sol entre les stations k et l , de sorte que:

$$S_{\ddot{u}_{gk}\ddot{u}_{gl}}(i\omega) = \gamma_{kl}(i\omega) \cdot \sqrt{S_{\ddot{u}_{gk}\ddot{u}_{gk}}(\omega)S_{\ddot{u}_{gl}\ddot{u}_{gl}}(\omega)} \quad (4.23)$$

où $\gamma_{kl}(i\omega)$ est la fonction de cohérence globale qui est complexe entre les accélérations sismiques enregistrées ou simulées au niveau des stations k et l , et $S_{\ddot{u}_{gk}\ddot{u}_{gk}}$ et $S_{\ddot{u}_{gl}\ddot{u}_{gl}}$ sont respectivement les fonctions auto-densités spectrales de puissances en ces stations.

La densité spectrale de puissance DSP de l'accélération du sol issue du modèle Penzien-Clough (Chapitre 3, Paragraphe 3.4.2) modifié sera utilisée dans cette présente étude dans la perspective de générer un champ stochastique d'excitations sismiques spatio-temporelles non uniformes en utilisant la méthode de représentation spectrale de Shinozouka (1971), au niveau de chaque appui du pont haubané de Mila (Est d'Algérie) permettant de prendre en considération les principaux phénomènes d'incohérence, de passage d'onde et de site contribuant à la Variabilité Spatiale du Mouvement Sismique de Sol VSMSS.

Dans le cas ou la structure du pont repose sur un sol uniforme (i.e. effets de site sont négligeables).

$$S_{\ddot{u}_{gk}\ddot{u}_{gk}}(\omega) = S_{\ddot{u}_{gl}\ddot{u}_{gl}}(\omega) = S_{\ddot{u}_g}(\omega) \quad (4.24)$$

4.4 Simulation d'un champ stochastique d'excitations sismiques spatio-temporelles non uniformes

La génération des signaux sismiques artificiels au niveau de chaque appui du pont étudié permettant de prendre en considération les principaux phénomènes de la VSMSS est basée sur la technique de représentation spectrale développée par (Shinozouka, 1971; Deodatis, 1996).

Le champ stochastique d'excitations sismiques spatio-temporelles est décrit dans la littérature spécialisée par une matrice symétrique contenant des fonctions auto-densités ($S_{ii}(i\omega)$) et inter densités ($S_{ij}(\omega)$) spectrales de puissances:

$$S(\omega) = \begin{bmatrix} S_{11}(\omega) & S_{12}(\omega) & \dots & S_{1n}(\omega) \\ S_{21}(\omega) & S_{22}(\omega) & \dots & S_{2n}(\omega) \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ S_{n1}(\omega) & S_{n2}(\omega) & \dots & S_{nn}(\omega) \end{bmatrix} \quad (4.25)$$

où $S(\omega)$ est une matrice des densités spectrales de puissance croisée qui est hermitienne définie positive, $\omega = \{\omega_1 \ \omega_2 \ \omega_3 \ \dots \ \omega_n\}$ est un vecteur contenant des pulsations à (n) dimensions, $S_{ij}(i\omega)$ représente la fonction d'inter-densité spectrale de puissance entre les stations i et j qui s'écrit alors en fonction de la fonction de cohérence globale $\gamma_{ij}(i\omega)$, de sorte que:

$$S_{ij}(i\omega) = \gamma_{ij}(i\omega) \cdot \sqrt{S_{ii}(\omega)S_{jj}(\omega)}, \quad (i, j = 1, 2, \dots, n) \quad (4.26)$$

Dans cette équation, les fonctions auto-densités spectrales de puissance ($S_{ii}(i\omega)$) et ($S_{jj}(\omega)$) pour $i, j = 1, 2, \dots, n$, sont définies dans l'équation (3.8) du chapitre 3 précédent et (n) est le nombre de points d'appuis de la structure. Puisque la matrice $S(\omega)$ est Hermitienne et définie positive, donc on peut lui appliquer la décomposition de Cholesky comme suit:

$$S(\omega) = L(\omega) \times L^{*T}(\omega) \quad (4.27)$$

où $L(\omega)$ est une matrice triangulaire inférieure et $L^{*T}(\omega)$ est son transposée conjuguée qui est hermitienne à $L(\omega)$.

$$L(\omega) = \begin{bmatrix} L_{11}(\omega) & 0 & \dots & 0 \\ L_{21}(\omega) & L_{22}(\omega) & \dots & 0 \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ L_{n1}(\omega) & L_{n2}(\omega) & \dots & L_{nn}(\omega) \end{bmatrix} \quad (4.28)$$

Les termes diagonaux de la matrice $L(\omega)$ sont réels et positifs ($L_{ii}(\omega) = L_{ii}(-\omega)$).

Les facteurs extra diagonaux de la matrice $L(\omega)$ sont généralement des nombres complexes et peuvent se mettre sous la forme suivante:

$$L_{ij}(\omega) = |L_{ij}(\omega)| \exp[i\theta_{ij}(\omega)], \quad (i, j = 1, 2, \dots, n \text{ et } i \neq j) \quad (4.29)$$

où $\theta_{ij}(\omega)$ désigne l'argument du nombre complexe $L_{ij}(\omega)$, telque:

$$\theta_{ij}(\omega) = \tan^{-1} \frac{\text{Im}[L_{ij}(\omega)]}{\text{Re}[L_{ij}(\omega)]} \quad (4.30)$$

A toute fin utile, la décomposition de Cholosky ($i, j = 1, 2, \dots, n$) est décrite comme suit:

$$L_{ii}(\omega) = \sqrt{S_{ii}(\omega) - \sum_{k=1}^{i-1} S_{ik}(\omega)S_{ik}^*(\omega)} \quad (i = 1, 2, \dots, n) \quad (4.31)$$

$$L_{ij}(\omega) = \frac{S_{ij}(\omega) - \sum_{k=1}^{i-1} S_{ik}(\omega)S_{jk}^*(\omega)}{S_{jj}(\omega)} \quad (j = 1, 2, \dots, i) \quad (4.32)$$

Les processus stationnaires des accélérations sismiques ($\ddot{u}_i(t)$) peuvent être simulés par les séries temporelles définies comme suit pour $1 \leq i \leq n$:

$$\ddot{u}_i(t) = 2 \sum_{m=1}^n \sum_{l=1}^N |L_{im}(\omega_l)| \sqrt{\Delta\omega} \cos[\omega_l t + \theta_{im}(\omega_l) + \varphi_{ml}] \quad (4.33)$$

Dans cette équation, $\Delta\omega$ représente le pas de pulsations, tel que:

$$\Delta\omega = \frac{\omega_{max}}{N} \quad (4.34)$$

où ω_{max} et N désignent la fréquence angulaire maximale et le nombre de pas total de pulsation respectivement et $\omega_l = l \times \Delta\omega$ pour $l = 1, 2, \dots, N$.

L'angle φ_{ml} est une phase aléatoire indépendante et uniformément distribuée sur l'intervalle $[0, 2\pi]$, $\theta_{im}(\omega_l)$ sont les angles de phases des séries temporelles générées et ils sont exprimés dans l'équation (4.30).

La génération d'un processus stochastique des accélérations sismiques requière le choix de; (i) la fonction de densité spectrale de puissance, (ii) le modèle global de la fonction de cohérence et (iii) la fonction de modulation appelée aussi la fonction enveloppe.

En général, l'excitation sismique à la station (i) est un processus non stationnaire (excitation sismique plus réaliste) dont la non-stationnarité est obtenue par une multiplication de la série temporelle stationnaire ($\ddot{u}_i(t)$) correspondante par une fonction de modulation appropriée, notée par ($\varepsilon(t)$).

$$\ddot{x}_i(t) = \varepsilon(t)\ddot{u}_i(t) \quad (4.35)$$

Plusieurs littératures spécialisées (Zanardo et al., 2002 ; Clough and Penzien, 1995) présentent des fonctions de formes plus sophistiquées. L'expression de la fonction de forme du système d'équations ci-dessous sera utilisée dans le présent travail de recherche.

$$\varepsilon(t) = \begin{cases} \left(\frac{t}{t_1}\right)^n & 0 \leq t \leq t_1 \\ 1 & t_1 \leq t \leq t_2 \\ \exp(\ln(v) \cdot \frac{(t - t_2)}{(t_{max} - t_2)}) & t_2 \leq t \leq t_{max} \end{cases} \quad (4.36)$$

Cette fonction de forme est caractérisée par une phase croissante d'amplitudes de l'accélération sismique, phase uniforme d'intensité unité et la phase décroissante du mouvement de sol. Cette fonction est gouvernée par les paramètres t_1 et t_2 définissant la durée de la phase forte du séisme, t_{max} est la durée totale du séisme et v représente l'amplitude de la fonction au temps $t = t_{max}$. Les paramètres utilisés dans la fonction de modulation sont $t_1 = 2.68s$, $t_2 = 10s$, $t_{max} = 20s$ et $v = 0.02$. A titre d'illustration, son allure est reproduite dans la figure 4.2 ci-après.

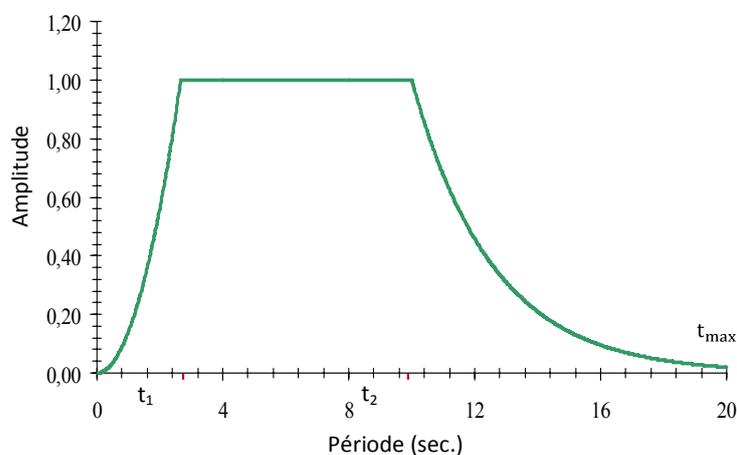


Figure 4.2. Fonction de modulation, ($t_1 = 2.68s$, $t_2 = 10s$, $t_{max} = 20s$ et $v = 0.02$)

Chapitre 5

Réponse Sismique Tridimensionnelle des Ponts sous Excitations d'Appuis Non Uniformes: Etude de Cas du Pont de Mila

5.1 Introduction

L'objectif principal de ce présent travail de recherche consiste à une évaluation comparative des réponses sismiques non linéaires du pont à haubans de Mila en tenant en compte des 03 principaux phénomènes de la Variabilité Spatiale du Mouvement Sismique de Sol (VSMSS) étudiés (effet d'incohérence, effet de passage d'onde et l'effet de site).

Dans ce cadre, un modèle mathématique de type éléments finis 3-D du pont haubané de Mila implanté dans la Wilaya de Mila (Est de l'Algérie) est développé en utilisant des éléments de type portique pour le tablier en béton précontraint, les pylônes et les entretoises en béton armé; les haubans inclinés sont modélisés par des éléments finis de type treillis et leur non-linéarité est considérée à l'aide d'un modèle d'élasticité équivalent.

Les réponses sismiques non-linéaires du pont considéré en termes de déplacement, de moment fléchissant et d'effort tranchant dans la direction longitudinale du tablier et sur la hauteur des piles du pont ainsi que les demandes de ductilité rotationnelles à la base et au sommet des piles sont discutées. Enfin, sur la base des résultats numériques obtenus, des conclusions d'importance pratique sont formulées.

5.2 Présentation de l'ouvrage étudié

L'ouvrage considéré dans cette étude est un pont-route d'importance stratégique, construit en vue de connecter les villes de Jijel et de Mila. Il est localisé dans une zone sismique IIa de l'Est d'Algérie caractérisée par une accélération maximale du sol (PGA) égale à 0.275g en accordance avec le Règlement Parasismique des Ouvrages d'Art (RPOA 2008).

Le profil architectural du pont a été étudié pour qu'il soit en harmonie avec le splendide paysage de la région de Mila enjambant le lit de l'oued-Dib et un flanc du barrage de Beni Haroun (voir figure 5.1).



Figure 5.1. Configuration du Pont de Mila

Le pont étudié est un pont droit s'étendant sur une longueur totale de 502m. Il comporte trois travées continues en béton précontraint dont une travée centrale de longueur 280m et deux travées de rive de 111m de longueur chacune (voir figure 5.2(a)). Le tablier est constitué de 141 voussoirs préfabriqués de 3.57m de longueur chacun. La structure porteuse est constituée d'une poutre caisson multicellulaire (figure 5.2(b)) de 13.30m de largeur m (y compris les encorbellements) et de hauteur constante égale à 2.04m.

L'ouvrage est supporté par deux pylônes intermédiaires en formes de H (figure 5.2(c)) et deux culées aux extrémités reposant sur des semelles superficielles rigides. Les piles intermédiaires de hauteurs respectivement égales à 48m et 79m possèdent des sections transversales identiques de types tubulaires, de formes circulaires, (figure 5.2(d)) et sont fixées aux sommets dans le tablier. Ce dernier repose aux extrémités sur des culées rigides par l'intermédiaire de quatre paires d'appareils d'appui en élastomères à amortissement élevé de type HDRB (High Damping Rubber Bearing) sur chaque culée. Les paramètres de rigidité effective et d'amortissement effectif des appareils d'appui sont caractérisés par la rigidité K_{eff} égale à 13611KN/m et l'amortissement effectif C_{eff} égal à 420KN.s/m dans la direction longitudinale (e.g. Eurocode 8, 2005).

La structure des haubans est en semi-éventail, constituée au total de 88 câbles dont; 44 supportant la travée centrale et 44 les deux travées de rive. Les câbles des haubans sont constitués de fils parallèles en acier de 7mm de diamètre et le nombre de fil par câble varie de 59 à 145.

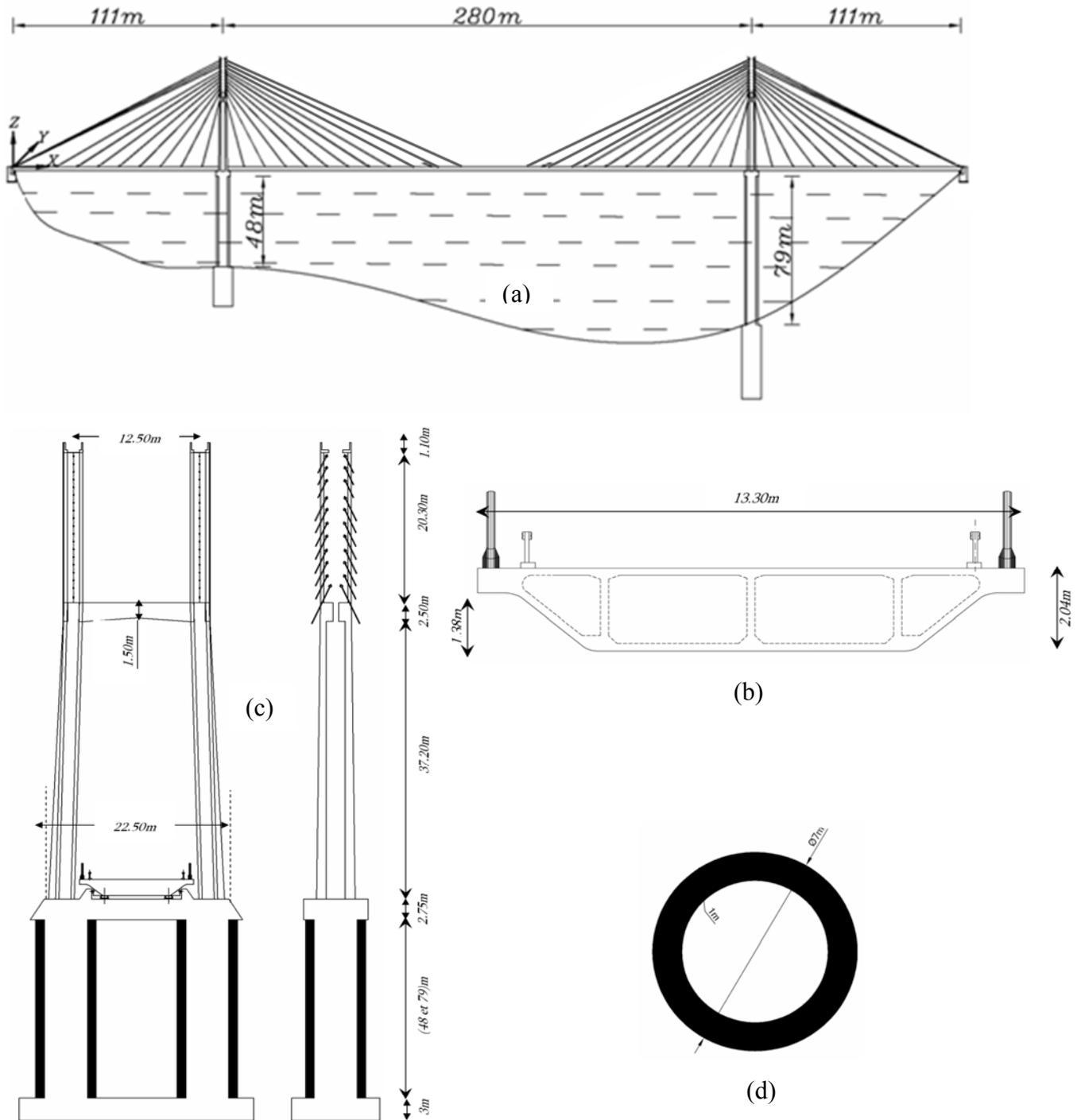


Figure 5.2. Description du pont: (a) Vue générale du pont, (b) Section transversale du voussoir, (c) Vue générale du pylône (d) Section des piles

5.3 Propriétés nonlinéaires du modèle numérique

Afin d'étudier la performance du pont considéré soumis à des excitations sismiques d'appuis non uniformes, un modèle mathématique de type éléments finis 3-D du pont haubané de Mila est développé en utilisant des éléments de type portique pour le tablier en béton précontraint, les tours et les entretoises en béton armé; L'élément de type portique est constitué de deux nœuds ayant chacun six degrés de liberté : trois degrés de translation le long des axes X - X, Y - Y et Z - Z et trois rotations autour de ces mêmes axes. Le maillage optimal d'éléments finis du modèle numérique de pont étant obtenu sur la base de critères d'optimisation (Tiliouine et Ouanani, 2011; Ouanani et Tiliouine, 2011)).

L'analyse de la réponse sismique permettant d'évaluer la réponse sismique du pont sera effectuée de manière automatique en utilisant le code d'analyse des structures par éléments finis (e.g. SAP2000, 2012).

5.3.1 Modélisation des câbles

Les haubans se comportent comme des câbles élastiques pesants qui présentent une rigidité en flexion négligeable comparativement à celle du reste de la structure. Leur fonctionnement tient à la fois du ressort (allongement élastique) et de la chaînette classique (effet de grands déplacements). Le problème d'analyse des câbles avec différentes configurations et des conditions de chargement est très complexe, cette complexité tient tout d'abord à la forte non-linéarité des câbles et aussi aux déplacements larges qui peuvent produire des non-linéarités dans la configuration géométrique.

Les haubans étant modélisés par des éléments finis de type treillis et leur non-linéarité étant considérée à l'aide d'un modèle d'élasticité équivalent, E_{eq} (Nazmy, 1987) donné par la relation suivante:

$$E_{eq} = \frac{E^{câble}}{\left(1 + E^{câble} \frac{(\rho g L_x)^2}{12 \sigma^3}\right)} \quad (5.1)$$

où $E^{câble}$ et ρ désignent le module élastique et la masse volumique du câble respectivement, g est l'accélération de la pesanteur, L_x est la longueur horizontale projetée du câble et σ étant la contrainte de traction dans le câble.

Les propriétés physiques et mécaniques des éléments constituant le pont étudié sont consignées dans le Tableau 5.1.

Tableau 5.1: Propriétés physiques mécaniques des éléments du pont de Mila

Matériaux	Tablier, pylônes et raidisseurs	Haubans
Poids volumique, (ρ), KN/m ³	25	80
Coefficient de Poisson, (ν)	0.20	0.3
Module de Young (E) KN/m ²	3.9×10^7	1.95×10^8
Contrainte axiale du câble (σ), KN/m ²	-	1.24×10^6
Module équivalent tangent, (E_{eq}) KN/m ²	-	1.94×10^8

5.3.2 Modèle nonlinéaire de comportement des rotules plastiques

L'application du mouvement sismique non uniforme de sol au modèle analytique du pont route étudié, induit des moments de flexion dans les deux piles pouvant conduire à la formation des rotules plastiques à la base et au sommet des piles. Les relations Moment-Courbure au niveau de ces zones plastiques ont été établies permettant en conséquence une approximation bilinéaire du modèle de comportement hystérétique des zones plastiques aux extrémités des piles haute et courte, indiquées dans la figure 5.5(b). Les relations nonlinéaires Moment-Rotation dans les zones plastiques sont établies conformément aux méthodologies décrites dans la littérature spécialisée (e.g. Priestley *et al.* 2007).

Les lois de comportement du béton et de l'acier établies dans cette présente étude sont celles préconisées dans les règles de calcul du Béton Armé aux Etats Limites (BAEL) dont les diagrammes Contraintes-Déformations de l'acier et du béton sont illustrés dans les figures 5.3(a) et 5.3(b) respectivement.

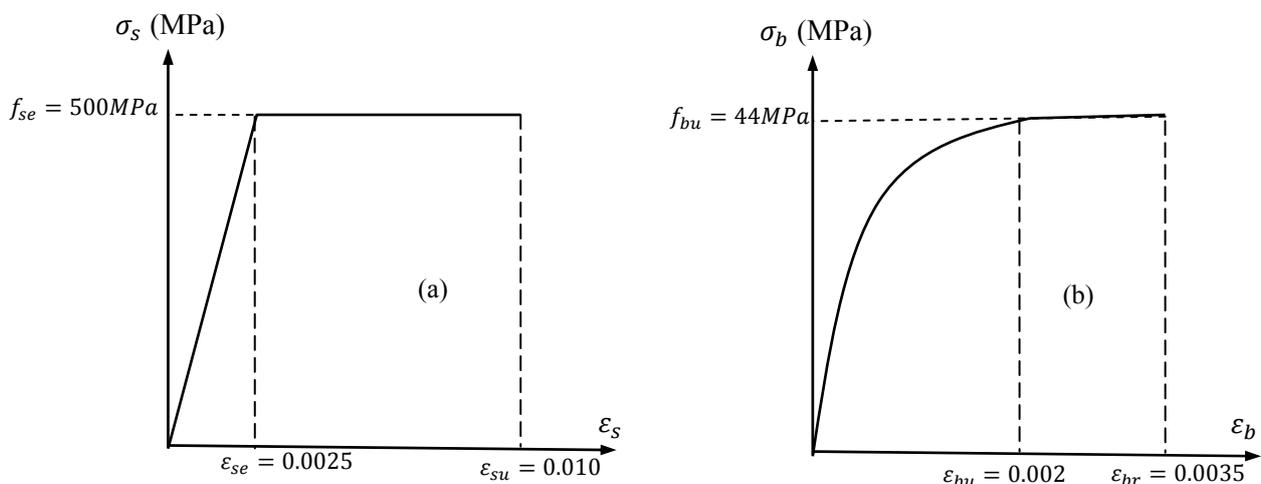


Figure 5.3. Contrainte – Déformation des matériaux: (a) Acier, (b) Béton

Les paramètres élastiques et ultimes des courbes Moments-courbures (réelle et idéalisée) aux extrémités des piles courte et haute du pont étudié sont illustrés dans les figures 5.4(a) et 5.4(b).

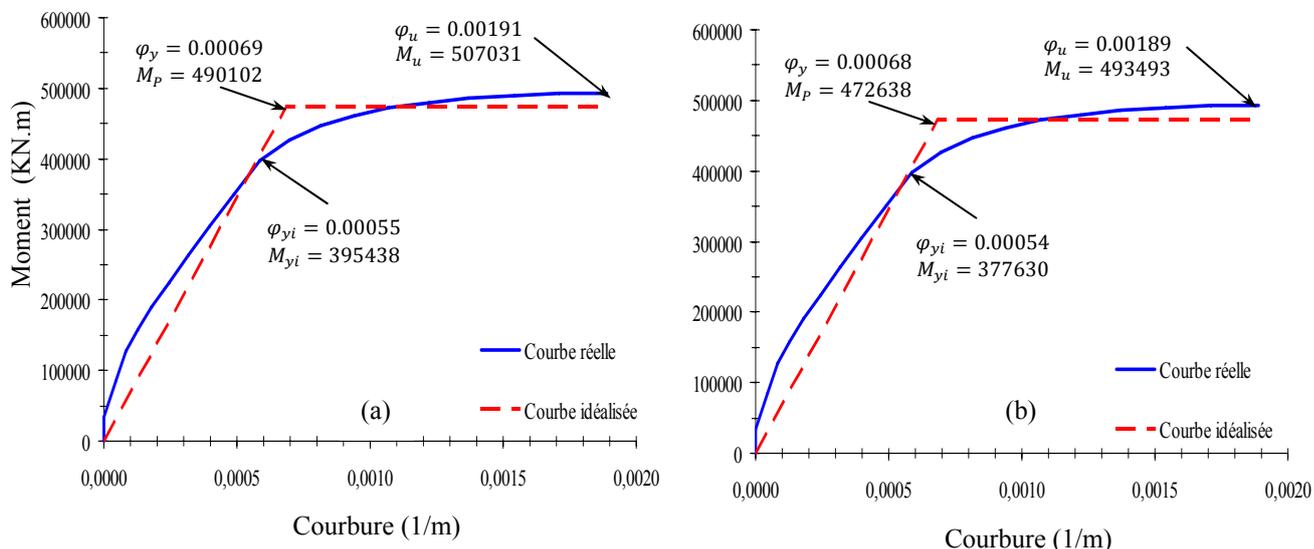


Figure 5.4. Moment-Courbure dans les piles du pont étudié: (a) pile haute, (b) pile courte

Les paramètres élastiques et ultimes des relations Moment-Rotation du modèle bi-linéaire des rotules plastiques aux extrémités des piles sont caractérisés respectivement par (M_y, θ_y) et (M_u, θ_u) qui doivent être évalués au niveau de chaque rotules plastiques.

Les résultats de calcul des paramètres élastiques limites et ultimes des relations Moment-Rotation des rotules plastiques aux extrémités des piles et leurs longueurs plastiques sont consignés dans le tableau 5.2, ci-après.

Tableau 5.2: Paramètres des modèles de ressorts bilinéaires dans les zones plastiques

Pile	Lp (m)	θ_y (rad)	M_y (KN.m)	θ_u (rad)	M_u (KN.m)
Pile haute	3.51	$1,931 \times 10^{-3}$	395438	$6,704 \times 10^{-3}$	507031
Pile courte	2.27	$1,226 \times 10^{-3}$	377629	$4,290 \times 10^{-3}$	493494

Dans le cas présent, les demandes sismiques sont exprimées en termes de demandes de ductilité au sommet et à la base des piles. Par définition, la ductilité de rotation peut être exprimée comme le ratio entre la rotation totale (θ_t) d'une extrémité de la pile, idéalisée par un modèle de ressort hystérétique (bi-linéaire au sommet et à la base de la pile considérée) et la rotation élastique limite (θ_y) (cf. figure 5.5(b)).

Conformément aux recommandations de Dutta et Mander (1998), cinq différents d'états de dommages peuvent être définis sur la base des courbures élastiques limites et ultimes.

Le tableau 5.3 illustre la description de ces cinq états de dommages et les limites des déformations de cisaillement associées. Les limites de ductilité correspondantes calculées dans les zones plastiques aux extrémités des piles du pont étudié ont regroupées dans le même tableau.

Tableau 5.3. Description de cinq états de dommages et les limites des demandes de ductilité dans les zones plastiques des piles de pont

Etats des dommages	Description	Limites des déformations de cisaillement	Limites de ductilités rotationnelles	
			Pile haute	Pile courte
Très léger	Début de plastification	0,005	1,00	1,00
Léger	Eclatement de l'enrobage	0,010	1,18	1,18
Modéré	Perte d'ancrage	0,025	1,71	1,71
Considérable	Incipient pier collapse	0,050	2,59	2,61
Ruine	Rotule plastique	0,075	3,47	3,50

Le système global du pont soumis à la Variabilité Spatiale du Mouvement Sismique de Sol (VSMSS) est analytiquement approché par un modèle d'éléments finis, illustré dans la figure 5.5, ci-après.

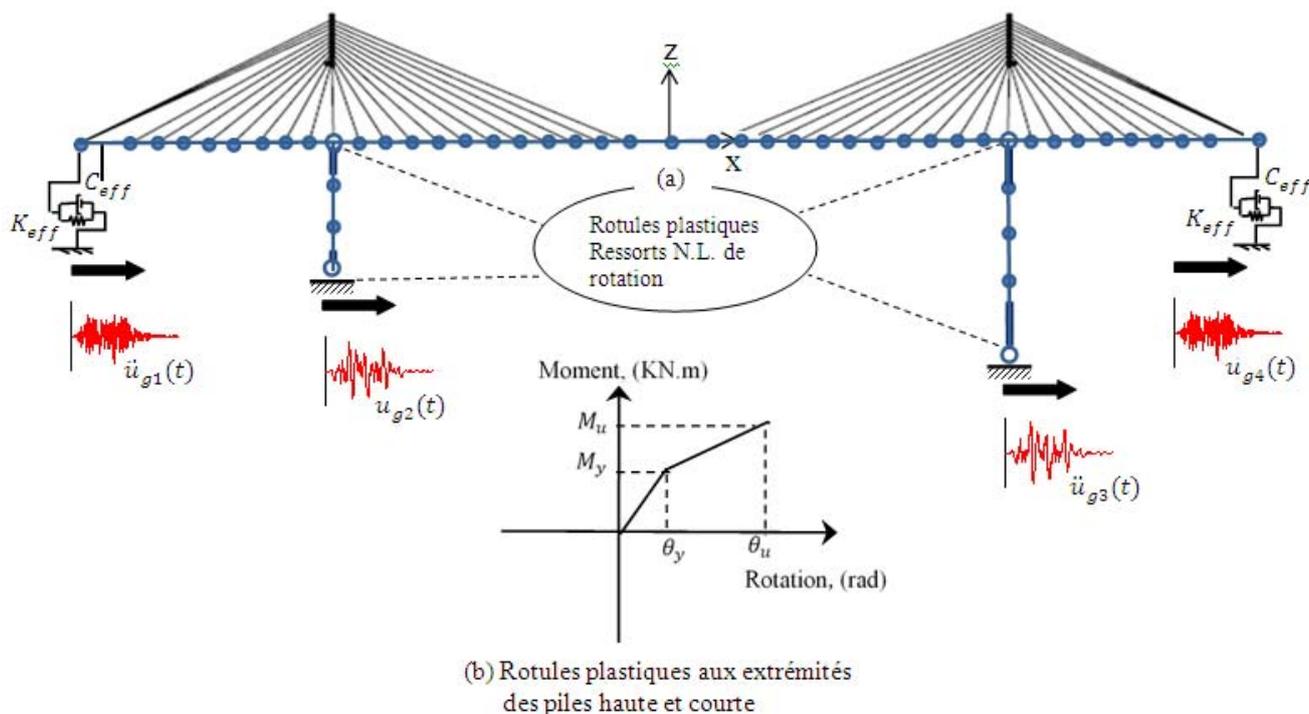


Figure 5.5. (a) Modèle analytique du pont route étudié soumis à la VSMSS, (b) Rotules plastiques aux extrémités

5.4 Caractéristiques dynamiques et identification 3-D des modes de vibration

Les caractéristiques dynamiques pour chaque type de vibration: latérales, verticales, longitudinales et torsionnelles des modes du pont étudié (c.f figure 5.6) ont été évaluées. Les résultats montrent que 40 modes de vibration suffisent pour une représentation adéquate du comportement dynamique 3-D du pont dans les directions longitudinale (Lg.) et latérale (L); 92 modes sont nécessaires pour la direction verticale (V). Néanmoins, 37 modes sont nécessaires pour identifier les 03 premiers modes de vibration de torsion (T).

Pour des raisons d'espace, seuls les résultats numériques relatifs aux périodes des premiers modes pour chaque type de vibration (V, Lg, L, T), ainsi que les déformées modales correspondantes sont présentés respectivement dans les figures 5.6(a), 5.6(b), 5.6(c) et 5.6(d).

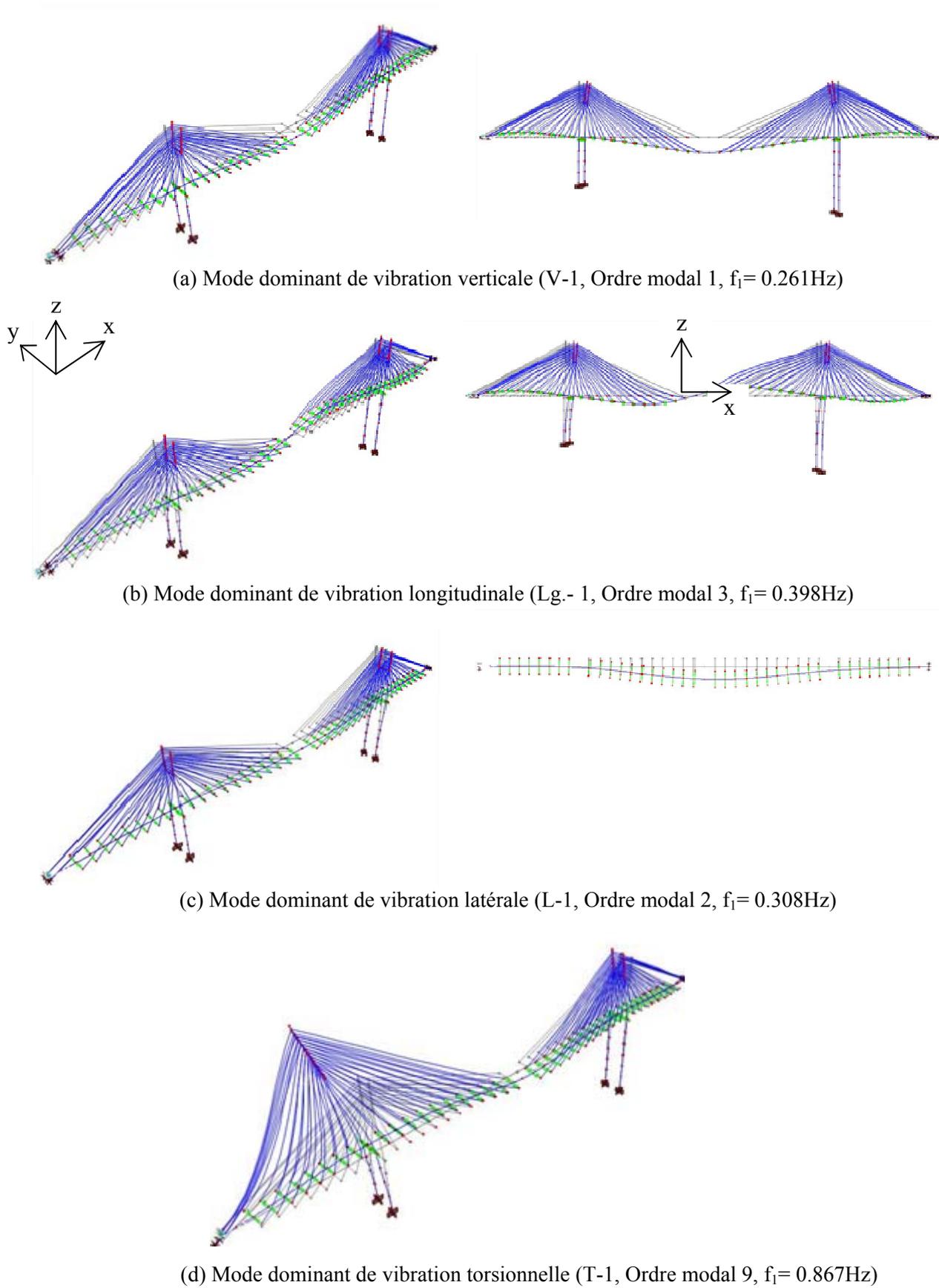


Figure 5.6. Identification des premiers modes de vibration (V, Lg. L, T), du pont de Mila

D'après l'allure des déformées modales du tablier et des piles, on peut mettre en évidence un couplage entre les vibrations verticales et longitudinales (Figure 5.6(b)) d'une part, et un couplage des modes de vibrations torsionnelles et latérales (Figure 5.6(d)) d'autre part.

5.5 Equations générales du mouvement différentiel des appuis des structures à supports multiples.

Considérons le modèle analytique du pont route représenté dans la figure 5.5 dont ces appuis sont soumis à des excitations sismiques non uniformes. L'analyse dynamique nonlinéaire par éléments finis peut être effectuée en considérant que les composantes de déplacements absolus des nœuds libres (u^t) de la structure sont égaux à la somme des composantes de déplacements pseudo-statiques additionnelles, (u^s) et de déplacements dynamiques, (u^d) (e.g. Chopra, 2001; Clough et Penzien, 1995).

L'équilibre d'un système discret à plusieurs degrés de liberté en mouvement soumis à des excitations sismiques non-uniformes d'appuis est traduit par la relation matricielle suivante:

$$\begin{bmatrix} M_{ss} & M_{sf} \\ M_{sf}^T & M_{ff} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{u}^t \\ \ddot{u}_f \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} C_{ss} & C_{sf} \\ C_{sf}^T & C_{ff} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{u}^t \\ \dot{u}_f \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{ss} & K_{sf} \\ K_{sf}^T & K_{ff} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u^t \\ u_f \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ p_g(t) \end{Bmatrix} \quad (5.2)$$

où les vecteurs \ddot{u}^t , \dot{u}^t et u^t désignent respectivement les vecteurs d'accélération, de vitesses et de déplacements absolus des nœuds libres de la structure. Les indices s , f et sf sont des termes qui correspondent à la superstructure, aux appuis du pont (fondations) et aux termes de couplage. Les termes M_{ss} , C_{ss} et K_{ss} représentent respectivement des sous matrices associées aux degrés de liberté des nœuds libres de la structure, les termes M_{ff} , C_{ff} et K_{ff} sont celles associées aux degrés de liberté des appuis de la structure et bien entendu les sous matrices M_{sf} , C_{sf} et K_{sf} sont des termes de couplage massique, d'amortissement et de rigidité respectivement. Le vecteur force $p_g(t)$ sont des forces agissantes aux niveaux des appuis de la structure.

Le vecteur des déplacements absolus des nœuds de la structure peut donc être subdivisé en deux parties: (1) le vecteur des déplacements associés aux nœuds libres de la structure, (u^t) et (2) le vecteur des déplacements associés aux nœuds de ces appuis, (u_f), de sorte que:

$$\begin{Bmatrix} u^t \\ u_f \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} u^s \\ u_f \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} u^d \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (5.3)$$

En négligeant les termes relatifs de vitesses et d'accélération dans l'équation générale d'équilibre (Equation 5.2), on obtient les déplacements pseudo-statiques des nœuds libres de la structure, (u^s) , tels que:

$$\begin{bmatrix} K_{ss} & K_{sf} \\ K_{sf}^T & K_{ff} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u^s \\ u_f \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ p_g^s \end{Bmatrix} \quad (5.4)$$

où P_g^s représente un vecteur des forces appliquées aux supports nécessaires pour imposer les déplacements statique (u_f) variant dans le temps.

Nous déduisons du système d'équation (5.4), l'expression des déplacements pseudo-statiques en fonction des termes de déplacements d'appuis (u_f):

$$u^s = -k_{ss}^{-1} \times k_{sf} \times u_f \quad (5.5)$$

En introduisant la matrice de coefficients d'influence I , de sorte que:

$$u^s = I \times u_f; \quad I = -k_{ss}^{-1} \times k_{sf} \quad (5.6)$$

La matrice de coefficients d'influence est de rang $(n_s \times n_f)$, où n_s représente le nombre de degrés de liberté associés aux nœuds libres de la structure et n_f est le nombre d'appuis excités par les accélérations sismiques.

La matrice I peut être traduite comme une matrice de coefficients d'influence dans laquelle les termes situés sur la colonne représentent les déplacements des nœuds libres de la structure induits par un déplacement unitaire imposé à un support donné, les degrés de liberté associés aux autres supports sont supposés bloqués.

L'expression des déplacements pseudo-statiques peut se mettre sous la forme de sommation suivante:

$$u^s = \sum_{i=1}^{n_f} I_i u_{fi}(t) \quad (5.7)$$

La première partition des équations de mouvement (équation 5.2) nous donne

$$M_{ss}\ddot{u}^t + M_{sf}\ddot{u}_f + C_{ss}\dot{u}^t + C_{sf}\dot{u}_f + K_{ss}u^t + K_{sf}u_f = 0 \quad (5.8)$$

L'équation (5.3) permet de récrire l'équation ci-dessus, de sorte que:

$$M_{ss}\ddot{u}^d + C_{ss}\dot{u}^d + K_{ss}u^d = P_{eff} \quad (5.9)$$

où P_{eff} est le vecteur des forces dynamiques fictives qui s'écrit comme suit:

$$P_{eff} = -(M_{ss}\ddot{u}^s + M_{sf}\ddot{u}_f) - (C_{ss}\dot{u}^s + C_{sf}\dot{u}_f) - (K_{ss}u^s + K_{sf}u_f) \quad (5.10)$$

En utilisant la relation des déplacements pseudo-statiques de l'équation (5.6) et la première partition de l'équation (5.4), l'expression 5.10 se réduit à:

$$P_{eff} = -(M_{ss}I + M_{sf})\ddot{u}_f(t) - (C_{ss}I + C_{sf})\dot{u}_f(t) \quad (5.11)$$

Pour des cas pratiques en génie civil, Berrah *et al.* (1992) on montré que les forces associées à la vitesse sont négligeables devant les forces inertielles ou elles sont nulles dans le cas d'un amortissement visqueux proportionnel à la matrice de rigidité.

Avec ces simplifications, l'équation (5.34) se réduit à l'expression approchée suivante:

$$P_{eff} = -(M_{ss}I + M_{sf})\ddot{u}_f(t) \quad (5.12)$$

Si en outre, la matrice globale de masse est concentrée (i.e., $M_{sf} = 0$) et la matrice M_{ss} est diagonale. L'équation (5.12) se réduit alors à:

$$P_{eff} = -M_{ss}I\ddot{u}_f(t) \quad (5.13)$$

Les déplacements dynamiques (u^d) des nœuds libres d'une structure soumise à des excitations d'appuis non uniformes peuvent donc être évalués en résolvant l'équation, ci-après par des méthodes de résolution des équations dynamiques décrites dans la littérature spécialisée, telles que la méthode de superposition modale, la méthode d'intégration directe et l'algorithme d'analyse rapide non-linéaire FNA (Fast Nonlinear Analysis).

$$M_{ss}\ddot{u}^d + C_{ss}\dot{u}^d + K_{ss}u^d = -(M_{ss}I + M_{sf})\ddot{u}_f(t) \quad (5.14)$$

Les déplacements totaux (u^t) sont la somme des déplacements pseudo-statiques (u^s), et dynamiques (u^d), donnés respectivement par les équations (5.7) et (5.14).

Les forces statiques équivalentes engendrées dans les nœuds libres de la structure sont donc évaluées à partir de la première partition du système d'équations d'équilibre (5.2).

$$f_s = K_{ss}u^t + K_{sf}u_f \quad (5.15)$$

L'expression de l'équation (5.4) permet d'écrire: $K_{ss}u^s + K_{sf}u_f = 0$, et les relations (5.3) et (5.15) permettent de simplifier l'expression des forces statiques dans les nœuds libres de la structure, telles que

$$f_s = K_{ss}u^d \quad (5.16)$$

Les forces élastiques induites au niveau des appuis de la structure s'obtiennent aussi à partir de la deuxième partition du système d'équations d'équilibre.

$$f_{sf} = K_{sf}^T u^t + K_{ff}u_f \quad (5.17)$$

Cette expression nous montre que les forces pseudo-statiques au niveau des supports de la structure dépendent des déplacements totaux des nœuds libres de la structure et des déplacements des supports, tandis que les forces élastiques développées dans les nœuds libres de la structure ne dépendent que de leurs déplacements dynamiques.

5.6 Effet de la variabilité spatiale du mouvement de sol sur la réponse du pont à haubans de Mila

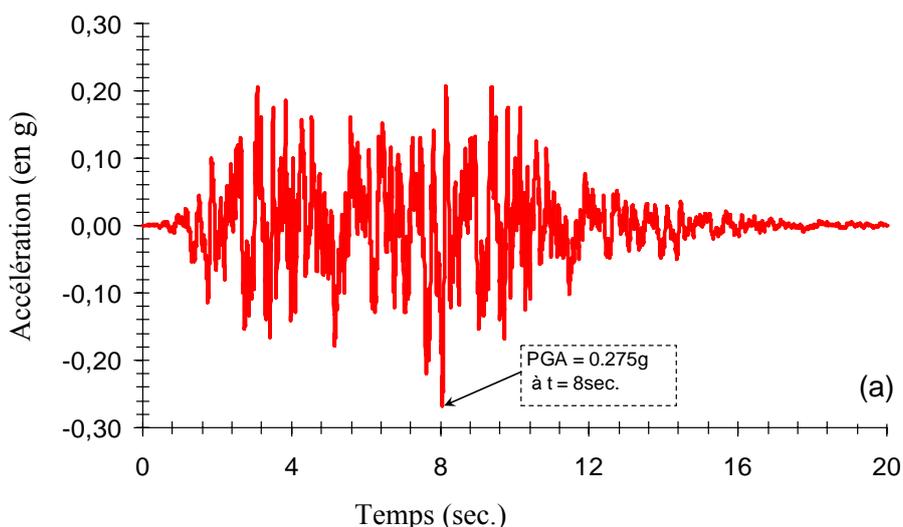
5.6.1 Evaluation des déplacements du sol à partir des accélérations simulées

Il a été reconnu longtemps que les enregistrements au niveau du sol requièrent un traitement adéquat des accélérations, des vitesses et des déplacements du sol pour l'évaluation des réponses sismiques de structures. Néanmoins, l'évaluation correcte des données de

déplacements temporels non enregistrées ou simulées est cruciale pour l'évaluation de la réponse sismique des systèmes étendus où la variabilité spatiale du champ sismique d'un point à un autre de la fondation est considérée. Dans le paragraphe 5.5 on a évoqué que les déplacements pseudo-statiques des structures dépendent directement des déplacements du sol.

Toutefois, la simulation des mouvements sismiques, nous fournit en premier lieu les histoires temporelles des accélérations dont les vitesses et les déplacements correspondants sont obtenus via intégration numérique. Toutefois, l'intégration directe des accélérations enregistrées non traitées ou simulées peut engendrer des vitesses et des déplacements chimériques. Dans ce contexte, Housner (1947), (Jennigs *et al.*(1969); Converse et Brady (1992); Chiu (1997) et Boore *et al.* (2002) ont développé des techniques de correction des accélérations enregistrées ou synthétiques en vue de garantir les valeurs nulles de vitesse et de déplacement du sol à la fin de l'accélérogramme.

Dans la présente étude, le signal sismique simulé de référence est appliqué à la culée gauche (épicentre du séisme) du pont considéré et compatible au spectre réglementaire RPOA(2008) dont la valeur de $PGA = 0.275g$ correspondant aux sites fermes (S_2) sur lesquels sont implantées les deux culées. Les allures des signaux sismiques non corrigés et corrigés d'accélération, de vitesse et de déplacement sont décrites dans les figures 5.7(a), 5.7(b) et 5.7(c) respectivement.



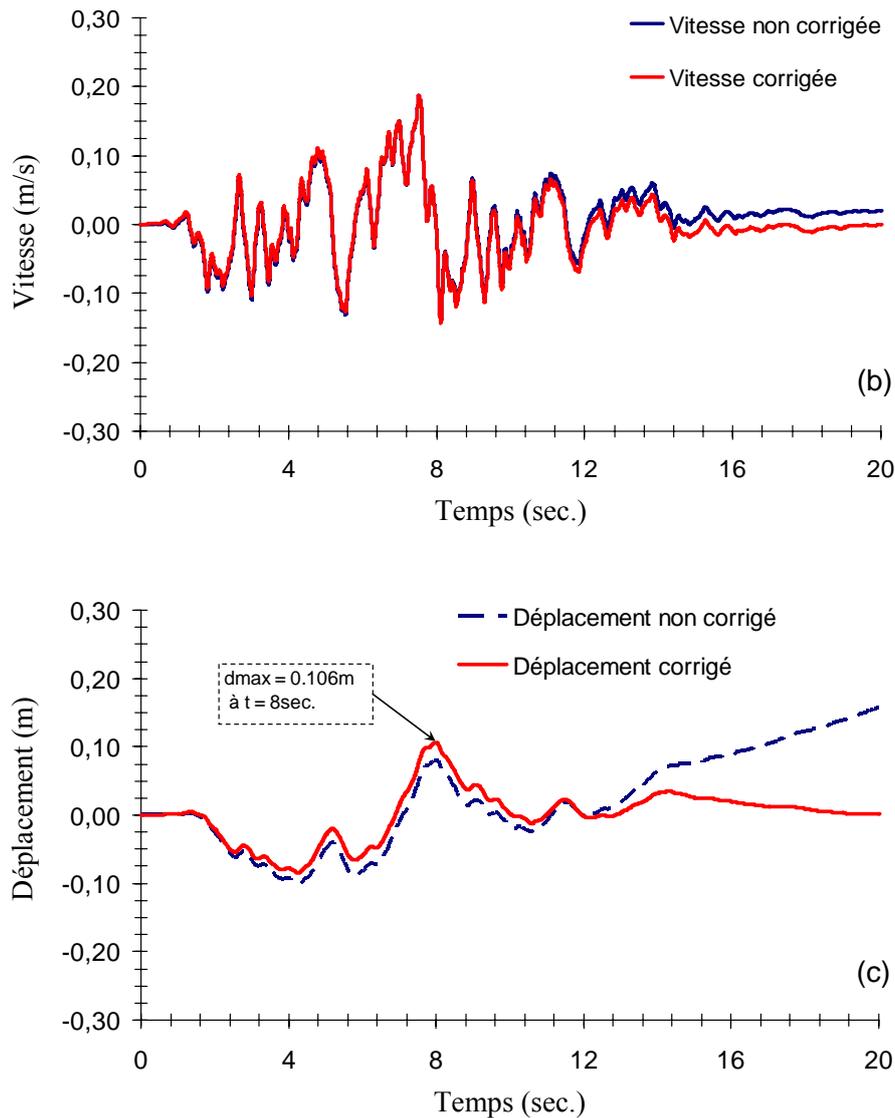


Figure 5.7. Allures des signaux sismiques non corrigés et corrigés: (a) Accélération (b) Vitesse (c) Déplacement

5.6.2 Discussions des résultats

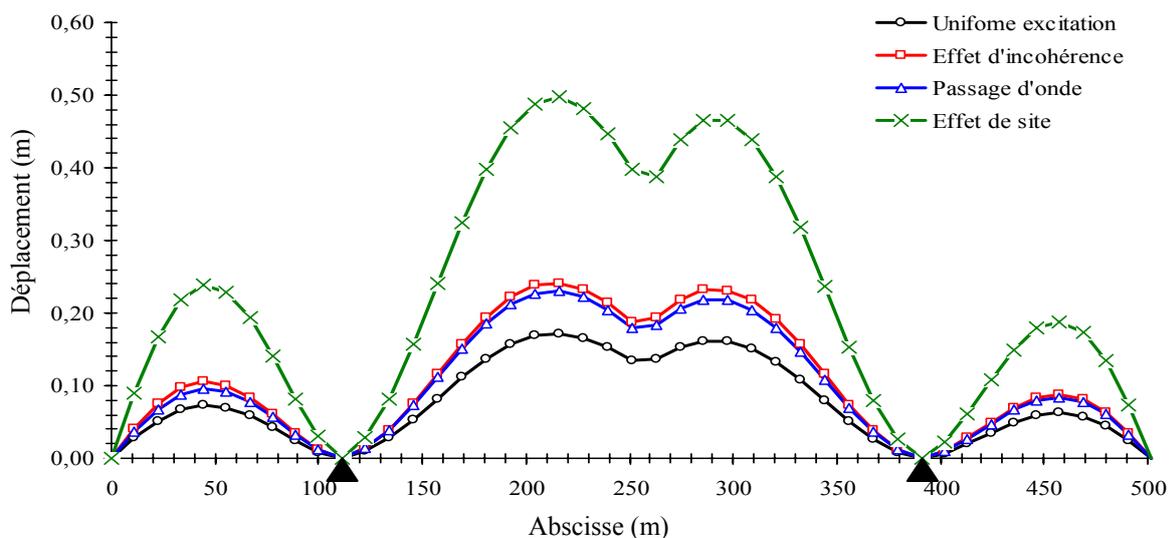
Le champ stochastique d'excitations sismiques spatio-temporelles non uniformes est généré en utilisant la méthode de représentation spectrale de Shinozouka, au niveau de chaque appui du pont étudié permettant de prendre en considération les principaux phénomènes d'incohérence, de passage d'onde et de site contribuant à la variabilité spatiale du mouvement de sol. Les réponses sismiques non-linéaires du pont en termes de déplacement, de moment fléchissant et d'effort tranchant dans le tablier et sur la hauteur des piles du pont ainsi que les demandes de ductilités rotationnelles aux extrémités des piles de pont sont étudiées à travers 04 scénarios d'excitations sismiques au niveau des appuis du pont:

- 1) Excitation uniforme, $\left(\frac{\alpha}{\beta} = 0\right)$; $v_{app} = \infty$; site ferme).
- 2) La variabilité spatiale est traduite uniquement par l'effet de passage d'onde, dans ce cas les ondes sismiques sont parfaitement cohérentes, $\left(\frac{\alpha}{\beta} = 0\right)$; $v_{app} = 1000$; site ferme)
- 3) Seul l'effet d'incohérence est considéré, les mouvements du sol au niveau des appuis du pont sont d'une corrélation intermédiaire, $\left(\frac{\alpha}{\beta} = 2,5 \times 10^{-4}\right)$; $v_{app} = \infty$; site ferme)
- 4) Dans ce scénario, seul l'effet de site est considéré, $\left(\frac{\alpha}{\beta} = 0\right)$; $v_{app} = \infty$; Site de type F MMF caractérisé par l'implantation des culées sur un sol ferme (F) et des piles du pont sur un sol meuble (M).

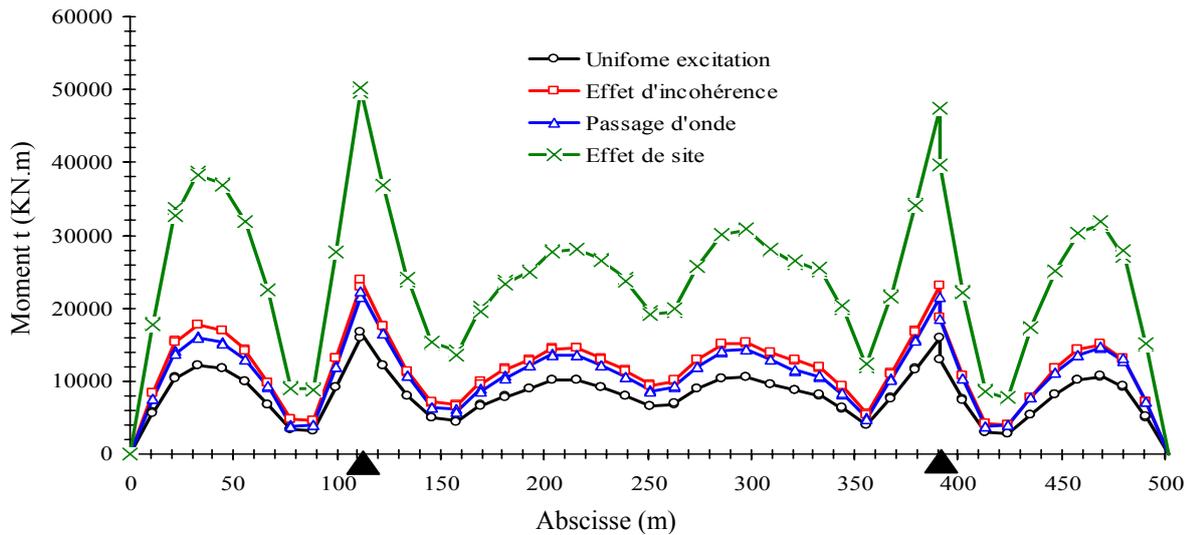
5.6.2.1 Effet de la VSMSS sur les réponses sismiques maximales dans la superstructure du pont

En vue de montrer l'importance de prendre en considération les effets de la VSMSS sur les réponses sismiques non-linéaires du pont, l'enveloppe des maxima de déplacement, de moment fléchissant et d'effort tranchant dans la direction longitudinale du tablier du pont de Mila est reproduite dans la figure 5.8 pour différents scénarios de la VSMSS.

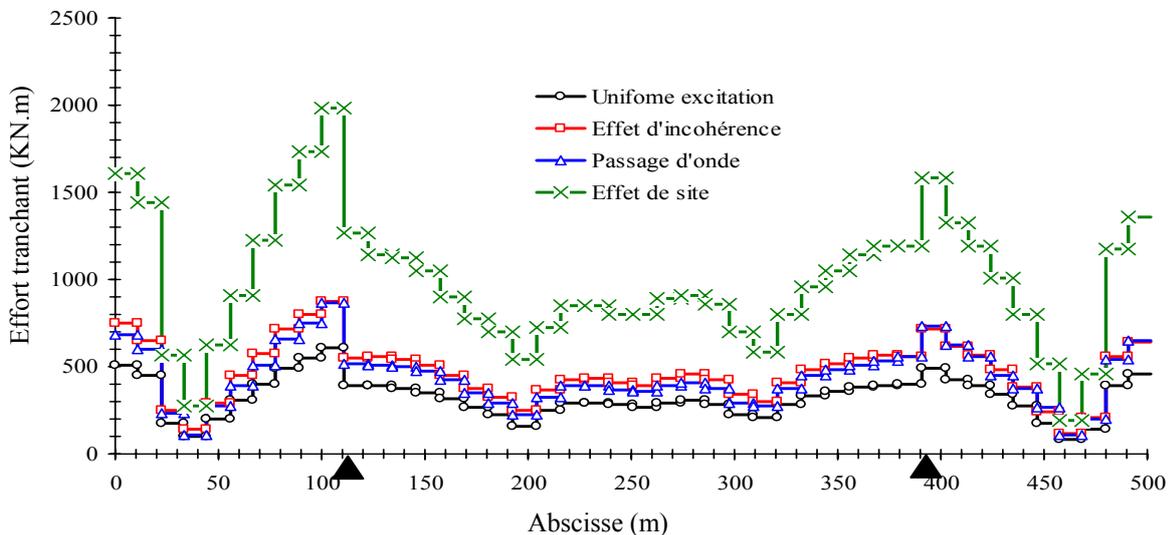
Dans ce cadre, la méthode d'intégration directe de Newmark avec les paramètres $\alpha = 0.5$ et $\beta = 0.25$ (i.e. en utilisant la méthode inconditionnellement stable de l'accélération moyenne) implémentée dans le code SAP2000 (2012) a été appliquée pour ce cas présent. Un amortissement modal constant égal à 2% pour les deux premiers modes de vibration du pont haubané de Mila est considéré.



(a) Déplacements maximums le long du tablier



(b) Moments fléchissant maximums le long du tablier



(c) Efforts tranchants maximums le long du tablier

Figure 5.8. Enveloppes des maxima de déplacement et de sollicitation verticale le long du tablier

La figure 5.8(a) montre que les déplacements verticaux dans le tablier du pont considéré induits par le phénomène de site sont plus prononcés que les phénomènes d'incohérence et de passage d'onde. Pour illustrer cette différence, le phénomène de site développe un déplacement maximum vertical à mi-travée centrale du pont égal à 0.497m, alors que dans les cas des excitations incohérente et de passage d'onde, cette dernière valeur devient égale à 0.242m et 0.231 respectivement, ce qui correspond à une décroissance substantielle de plus de 54% quant le phénomène de site est considéré. Il convient de noter aussi que l'excitation uniforme produit des déplacements verticaux le long du tablier des valeurs plus faibles.

A partir des figures 5.8(b) et 5.8(c), il est montré clairement que le moment fléchissant et l'effort tranchant le long du tablier sont maximums au niveau de la section située sur la pile courte du pont pour tous les phénomènes d'excitations et sont plus prononcés dans le cas où la réponse de site est considérée. A titre de comparaison, le phénomène de site induit un moment fléchissant plus considérable de valeur égale à 50259KN.m, alors qu'il est égal respectivement à 23833KN.m et 22333KN.m dans les cas de phénomènes d'incohérence et de passage d'onde ce qui correspond à un accroissement de plus de 110% lorsque le phénomène de site est considéré.

Le Tableau 5.4 ci-après, récapitule les réponses sismiques maximales calculées dans la superstructure du pont pour les 04 scénarios d'excitations d'appuis.

Tableau 5.4 Réponses sismiques maximales dans la superstructure du pont

	Section	Scénarios d'excitation			
		Uniforme	Incohérence	Passage d'onde	Site
Déplacement vertical, U_z , (m)	Section à mi-travée centrale	0.171	0.242	0.231	0.497
Moment fléchissant M_y , (KN.m)	Section sur pile courte	16652	23833	22333	50259
Efforts Tranchants V_y , (KN)	Section sur pile courte	606	875	865	1980

On peut noter à partir du Tableau ci-dessus, que les effets de la réponse de site sont en général plus importants que ceux induits par les phénomènes d'incohérence et de passage d'onde. En outre, il est montré clairement que les effets d'incohérence et de passage d'onde produisent des réponses relativement proches l'une de l'autre tandis que l'hypothèse d'un modèle de mouvement sismique de sol uniforme induit en général des réponses plus faibles.

5.6.2.2 Effet de la VSMSS sur les réponses sismiques maximales dans les piles du pont

A titre illustratif, les courbes enveloppes des maxima de déplacement, de moment fléchissant et d'effort tranchant sur la hauteur des piles courte et haute du pont pour différents scénarios de variabilité de l'excitation sismique sont présentées dans les figures 5.9, 5.10 et 5.11 respectivement.

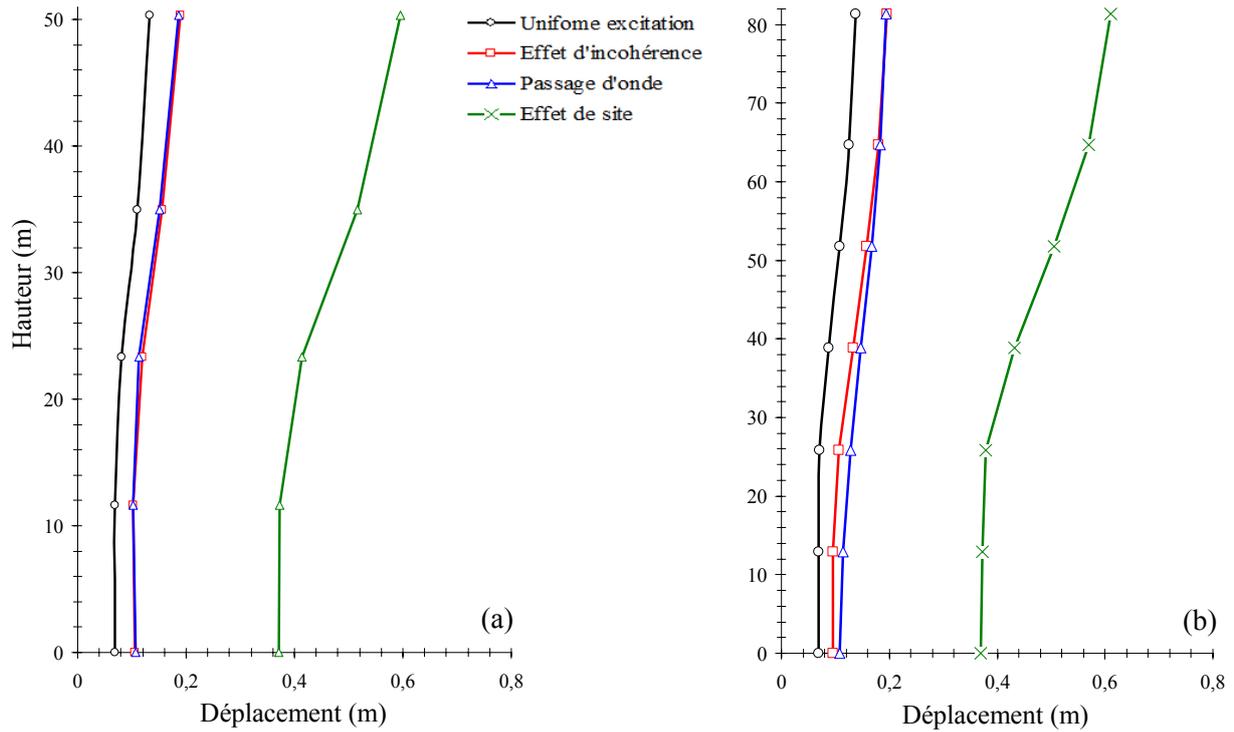


Figure 5.9. Enveloppe des maxima de déplacement sur la hauteur des piles,
(a) Pile courte, (b) Pile haute

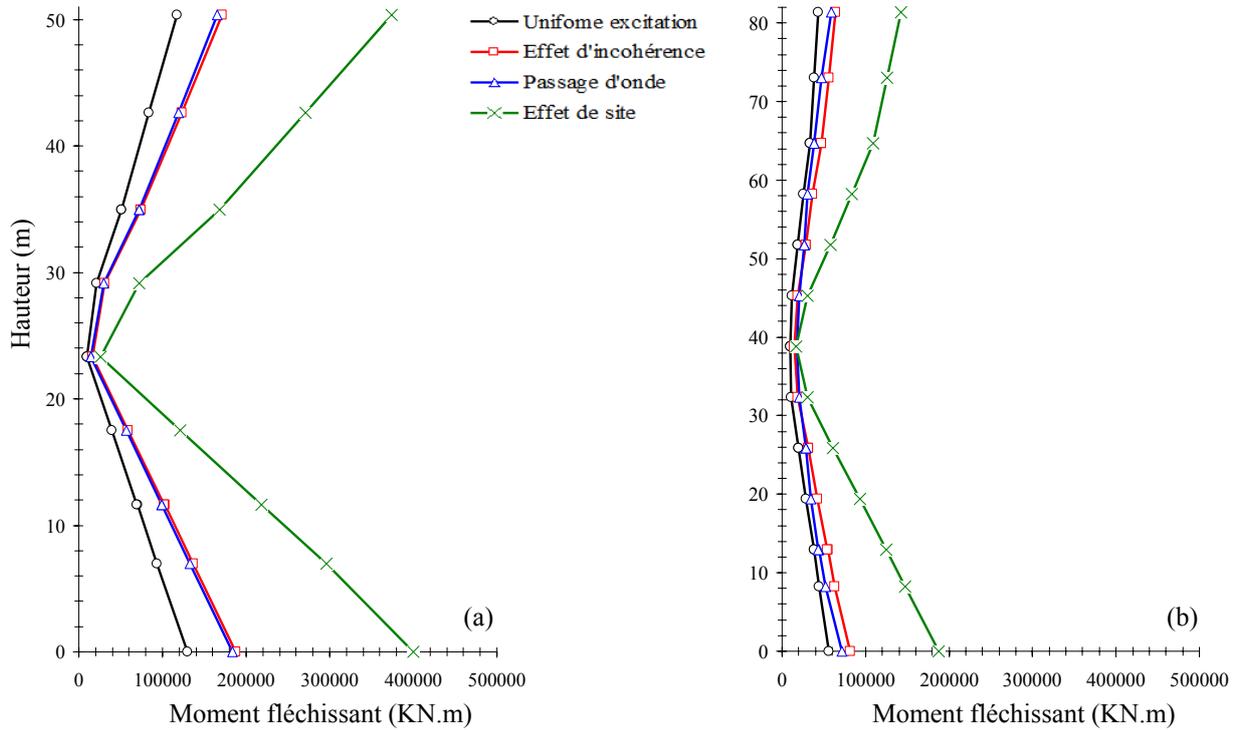


Figure 5.10. Enveloppe des maxima de moment fléchissant sur la hauteur des piles,
(a) Pile courte, (b) Pile haute

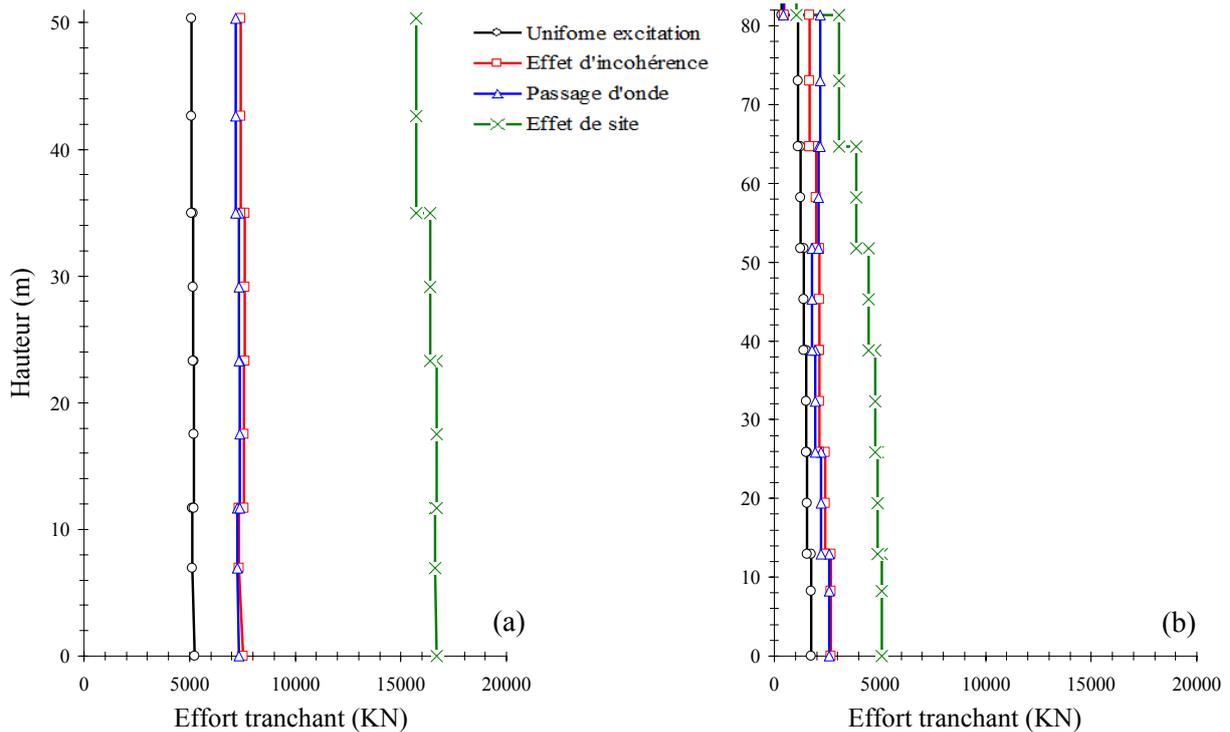


Figure 5.11. Enveloppe des efforts tranchants maximums sur la hauteur des piles, (a) Pile courte, (b) Pile haute

On peut également observer à partir des figures 5.9(a) et 5.9(b) que les déplacements longitudinaux aux sommets des piles courte et haute sont relativement proches l'une de l'autre. Par exemple, les déplacements en tête de la pile haute sont égaux à 0.140m, 0.196m et 0.194m pour des excitations uniforme, incohérente et déphasée respectivement et que ces déplacements dont l'hypothèse de la réponse du site sont respectivement amplifiés de plus de 336%, 211% et 215%.

L'examen des figures 5.10 et 5.11 montrent que les sollicitations verticales sismiques sont maximales dans la pile courte indépendamment des phénomènes de la VSMSS et particulièrement plus importantes sous l'effet de la réponse de site. Pour illustrer cette différence, le moment de flexion qui est maximum dans la pile courte (voir figures 5.10(a)) est égale à 400379KN lorsque l'effet de site est considéré, alors qu'il vaut respectivement à 187775KNm et 183189KN.m dans l'hypothèse d'excitations sismiques incohérente et déphasée (i.e. une diminution substantielle respectivement de plus de 55% lorsque l'effet de site est considéré).

Le Tableau 5.5 ci-dessous résume les sollicitations maximales et les déplacements maximums dans les piles du pont étudié pour les 04 scénarios d'excitations d'appui.

Tableau 5.5 Réponses sismiques maximales dans les piles du pont

		Scénarios d'excitation			
		Uniforme	Incohérence	Passage d'onde	Site
Déplacements longitudinaux, U_x , (m)	Pile courte	0.132	0.189	0.186	0.596
	Pile haute	0.140	0.196	0.194	0.611
Moments de flexion M_y , (KN.m)	Pile courte	129498	187775	183189	400379
	Pile haute	56109	81313	71511	187248
Efforts Tranchants V_x , (KN)	Pile courte	5225	7519	7356	16699
	Pile haute	1781	2726	2651	5045

5.6.2.3 Effet de la VSMSS sur les demandes de ductilités sismiques dans les piles de pont

Les figures 5.12 et 5.13, ci-après montre les cinq états d'endommagement correspondants aux limites de ductilité ainsi que les variations temporelles dans la direction longitudinale de la demande de ductilités sismique rotationnelle aux extrémités des piles sous l'effet des principaux phénomènes de la VSMSS.

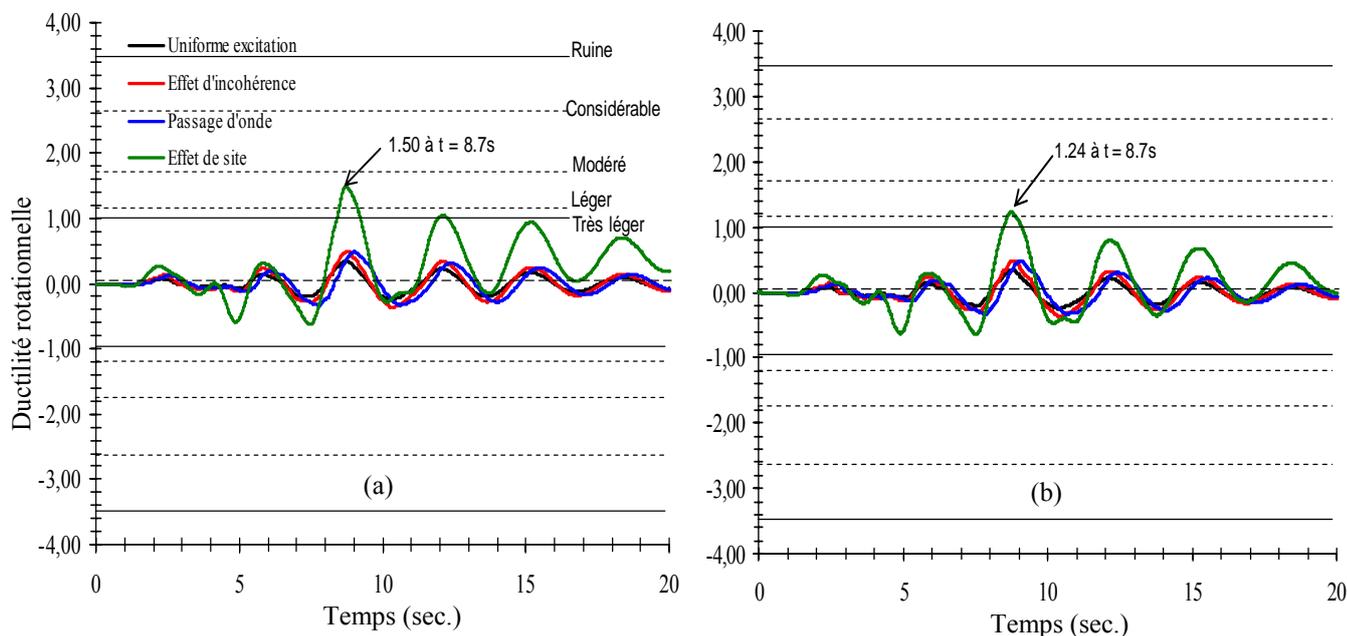


Figure 5.12. Demandes de ductilité aux extrémités de la pile courte du pont étudié sous l'effet de la VSMSS, (a) base, (b) sommet

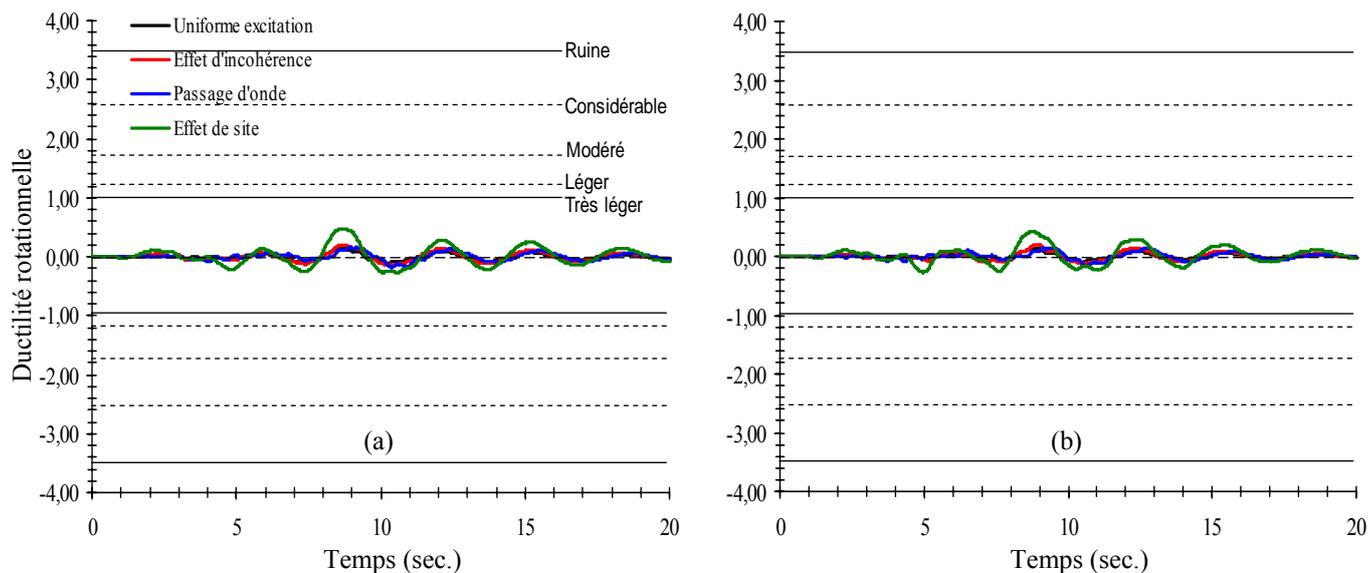


Figure 5.13. Demandes de ductilité aux extrémités de la pile haute du pont étudié sous l'effet de la VSMSS, (a) base, (b) sommet

Il est à noter à partir des figures 5.12 et 5.13 que les demandes de ductilités rotationnelles des piles du pont sont plus prononcées dans la pile courte que dans la pile haute. On constate aussi que le phénomène de site engendre des demandes de ductilités sismiques plus importantes que celles des autres phénomènes de la VSMSS. La figure 5.12 montre également que lorsque le phénomène de site est pris en considération (hypothèse fréquemment ignorée dans la pratique courante), la pile courte subit des dommages modéré à la base et léger au sommet au temps $t = 8.7s$.

Par ailleurs, les figures 5.13(a) et 5.13(b) montrent que les demandes de ductilités sismiques à la base et au sommet de la pile haute sont bien en deçà de l'état limite élastique et que par suite aucun dommage n'est susceptible de se produire aux extrémités de la pile haute.

En conclusion, une attention particulière doit être accordée aux fortes demandes de ductilité sismiques induites dans les piles courtes sous l'effet de la variabilité spatiale du mouvement sismique sévère de sol induit par les effets de site qui peuvent excéder la valeur limite de ductilité rotationnelle provoquant ainsi l'effondrement global du pont.

Le tableau 5.6 ci-dessous, récapitule les demandes de ductilités maximales et les états de dommages correspondants aux extrémités des deux piles du pont sous l'effet de la VSMSS

Tableau 5.6 Demandes de ductilités maximales dans les rotules plastiques et états de dommages correspondants aux extrémités des piles du pont sous l'effet de la VSMSS

		Uniforme	Etat de dommage	Incohérence	Etat de dommage	Passage d'onde	Etat de dommage	Site	Etat de dommage
Pile courte	à la base	0.34	Très léger	0.50	Très léger	0.49	Très léger	1.50	Modéré
	au sommet	0.33	Très léger	0.49	Très léger	0.47	Très léger	1.24	Léger
Pile haute	à la base	0.14	Très léger	0.21	Très léger	0.18	Très léger	0.48	Très léger
	au sommet	0.13	Très léger	0.20	Très léger	0.17	Très léger	0.42	Très léger

On peut de nouveau noter que les demandes de ductilités rotationnelles de la pile du pont sont plus prononcées dans la pile courte que dans la pile haute indépendamment des 03 phénomènes de la VSMSS étudiés (effet d'incohérence, effet de passage d'onde et l'effet de site) et que l'effet de site engendre des demandes de ductilités sismiques plus importantes que celles des autres phénomènes de la VSMSS. Par conséquent, il est essentiel que les modèles analytiques utilisés dans l'évaluation sismique des systèmes de pont considèrent explicitement les phénomènes de la VSMSS.

A toutes fins utiles, il serait également intéressant d'examiner, les variations typiques de caractéristiques Moment-Rotation dans la rotule plastique à la base de la pile courte sous les phénomènes d'incohérence et de la réponse de site, les allures correspondantes sont illustrées sur les figures 5.14(a) et 5.14(b), respectivement.

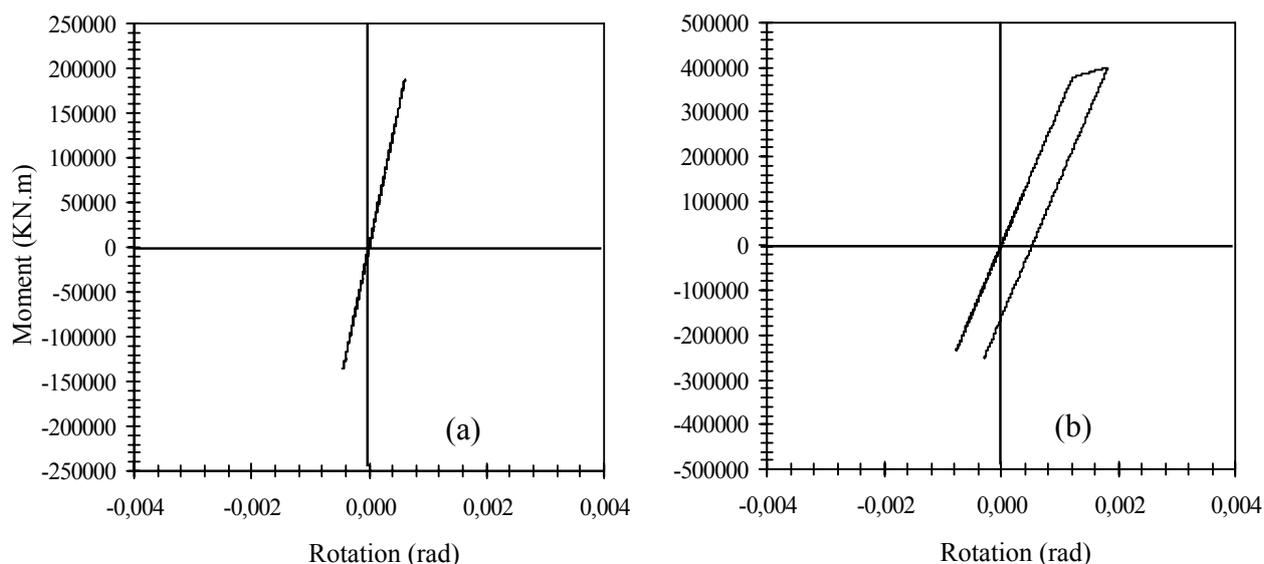


Figure 5.14. Caractéristiques de la loi moment-rotation du comportement non linéaire de la rotule plastique à la base de la pile courte, (a) phénomène d'incohérence, (b) phénomène de la réponse de site

5.7 Conclusions

Un modèle mathématique de type éléments finis 3-D du pont haubané de Mila est développé en vue d'étudier la performance sismique du pont sous des excitations d'appui non uniformes. Le champ stochastique d'excitations sismiques spatio-temporelles non uniformes est généré en utilisant la méthode de représentation spectrale de Shinozouka, au niveau de chaque appui du pont étudié permettant de prendre en considération les principaux phénomènes d'incohérence, de passage d'onde et de site contribuant à la variabilité spatiale du mouvement de sol.

Les réponses sismiques non-linéaires du pont en termes de déplacement, de moment fléchissant et d'effort tranchant dans la direction longitudinale du tablier et sur la hauteur des piles du pont ainsi que la demande de ductilités rotationnelles à la base et au sommet des piles sont discutés.

A partir des résultats de cette étude exhaustive, il est possible de tirer les conclusions suivantes:

- L'analyse de la réponse sismique non-linéaire du pont haubané de Mila montre que les effets de la réponse de site sont en général plus importants que ceux induits par les phénomènes d'incohérence et de passage d'onde.
- Les effets d'incohérence et de passage d'onde produisent des réponses relativement proches l'une de l'autre tandis que l'hypothèse d'un modèle de mouvement sismique de sol uniforme induit en général des réponses plus faibles.
- L'étude effectuée sur la réponse sismique du pont étudié a montré que de manière générale, l'effet de site engendre des demandes de ductilités sismiques plus importantes que celles des autres phénomènes de la VSMSS.
- Les demandes de ductilités rotationnelles de la pile du pont sont plus prononcées dans les piles courtes que dans les piles hautes indépendamment des 03 phénomènes de la VSMSS étudiés (effet d'incohérence. effet de passage d'onde et l'effet de site).
- une attention particulière doit être accordée aux fortes demandes de ductilité sismiques induites dans les piles courtes sous l'effet de la VSMSS induit par les effets de site qui peuvent excéder la valeur limite de ductilité rotationnelle provoquant ainsi l'effondrement global du pont.

Conclusions Générales

Dans la présente thèse, nous nous sommes attachés dans un premier volet à mieux comprendre l'influence majeure des effets de l'ISS sur les caractéristiques modales et le comportement sismique d'un pont caisson type ainsi qu' à mieux appréhender l'importance de la flexibilité et de la non-linéarité du sol de fondation sur les paramètres critiques de la réponse dynamique du système couplé Sol-Structure. A cet effet, une étude de sensibilité incluant six types de profils de sol a d'abord été effectuée pour examiner les effets de la rigidité du sol de fondation sur les paramètres critiques de la réponse dynamique du pont. L'étude a été ensuite étendue en vue de la détermination de la réponse sismique non-linéaire d'un modèle couplé d'interaction sol-structure de pont. Deux approches différentes sont considérées en vue de modéliser l'interaction sol structure: un modèle de sol linéaire à PGA équivalent et un modèle de sol non-linéaire à plasticité avancé. Dans un second volet, les principaux effets de la VSMSS sur les réponses sismiques non-linéaires du pont à haubans de Mila en termes de déplacement, de moment fléchissant et d'effort tranchant dans la direction longitudinale du tablier et sur la hauteur des piles du pont ainsi que les demandes de ductilité rotationnelles à la base et au sommet des piles ont été examinés.

D'après les résultats obtenus de cette étude, les principales conclusions suivantes peuvent être tirées:

En ce qui concerne le premier volet

- Des différences majeures dans les caractéristiques dynamiques 3-D et les paramètres de réponses modales du système pont-fondation sont observés lorsque les effets de l'ISS sont considérés. Par conséquent, d'un point de vue de conception parasismique, il est important que les modèles analytiques utilisés dans l'évaluation de la réponse sismique des structures du pont doivent explicitement prendre en considération les effets de l'ISS.

- Les effets de l'ISS sont plus prononcés pour les modes supérieurs de vibrations en comparaison aux modes de vibrations de basses fréquences. Il a été constaté aussi que les effets de l'ISS affectent la réponse du pont, non seulement par une diminution systématique de toutes les fréquences modales mais aussi par un changement substantiel de la nature des modes dominants, en particulier pour les modes supérieurs de vibrations.
- L'importance de la flexibilité du sol de fondation sur les paramètres de réponses modaux tels que, la masse effective du mode fondamental de vibration, le nombre de modes utiles (correspondant à un pourcentage cumulé de participation modale égal à 95% dans une direction choisie) et les termes de couplage de la matrice d'impédance du sol de fondation ont été évalués et discutés.
- Pour des séismes d'intensités modérés (0.10g à 0.16g), les effets de la non-linéarité du sol pour les classes de sol S_A , S_B , S_C et S_D sur la matrice d'amortissement du sol ne présentent pas d'influence significative sur la réponse sismique du pont et peuvent être négligés pour toute fin pratique.
- Les résultats numériques montrent clairement l'importance de la flexibilité du sol de fondation et les effets de la non-linéarité du sol sur la réponse sismique des structures de ponts.
- Les résultats de l'effet de la flexibilité du sol de fondation sur la réponse sismique du pont, montrent qu'il y a une réduction substantielle de l'effort de cisaillement à la base des piles (notamment lors de la phase forte de l'excitation sismique) d'une part, ainsi qu'une augmentation considérable du déplacement à mi-travée du tablier et des déformations de cisaillement des dispositifs d'appui aux niveaux des culées d'autre part.
- Comparativement au modèle linéaire de sol à PGA équivalent, le modèle non-linéaire hystérétique de sol de Bouc-Wen a tendance à augmenter substantiellement le pic de déplacement du tablier et la distorsion des déformations de cisaillement des appareils d'appui, mais à réduire considérablement l'effort de cisaillement à la base des piles (notamment lors de la phase forte de l'excitation sismique).

- La présente étude a notamment mis en évidence que le modèle hystérétique de Bouc-Wen est capable de simuler la non-linéarité du sol ainsi que la dégradation de la résistance et de la rigidité du sol sous l'effet d'un chargement sismique. Son implémentation numérique pour la résolution des problèmes de l'ISS est relativement simple et ne requiert que peu d'effort de calcul si l'algorithme FNA est utilisé à cet effet. Ce modèle de sol à plasticité avancée fournit également un aperçu physique réaliste du comportement des systèmes couplés sol-fondation des ponts sous des mouvements sismiques sévères du sol.

En ce qui concerne le deuxième volet

- L'analyse de la réponse sismique non-linéaire du pont haubané de Mila montre que les effets de la réponse de site sont en général plus importants que ceux induits par les phénomènes d'incohérence et de passage d'onde.
- Les effets d'incohérence et de passage d'onde produisent des réponses relativement proches l'une de l'autre tandis que l'hypothèse d'un modèle de mouvement sismique de sol uniforme induit en général des réponses plus faibles.
- L'étude effectuée sur la réponse sismique du pont étudié a montré que de manière générale, l'effet de site engendre des demandes de ductilités sismiques plus importantes que celles des autres phénomènes de la VSMSS.
- Les demandes de ductilités rotationnelles de la pile du pont sont plus prononcées dans les piles courtes que dans les piles hautes indépendamment des 03 phénomènes de la VSMSS étudiés (effet d'incohérence, effet de passage d'onde et l'effet de site).
- Une attention particulière doit être accordée aux fortes demandes de ductilité sismiques induites dans les piles courtes sous l'effet de VSMSS induit par les effets de site qui peuvent excéder la valeur limite de ductilité rotationnelle provoquant ainsi l'effondrement global du pont.

Références bibliographiques

- Abdel-Ghaffar, A. M., and Nazmy, A. S. (1991). "3D nonlinear seismic behavior of cable-stayed bridges.", *J. Struct. Eng., ASCE*, Vol. 117, No. 11, pp.3456-3477.
- Abdel-Ghaffar, A.M. and Khalifa, M.A. (1991). "Importance of Cable Vibration in Dynamics of Cable Stayed Bridges", *Proc., ASCE, Journal of Structural Engineering*, Vol. 117, No.11, pp. 2571-2589.
- Abrahamson, NA., Schneider, JF. and Stepp, JC. (1990), "Spatial variation of strong ground motion for use in soil-structure interaction analyses." *Proc of 4th US-Natl Conf on Earthquake Engineering*, Palm Springs CA, 317–326.
- Abdel-Ghaffar, A. M., and Rubin, L. I. (1982). "Suspension bridge response to multiple support excitations.", *J. Eng. Mech. Div., ASCE*, 108(EM2), 419-435.
- Ates, S. Bayraktar, A. and Dumanoglu, AA. (2006). "The effect of spatially varying earthquake ground motions on the stochastic response of bridges isolated with friction pendulum systems." *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 26, pp. 31–44.
- AASHTO LRFD (2011). *Bridge design specifications*, American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, D.C., USA.
- Anastasopoulos, I., Gelagoti, F., Kourkoulis, R. and Gazetas, G. (2011). "Simplified constitutive model for simulation of cyclic response of shallow foundations: validation against laboratory tests." *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 137, No. 12, pp. 1154-1168.
- ATC-40 (1996). *Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings*, Applied Technology Council, California, USA.
- Baber, TT. and Wen, YK. (1981). "Random vibration of hysteretic degrading systems." *J Eng Mech ASCE*, Vol. 107, pp.1069-1087.
- Berrah, M. K.and Kausel, E. (1993). "A modal combination rule for spatially varying seismic motions." *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 22, No. 9, pp. 791–800.
- Berrah, M.K. and Kausel, E. (1992). "Response spectrum analysis of structures subjected to spatially varying motions." *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 21, No. 6, pp. 461-470.
- Bi, KM., Hao, H. and Ren, WX. (2010). "Response of a frame structure on a canyon site to spatially varying ground motions." *Structural Engineering and Mechanics*, Vol. 36, No. 1, pp.111–27.
- Bi, K., Hao, H. and Chouw, N. (2011). "Influence of ground motion spatial variation, site condition and SSI on the required separation distances of bridge structures to avoid seismic pounding." *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 40, pp. 1027–1043

- Bouc, R. (1971). "Modele mathematique d'hysteresis." *Acustica*, Vol. 24, No. 1, pp. 16-25 (in French).
- Boore, DM., Stephens, C. and Joyner, W. (2002) "Comments on baseline correction of digital strong-motion data: examples from the 1999 Hector Mine, California, earthquake." *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol. 92, N° 4, pp.1543-1560.
- Converse, AM.and Brady (1991). *BAP-basic strong-motion acceleration processing software; Version 1.0, USGS, Open-File. Report, 92-296A.*
- Chiu, HC. (1997) "Stable baseline correction of digital strong-motion data." *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol. 87 N°4, pp. 932-944.
- Chopra, A. K. (2011). *Dynamics of structures: Theory and applications to earthquake engineering*, Prentice-Hall, New Jersey, USA.
- Chouw ,N. and Hao, H. (2008). "Significance of SSI and non uniform near-fault ground motions in bridge response I: Effect on response with conventional expansion Joint." *Engineering Structures* Vol. 30, pp. 141–53.
- Chouw, N. and Hao, H. (2005). "Study of SSI and non-uniform ground motion effect on pounding between bridge girders." *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 25, pp. 717–28.
- Clough, R. and Penzien, J. (1995). *Dynamics of structures*, Computers and Structures, Inc., Berkeley, USA.
- Cook, TL., Burdette, EG., Graves, RL., Goodpasture, DW. and Deathrage, JH. (1995) *.Effect of varying foundation stiffness on seismically induced loads in bridge bents: a sensitivity study*, Washington, D.C., USA.
- Crouse, CB., Hushmand, B. and Martin, J. (1987). "Dynamic soil–structure interaction of a single-span bridge." *Earthquake Engng Struct Dyn*, Vol. 15, No. 6, pp. 711-29.
- CSI, csiBridge. (2012). Computer and Structures. Inc. SAP2000 (Nonlinear version 15), *Nonlinear User's Manual Reference*, Berkeley, CA, USA.
- Deodatis, G., Saxena, V.and Shinozuka, M. (2000). "Effect of spatial variability of ground motion on bridge fragility curves.", *Proc. 8th Spec. Conf. on Probab. Mech. and Struct. Reliab.*, University of Notre Dame, IN.
- Deodatis, G. (1996). "Non-stationary stochastic vector processes: seismic ground motion applications." *Probab. Eng. Mech.* Vol. 11, pp.149–168.
- Der Kiureghian, A. and Keshishian, P. (1997). "Effects of incoherence, wave passage and spatially varying site conditions on bridge response." *Proc. FHWA/NCEER Workshop on the National Representation of Seismic Ground Motions for New and Existing Highway Facilities. I.M. Friedland, M.S. Power and R.L. Mayes Eds., Report NCEER-97-0010, National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York at Buffalo, NY.*
- Der Kiureghian, A. (1996). "A coherency model for spatially varying ground motions." *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 25, pp.99–111.
- Der Kiureghian, A. and Neuenhofer, A. (1992). "Response spectrum method for multiple-support seismic excitation." *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 21, No. 8, pp.713-740.

- Dutta, A. and Mander J.B. “Seismic fragility analysis of highway bridges.” *INCEDE-MCEER, Center-to-Center Workshop on Earthquake Engineering Frontiers in Transportation Systems, 1998*, Tokyo, Japan.
- Dumanoglu, A. and Soyluk, K., (2003) “A stochastic analysis of long span structures subjected to spatially varying ground motions including the site-response effect.” *Engineering Structures* Vol., 25, pp. 1301–1310.
- EC8 (2005) (EN 1998-2 Eurocode 8) (2005). *Part 2: bridges*, Design of Structures for Earthquake Resistance,
- Elassaly, M., Ghali, A. and Elbadry, M. (1995). “Influence of soil conditions on the seismic behavior of two cable-stayed bridges.” *Can. J. Civil Engng*, Vol. 22, No. 5, pp. 1021-1040.
- Ewins, D. J. (2000). *Modal Testing: Theory, Practice and Application*, Baldock, Hertfordshire: Research Studies Press Ltd.
- FEMA 273 NEHRP (1997). *Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings*, Federal Emergency Management Agency, Washington D.C, USA.
- FEMA 356/ASCE (2000). *Seismic rehabilitation prestandard*, Federal Emergency Management Agency Washington, D.C., USA.
- FEMA 440 (2005). *Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures*, Federal Emergency Management Agency, D.C., USA.
- Gajan, S., Phalen, JD., Kutter, BL., Hutchinson, TC. and Martin, G. (2005). “Centrifuge modeling of load deformation behavior of rocking shallow foundations. ” *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 25, No. 7, pp. 773-783.
- Gazetas, G. (1991). *Foundation vibrations: chapter 15, in foundation engineering handbook*, H-Y Fang H-Y, Van Nostrand Reinhold, New York.
- Gerolymos, N. and Gazetas, G. (2005). “Constitutive model for 1D cyclic soil behaviour applied to seismic analysis of layered deposits.” *Soils Found*, Vol. 45, No. 3, pp. 147-159.
- Gerolymos, N. and Gazetas, G. (2006). “Development of Winkler model for static and dynamic response of caisson foundations with soil and interface nonlinearities.” *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* Vol. 26, No. 5, pp. 363-376.
- Haddon, R. (1996). “Earthquake Source Spectra in Eastern North America.” *Bull. Seismol. Soc. Am.* Vol. 86, pp.1300–1313.
- Hao, H., Oliveira, CS. and Penzien, J. (1989). “Multiple-station ground motion processing and simulation based on SMART-1 array data.” *Nucl. Eng. Des.* Vol. **111**, pp. 293–310.
- Hardin, BO. and Drnevich, VP. (1972a). “Shear modulus and damping in soil: measurement and parameter effects.” *Journal of the Soil mechanics and Foundation Engineering Division ASCE*, Vol. 98, No. 6, pp. 603-624.
- Hardin, BO. and Drnevich, VP (1972b). “Shear modulus and damping in soils: design equations and curves.” *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division ASCE*, Vol. 98, No.7, pp. 667-692.
- Harichandran, R. S., Hawwari, A., and Sweidan, B. N. (1996). “Response of long-span bridges to spatially varying ground motion.” *J. Struct. Eng., ASCE*, Vol. 122, No.5, pp. 476-484.

- Harichandran, RS. And Wang, W. (1990). "Response of indeterminate two span beam to spatially varying seismic excitation." *Earthquake Eng. Struct. Dyn.* Vol. 19, pp.173–187.
- Harichandran, RS. And Wang, W. (1988). "Response of simple beam to spatially varying earthquake excitation." *Journal of Engineering Mechanics*, Vol. 114 No.9, pp.1526-1541.
- Harichandran, RS and Vanmarcke, EH. (1986), "Stochastic variation of earthquake ground motion in space and time." *J. Eng. Mech. Div.* **112**,154–174.
- Hindy, A. and Novak, M. (1980). "Response of pipelines to random ground motion." *J. Eng. Mech. Div.*, Vol. 106, pp. 339–360.
- Housner, G.W., (1947). "Ground displacement computed from strong motion accelerograms.", *Bull. Seis. Soc. Ammer.*, Vol. 37, No.4.
- Hoshiya, M. and Ishii, K. (1983). "Evaluation of kinematic interaction of soil-foundation systems by a stochastic model." *Soil Dyn. Earthquake Engrg.* Vol. 2, No 3, pp.128-134.
- Ibrahimbegovic, A. and Wilson, E. L. (1990). "A methodology for dynamic analysis of linear structure-foundation systems with local nonlinearities." *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 19, pp. 1197-1208.
- Idriss, I.M. and Seed, H.B. (1968). "Seismic response of horizontal soil layers." *ASCE J. Soil Mechanics Foundation Division*, Vol. 94, pp. 1003-1031.
- Jennings, P.C., Housner, G.W. and Tsai, N.C. (1969). "Simulated earthquake ground motions for design purposes." *Proc. 4th WCEE*, Santiago, Chile, 145-160.
- Kawashima, K., Unjoh S. and Tunomoto M., (1993). "Estimation of Damping Ratio of Cable Stayed Bridges, for Seismic Design". *Proc. ASCE, Journal of Structural Engineering*, Vol. 119, No. 4, pp. 1015-1031.
- Kobayashi, T., Yoshikawa, K., Takaoka, E., Nakazawa, M. and Shikama, Y. (2002). "Time history nonlinear earthquake response analysis considering materials and geometrical nonlinearity." *Nuclear Engineering and Design*, Vol. 212, No. (1-3), pp. 145-154.
- Kahan, M, Gibert, R. and Bard, PY. (1998) "Influence of spatial wave variability on bridges: a sensitivity analysis." *Earthquake Eng. Struct. Dyn.* Vol.25 No. 8 pp. 795–814.
- Chu, K.-H. and Ma, D. C.-C. (1976). "Nonlinear cable and frame interaction." *J. Struct. Div.*, ASCE, Vol. 102.
- Kim, S. H., and Feng, M. Q. (2003). "Fragility analysis of bridges under ground motion with spatial variation.", *Int. J. Non Linear Mech.*, Vol.38, No. 5, pp. 705-721.
- Levine, MB. and Scott, RF. (1989). "Dynamic response verification of simplified bridge foundation model." *International Journal Geotechnical Engineering*, Vol. 15, No. 2, pp. 1246-1261.
- Lihua, Z., Leiqing, F., Kai, H. and Liyuan, W. (2012). "Vibration Control of Soil-structure Systems and Pile-soil-structure Systems" *Korean Society of Civil Engineers KSCE, Journal of Civil Engineering*, Vol. 16, No. 5, pp. 794-802.
- Loh, CH. and Lin, SG. (1990). "Directionality and simulation in spatial variation of seismic waves.", *Eng. Struct.* Vol. **12**, pp.134–143.

- Loh, CH., Penzien, J. and Tsai, YB. (1982). "Engineering analysis of SMART-1 array accelerograms." *Earthquake Eng. Struct. Dyn.*, Vol. 10, pp. 575–591.
- Lou, L. and Zerva, A. (2005). "Effects of spatially variable ground motions on the seismic response of a multi-span bridge.", *Soil Dyn. Earthqu. Eng.* Vol. 25, No. 7-10, pp. 729-740.
- Lou, L. and Zerva, A. (2005). *Influence of Spatial Variation of Ground Motions on the Nonlinear Response of a Multi-Span Bridge*. Proceedings of the 4th European Workshop on the Seismic Behaviour of Irregular and Complex Structures, Thessaloniki, Greece.
- Luco, J. E. and Wong, H. L. (1986). "Response of a Rigid Foundation to a Spatially Random Ground Motion." *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 14, No. pp.891-908.
- Lupoi, A. Franchin, P., Pinto, PE., and Monti, G. (2005). "Seismic Design of Bridges Accounting for Spatial Variability of Ground Motion." *Earthquake Eng. Struct. Dyn.* Vol. 34, pp.327–348.
- Masri, S.F. (1976). "Response of beams to propagating boundary excitation.", *Earthquake Eng. Struct. Dyn.*, Vol. 4, No.5, pp. 497-507.
- Monti, G., Nuti, C., and Pinto, P. E. (1996). "Nonlinear response of bridges under multi-support excitation.", *J. Struct. Eng., ASCE*, Vol. 122, No.10, pp. 1147-1159.
- Monti, G., Nuti, C., Pinto, P. and Vanzi, I. (1994). "Effects of non-synchronous seismic input on the inelastic response of bridges." *Proceedings of the 2nd International Workshop on Seismic Design of Bridges*, Vol. 1, Queenstown, New Zealand.
- Mylonakis, G., Simeonov, V., Reinhorn, A. M., and Buckle, I. G. (1999). "Implications of spatial variation of ground motion on the collapse of SR14/15 southbound separation and overhead bridge in the Northridge earthquake", *ACI J.*, SP-187, pp. 299-327.
- Nakamura H., Yamazaki F., Spatial variation of Earthquake ground motion based on dense array records, *Transaction of the 13th International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology*, 1995; Vol. 3: 19-24.
- Nuti, C. and Vanzi, I.V. (2005). "Influence of earthquake spatial variability on differential soil displacements and SDF system response ." *Earthquake Eng. Struct. Dyn.* Vol.34 pp.1353–1374.
- Nuti, C. and Vanzi, I.V. (2004). "Influence of earthquake spatial variability on the differential displacements of soil and single degree of freedom structures." *Technical report, Italy*.
- Nazmy, A. S. and Abdel-Ghaffar, A. M. (1987). *Seismic response of cable-stayed bridges subjected to uniform and multiple-support excitations*. Report 87SM- 1, Department of Civil Engineering, Princeton University.
- Oliveira, CS, Hao, H. and Penzien, J. (1991). "Ground motion modeling for multiple-input structural analysis," *Struct. Safety*, Vol. 10, pp. 79–93.
- Ouanani, M. et Tiliouine, B. (2011). "Critères d'optimisation de Maillage des Ponts-Caissons par Eléments Finis- Portique." *10ème Congrès de Mécanique*, Oujda, Maroc, 2011
- Paolucci, R. (1997). "Simplified evaluation of earthquake induced permanent displacement of shallow foundations." *Journal of Earthquake Engineering*, Vol. 1, No. 3, pp. 563-579.
- Paolucci, R., Shirato, M. and Yilmaz, MT. (2008). "Seismic behavior of shallow foundations shaking table experiments vs numerical modeling." *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 37, pp. 577-595.

- Pecker, A. (2011). "Influence of nonlinear soil structure interaction on the seismic demand of bridges." *Proceedings of the international conference on innovations on bridges and soil bridge interaction*, Athens, Greece.
- Pires, J. A. (1996). "Stochastic seismic response analysis of soft soil sites." *Nuclear Engineering and Design*, Vol. 160, No. 3, pp. 363-377.
- Pitilakis, K., Hatzidimitriou, D., Bard, P.Y., Manos, G. and Jongmans, D. (1994). *EUROSEISTEST Volvi-Thessaloniki—A European test site for engineering seismology*, Earthquake Engineering And Seismology. Earthquake Resistant Construction And Design, Savidis (ed).Balkema: Rotterdam.
- Price, T.E. And Eberahard, M.O. (1998). "Effect of varying ground motions on short bridges." *J. Struct. Eng. (ASCE)*, Vol. 124, No. 8, pp. 948–955.
- Priestley M. J. N., Calvi G. M., Kowalsky, M. J., *Displacement-based seismic design of structures*, Pavia: IUSS Press.
- Saragoni, R. and Hart, G. (1974). "Simulation of artificial earthquakes." *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol.2, pp. 249-267.
- Saxena, V., Deodatis, G., and Shinozuka, M. (2000). "Effect of spatial variation of earthquake ground motion on the nonlinear dynamic response of highway bridges." *Proc. of 12th World Conf. on Earthquake Engineering*, Auckland, New Zealand.
- Somerville, P. G., McLaren, J. P., Saikia, C. K., (1988). "Site-specific estimation of spatial incoherence of strong ground motion, in Earthquake Engineering and Soil Dynamics II, Recent advances in ground motion evaluation." *Geotechnical Special Publication*, No.20., ASCE, New York.
- RPOA (2008). *Partie I: Ponts, Règlement Parasismiques Applicables au Domaine des Ouvrages d'Arts*, Algeria.
- Sextos, A. G., Kappos, A. J., and Pitilakis, K. D. (2003). "Inelastic dynamic analysis of RC bridges accounting for spatial variability of ground motion, site effects and soil-structure interaction phenomena. Part 2: parametric study." *Earthqua. Eng. Struct. Dyn.* Vol. 32, No. 4, pp.629-652.
- Shehata, E. A. and Toshiro, H. (2013). "Soil-structure interaction modeling effects on seismic response of cable-stayed bridge tower." *International Journal of Advanced Structural Engineering*, Vol. 5, No. 8, pp. 1-17.
- Shinozuka, M. (1971). "Simulation of multivariate and multidimensional random processes." *J. Acoust. Soc. Am.* Vol. 49, pp. 357–367.
- Shinozuka, M and Deodatsi, G. (1996). "Simulation of multidimensional Gaussian stochastic fields by spectral representation." *Appl. Mech. Rev.* Vol. 49, pp. 29–53.
- Spyrakos, C. (1990). "Assessment of SSI on the longitudinal seismic response of short span bridges." *Engng Struct*, Vol. 12, No. 1, pp. 60-66.
- Spyrakos, C. and Loannidis, G. (2003). "Seismic behavior of a post-tensioned integral bridge including soil–structure interaction (SSI)." *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 23, No. 1, pp. 53–63.
- Tajimi, H. (1960). "A statistical method for determining the maximum response of a building." structure during an earthquake. *In: Proceedings of the Second World Conference on Earthquake Engineering*, Tokyo, Kyoto, Japan.

- Tiliouine, B. and Moussaoui, S.E. (1996). "Vibration des grands systèmes: Application à l'analyse de l'interaction dynamique sol-barrage." *Actes du 4^{ème} Colloque National de l'Association Française de Génie Parasismique*, Paris, France.
- Tiliouine, B., Hammoutene, M. and Bard, P. Y. (2000). "Phase angle properties of earthquake strong motions: a critical look." *12th World Conference on Earthquake Engineering*, Auckland, New Zealand.
- Tiliouine, B. and Ouanani, M. (2011). "Réponse Sismique 3-D d'un Pont-Caisson à Inertie Variable." *Proceedings of the 8th French National Conference on Earthquake Engineering: Dynamic and Vibratory Aspects in Civil Engineering, AFPS* Paris, France.
- Tiliouine, B. and Ouanani, M. (2012). "3-D Nonlinear earthquake response of R.C. box girder bridges with expansion joints and bearing devices." *15th World Conference on Earthquake Engineering*, Lisbon, Portugal.
- Tongaonkar, N.P. and Jangid, R.S. (2003). "Seismic response of isolated bridges with soil-structure interaction." *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 23, No. 4, pp. 287-302.
- Tsang, N., England, G.L., and Bush, D.I. (2002). "Soil structure interaction of integral bridge with full height abutments." *15th ASCE Engineering Mechanics Conference*, New York.
- Vetetsos, AS. and Wei, YT. (1971). "Lateral and rocking vibration of footings." *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division*, Vol. 97, No. 9, pp. 1227-1248.
- Wen, Y.K. (1976). "Method of random vibration for hysteretic systems." *Journal of Engineering Mechanics Division, ASCE*, Vol. 102, No. 2, pp. 249-263.
- Werner, S. D., Lee, L. C., Wong, H. L., and Trifunac, M. D. (1977). *An evaluation of the effects of traveling seismic waves on the three-dimensional response of structures*. Report No. R-7720-4514, Agabian Associates, El Segundo, CA.
- Wolf, JP. (1988). *Soil-structure interaction analysis in time-domain*, Englewood Cliffs, N.J. Prentice-Hall.
- Wolf, JP. (1997). "Springs-Dashpots-Mass models for foundation vibration." *Earthquake Engineering and structural dynamics*, Vol. 26, No. 9, pp. 931-949.
- Wilson, E. L. (2002). *Three-dimensional static and dynamic analysis of structures: a physical approach with emphasis on earthquake engineering*, Computer and Structure, Inc. Berkeley, California, USA.
- Yohchia, C. (1996). "Modeling and analysis methods of bridges and their effects on seismic responses: I theory." *Computers and Structures*, Vol. 59, No. 1, pp. 81-89.
- Zanardo, G., Hao, H. and Modena, C. (2002). "Seismic response of multi-span simply supported bridges to a spatially varying earthquake ground motion." *Earthquake Eng. Struct. Dyn.* Vol. 3, pp. 1325-1345.
- Zerva, A, Ang, AHS and Wen, YK. (1985). *Study of seismic ground motion for lifeline response analysis*, Civil Engineering Studies, Structural Research Series, University of Illinois.
- Zerva, A. (1988). "Lifeline response to spatially variable ground motions." *Earthquake Eng. Struct. Dyn.* Vol. 16, pp. 361-379.

- Zerva, A. (1994). "On the spatial variation of seismic ground motions and its effects on lifelines.", *Eng. Struct.*, Vol. 16, No. 7, pp. 534-546
- Zerva, A. (1992). "Seismic Loads Predicted by Spatial Variability Models." *Structural Safety*, Vol.11, pp. 227-243.
- Zerva, A. (1991). "Effect of spatial variability and propagation of seismic ground motions on the response of multiply supported structures." *Probab. Eng. Mech.* **6**, 212–221.
- Zerva, A. (1990). "Response of multi-span beams to spatially incoherent seismic ground motions.", *Earthquake Eng. Struct. Dyn.*, Vol. 19, No. 6, pp. 819-832.
- Zerva, A. Ang, AHS. and Wen, YK. (1988). "Lifeline response to spatially variable ground motions." *Earthquake Eng. Struct. Dyn.* Vol. 16, pp. 361–379.
- Zhang, YH., Li, QS., Lin, JH. And Williams, FW. (2009). "Random vibration analysis of long-span structures subjected to spatially varying ground motions." *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 29, No. 4, pp. 620–629.
- Zienkiewicz, O.C. and Taylor, R.L. (2005). *The Finite element method, solid mechanics*, Upper Saddle River, New Jersey, USA.