

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
Département de Génie Civil
Laboratoire Construction et Environnement

THESE DE DOCTORAT D'ETAT
Option : Structures

Présentée par :

MEZOUER NOURREDINE

Ingénieur d'Etat en Génie Civil, Ecole Nationale Polytechnique d'Alger, Juin 1993
Magister en en Génie Civil, Ecole Nationale Polytechnique d'Alger, Juillet 1997

Pour l'obtention du titre de

DOCTEUR D'ETAT
En Génie Civil

Sur le sujet

**EFFETS DE LA VARIABILITE SPATIALE DU MOUVEMENT
SISMIQUE SUR LA REPOSE DES STRUCTURES**

Soutenue publiquement le : 30 décembre 2010

Devant le Jury composé de :

A. BALI	Président	Professeur, ENP
K. SILHADI	Directeur de thèse	Maître de Conférences, ENP
S. BELKACEMI	Examineur	Maître de Conférences, ENP
H. AFRA	Examineur	Directeur de Recherche, CNERIB
M. HADID	Examineur	Maître de Conférences, ENSTP
M. BELAZOUGUI	Invité	Directeur du CGS

ملخص

إن التحليل الزلزالي الدقيق للهياكل يتطلب معرفة حكيمة للهزة القصية على سطح الأرض و التي تؤثر على أساسات الهياكل. لقد تبين مؤخرا أن الهزات المسجلة قد تتغير من نقطة إلى أخرى على مسافات مقارنة بطول الهيكل و هذا التغيير يشمل التأخير و الطيف و كذلك شدة الهزة.

عدة ظواهر تسبب هذا التغيير الموقعي (المكاني) للهزة على السطح منها

- التأخر في الوصول للهزة من نقطة إلى أخرى و التي قد تكون مختلفة (مرور الهزة)
- فقدان تماسك الهزة بسبب مختلف الانعكاسات التي تصيب الهزة
- تأثير اختلاف خصائص التربة تحت مختلف الأساسات (تأثير الموقع)
- و أخيرا تخمد الهزة

ينتج عن هذه الهزة المتغيرة حين تؤثر على الهياكل إجابات مختلفة عن التي قد تنتج إذا اعتبرنا هزة متجانسة. الاختلاف يكمن في ظهور قوى داخلية مضافة شبه ساكنة لا تظهر عندما نطبق هزة وحيدة كما تجري العادة و في نفس الوقت تنخفض القوى الديناميكية. القوى الإجمالية الناتجة قد تكون اكبر من عن التي قد تنتجها هزة متجانسة و هذا حسب طبيعة التربة و خصائص الهياكل.

إن موضوع هذا البحث هو تحليل تأثيرات التغيير الموقعي للهزة على السطح على استجابات الهياكل عامة و يخص البحث تأثير خصائص التربة تحت الأساسات التي هي احد أسباب تغيير الهزة المسجلة على السطح. يتم في هذا البحث تقييم ظاهرة تأثير الموقع عبر نموذج مبني على دوال التضخيم من قبل التربة للهزة و قد طبق هذا النموذج على جسر بسيطة و كذلك على جسر حقيقي معلق و هوا جسر وادي ديب بولاية ميلة و طوله 502 م.

أظهرت التحاليل المختلفة أن تأثير الموقع ظاهرة ذات أهمية كبرى و يجب أخذها بعين الاعتبار بكل تحفظ عند الحساب الزلزالي للهياكل المرتكزة على تربة ذات خصائص مختلفة عند كل أساس. البحث عن المكونة شبه الساكنة للإجابات مهم جدا لأنها المتسببة في انسيابات مختلفة تحت كل أساس و ظهور قوى داخلية مضافة قد تتسبب في انهيارات في الهياكل.

مفتاح الكلمات التغيير الموقعي- الحركة الزلزالية- جسر- دوال التضخيم- تأثير الموقع- استجابات عشوائية- ديناميك- شبه ساكن- دالة التجانس

Résumé

Une analyse sismique rigoureuse des structures étendues requiert en plus d'une meilleure modélisation structurelle, une connaissance rationnelle de l'action sismique en surface libre agissant sur tous les points de liaison de la structure avec le sol. De récentes observations ont montré que le mouvement sismique du sol peut varier significativement en surface libre, dans la phase, le contenu fréquentiel ainsi que dans l'intensité du mouvement. Plusieurs phénomènes sont responsables de la variabilité spatiale des mouvements sismiques (VSMS): la différence des temps d'arrivée des ondes sismiques aux différents supports de la structure, la perte de cohérence du mouvement sismique due aux réfractions et réflexions, l'effet de site dû à différence des propriétés mécaniques du sol sous appuis et le dernier phénomène est l'atténuation due à l'amortissement du sol ainsi qu'à la dissipation d'énergie. La VSMS peut induire des réponses très différentes de celles causées en considérant un chargement uniforme. Elle induit des forces internes pseudo-statiques et elle excite les modes symétriques et antisymétriques des structures. Les forces totales peuvent être supérieures aux forces générées par une excitation uniforme selon les caractéristiques de la structure et celles du sol.

Dans le présent travail, l'analyse des réponses des structures soumise aux effets de la VSMS est effectuée. La modélisation de l'effet de site requiert la caractérisation des profils de sol sous chaque appui en termes de fonctions de transfert. Ces fonctions ont été déterminées analytiquement en se basant sur la propagation verticale des ondes sismiques planes S dans un profil de sol ayant une variation de module de cisaillement qui augmente avec la profondeur en puissance.

Trois applications ont été effectuées, il s'agit d'analyser les effets de la VSMS sur les structures modélisées en poutres continues (ponts route) avec et sans tenir compte des effets de site. Une structure réelle de pont à haubans de Mila, à l'est Algérien, long de $502m$ est analysée sous l'effet de site. L'analyse a montré que l'effet de site est tellement important qu'il faut le prendre en considération avec beaucoup d'attention lors de l'analyse sismiques des structures ancrées dans des conditions de sol différentes. La détermination des composantes pseudo-statiques des réponses est essentielle, ces dernières traduisent les déplacements différentiels et induisent des forces additionnelles qui peuvent causer des ruptures.

Mots clés : Variabilité spatiale, mouvement sismique, fonction cohérence, pont, fonction d'amplification, effet de site, réponse stochastique, dynamique, pseudo statique

Abstract

Rigorous seismic analysis of long structures such as bridges and dams require a complete description of free field ground motions at all support points of the structure with the ground. Recent observations during earthquakes show that in a given site, the recorded motions at distinct points are different in term of amplitude and frequency content. Several phenomena give rise to spatial variability of ground motions: Loss of coherency of seismic waves, wave passage effect that arises from difference in the arrival times of waves at different supports, site response effect and attenuation of seismic waves.

The spatially variable of ground excitations induces responses different to the ones induced by uniform excitations. The VSMS induce internal pseudo-static forces, reduces dynamic components and excite symmetric and antisymmetric modes of the structure. The total responses may be higher than the ones due to uniform excitation de depending on the structural configuration, ground motions characterization and soil conditions at supports.

In the present work, the effects of the spatial variability of the seismic movement on the response of structures subjected to these phenomena are evaluated. The modeling of site effect requires the characterization of the soil profiles under each support in terms of transfer functions. These functions were given analytically, based on the vertical wave propagation in a medium idealized by a profile of ground having a variation of shear modulus which increases with the depth in power.

Three applications were carried out: analyzing the effects of the VSMS on the structures modeled as continuous beams (route bridges) with and without taking into account the site effect. A real structure of stayed girder bridge of Mila, in the East of Algeria, having $502m$ length is analyzed under the site effect due to the difference in soil characteristics under supports. The analysis results showed that the site response effect is so significant that it should be taken into account with much attention during the seismic analysis of the structures anchored under different soil conditions. The determination of the pseudo-statics components is essential, these are responsible of differential displacements and induce additional forces which can cause ruptures.

Key words: Spatial variability seismic movement, coherence function, bridge, amplification function, site effect, stochastic response, dynamic, pseudo static

REMERCIEMENTS

Je remercie vivement tous ceux qui ont accompagné ce travail depuis son origine.

*Mes sincères remerciements s'adressent tout d'abord à Monsieur **Kamel Silhadi**, mon directeur de thèse. Tout au long de cette thèse, il a su par son sens physique aigu et ses conseils éclairés, contribuer à l'aboutissement de ce travail. Qu'il trouve ici l'expression de ma sincère gratitude.*

*Naturellement, je tiens à exprimer ma respectueuse reconnaissance à Monsieur **Hamid Afra**, Directeur de Recherches, qui m'a lancé sur ce sujet passionnant avec enthousiasme, il a su par soutien moral, ses encouragements incessants et ses idées originales contribuer à ce travail des années durant, lors de notre collaboration au CGS. Je lui adresse aussi mes remerciements d'avoir accepté de siéger dans le jury comme examinateur. Qu'il trouve ici l'expression de ma profonde reconnaissance.*

*Il m'est particulièrement agréable d'adresser mes sincères remerciements à Monsieur le Professeur **Abderrahim Bali**, pour l'honneur qu'il me fait de présider le jury, pour sa disponibilité quant à l'aboutissement de la soutenance car sans son aide précieuse, la soutenance n'aurait jamais lieu. Qu'il me soit permis de lui prouver ma profonde gratitude.*

*Je tiens à exprimer ma sincère reconnaissance à Monsieur le **Smain Belkacemi**, Maître de Conférences, d'avoir accepté de consacrer son temps précieux à examiner mon travail.*

*J'adresse également mes remerciements à Monsieur **Mohamed Hadid**, Maître de Conférences, d'avoir accepté de siéger dans le jury comme examinateur. Je le remercie aussi pour son soutien, ses encouragements incessants, sa disponibilité et ses idées originales qui ont aidé à publier une partie de ce travail. Qu'il trouve ici l'expression de ma profonde gratitude.*

*Je remercie aussi Monsieur **Mohamed Belazougui**, Directeur du CGS, pour l'honneur qu'il me fait en s'associant au jury en tant qu'invité d'honneur.*

Je remercie tous les Enseignants du département de Génie Civil de l'Ecole Nationale Polytechnique pour leur soutien et leur amitié, je leur exprime toute ma sympathie.

Je remercie aussi mes collègues Chercheurs du CGS qui, à titres divers, ont facilité et aidé à l'aboutissement de ce travail.

Je joins à ces remerciements ma famille, mon soutien de toujours.

SOMMAIRE

SOMMAIRE

LISTE DES FIGURES

LISTE DES TABLEAUX

PARTIE I

Introduction générale

1. Introduction	2
2. Objectifs de la thèse	4
3. Organisation de la thèse	5

PARTIE II

Etat de l'art : Modélisation de la variabilité spatiale du mouvement sismique et effets sur les structures

1. Modélisation de la variabilité spatiale du mouvement sismique	7
1.1 Introduction	7
1.2 Fonction de cohérence	8
1.2.1 Dépendance de la fonction de cohérence des paramètres physiques	10
1.3 Fonctions de densités spectrales de puissance	12
1.4 Vitesse apparente	15
1.5 Modèles de variabilité spatiale	16
1.5.1 Modèles empiriques	16
1.5.1.1 Modèles de cohérence obtenus à partir de SMART-1	16
1.5.1.2 Modèles de cohérence obtenus à partir de LSST	17
1.5.1.3 Modèles de cohérence obtenus dans des sites rocheux	18
1.5.2 Modèles semi-empiriques	18
1.5.3 Modèles analytiques	20
2. Effets de la variabilité spatiale du mouvement sismique sur les structures	21
2.1 Introduction	21
2.2. Ponts suspendus	22
2.3 Ponts continus (Ponts route)	25
2.4 D'autres structures	31
2.5 Conclusion	33

PARTIE III

Réponses stochastiques des structures soumises à des excitations sismiques variables

1. Introduction	36
-----------------	----

2. Equation du mouvement des systèmes multi appuis	37
2.1 Système discrets	37
2.2 Système continu (poutres continues)	39
3. Evaluation de la moyenne carré de la réponse	40
4. Evaluation des réponses stochastiques maximales	42
5. Conversion d'un spectre de réponse en fonction de densité spectrale de puissance	44
6. Analyse des composantes de la réponse	46
6.1 Coefficient d'inter-corrélation entre les déplacements du sol aux stations k et l	49
6.2 Coefficient d'inter-corrélation entre le déplacement du sol à la station k et la réponse d'un oscillateur (ω_j, ξ_j) à la station l	51
6.3 Coefficients d'inter-corrélation entre les réponses d'oscillateurs (ω_i, ξ_i) et (ω_j, ξ_j) aux stations k et l respectivement	56
7 Conclusion	63

PARTIE IV

Effets de la variabilité spatiale du mouvement sismique sur les structures modélisées en poutres continues (sans les effets de site)

1 Introduction	65
2 Analyse des effets de la variabilité sur les réponses maximales le long de la poutre	68
2.1 Moyenne des maxima des déplacements	68
2.2 Moyenne des maxima des moments fléchissants	70
2.3 Moyenne des maxima des efforts tranchants	72
3 Analyse des effets de la variabilité spatiale sur les réponses maximales au voisinage des sections dangereuses	74
3.1 Moyenne des maxima des déplacements	74
3.2 Moyenne des maxima des moments fléchissants	77
3.3 Moyenne des maxima des efforts tranchants	80
4 Conclusions	84

PARTIE V

Effets de la variabilité spatiale du mouvement sismique due aux effets de site sur les structures modélisées en poutres continues

1. Introduction	87
2. Fonction de cohérence due aux effets de site	88
3. Fonction d'amplification d'un profil de sol non homogène	88

3.1 Equations de mouvement	90
3.2 Fréquences de vibration	91
3.3 Fonction d'amplification	92
3.4 Fonction de cohérence due aux effets de site	96
1. APPLICATION	99
1.1 Description de l'application	99
1.2 Les effets sur la moyenne des maxima des déplacements	103
1.3 Les effets sur la moyenne des maxima des moments fléchissants	106
1.4 Les effets sur la moyenne des maxima des efforts tranchants	109
2. Conclusion	112

PARTIE VI

Effets de site sur le pont à Haubans de Mila

1 Introduction	115
2. Description de la structure	115
3 Modélisation du Pont	116
4. Modélisation des mouvements variables du sol	120
5. Analyse des effets de site sur les réponses du pont	122
5.1 Tablier	122
5.2 Pylônes	128
6. Conclusions	131

PARTIE VII

Conclusions générales et recommandations

1. Conclusions générales	134
2. Recommandations	137

REFERENCES

LISTE DE FIGURES

Figure II.1 : Phénomènes contribuant à la variabilité spatiale du mouvement sismique	10
Figure II.2 Densité spectrale de puissance de Kanai Tajimi et modifiée pour trois types de sol	14
Figure II.3 : Modèle de pont d'Abdel-Ghaffar et Nazmy	22
Figure II.4 : Réponse du tablier du pont en acier de longueur 627m à l'excitation uniforme (gauche) et variable (premier scénario) (droite)	22
Figure II.5 : Réponse de la tour du pont en acier de longueur 627m à l'excitation uniforme (gauche) et variable (premier scénario) (droite)	23
Figure II.6 : Modèle du pont	27
Figure II.7 : Modèle du pont étudié par Tzanetos <i>et al</i>	28
Figure II.8 : Modèle du pont étudié par Lupoi <i>et al</i>	28
Figure III.1 : Modèle de poutres continues sur M appuis	40
Figure III.2 DSP de l'accélération des trois types de sol	46
Figure III.3 DSP du déplacement des trois types de sol	46
Figure III.4 Fonction de perte de cohérence de Luco et Wang $\alpha/V_s = 2.5 \times 10^{-4} s/m$	48
Figure III.5 Fonction de perte de cohérence de Luco et Wang pour $\alpha/V_s = 10^{-3} s/m$	48
Figure III.6 : Coefficient d'inter-corrélation entre les déplacements d'appuis pour des conditions de sol uniformes (à gauche les conditions de sol sont uniformes, à droite, elles sont variables)	49
Figure III.7 : Coefficient d'inter-corrélation entre le déplacement du sol à la station k et la réponse d'un oscillateur au mouvement de la station l pour des conditions de sol ferme aux deux stations (à gauche propagation de k vers l et à droite de l vers k)	51
Figure III.8 : Coefficient d'inter-corrélation entre le déplacement du sol à la station k et la réponse d'un oscillateur au mouvement de la station l pour des conditions de sol meuble aux deux stations (à gauche propagation de k vers l et à droite de l vers k)	52
Figure III.9 : Coefficient d'inter-corrélation entre le déplacement du sol à la station k et la réponse d'un oscillateur au mouvement de la station l pour des conditions de sol moyen (à gauche propagation de k vers l et à droite de l vers k)	53
Figure III.10 : Coefficient d'inter-corrélation entre le déplacement du sol à la station k et la réponse d'un oscillateur au mouvement de la station l pour des conditions de sol ferme en k et meuble en l (à gauche propagation de k vers l et à droite de l vers k)	54
Figure III.11 : Coefficient d'inter-corrélation entre le déplacement du sol à la station k et la réponse d'un oscillateur au mouvement de la station l pour des conditions de sol meuble en k et ferme en l (à gauche propagation de k vers l et à droite de l vers k)	55
Figure III.12 : Coefficient d'inter corrélation entre réponses d'oscillateurs (ω_i, ξ_i) et (ω_j, ξ_j) aux déplacements aux stations k et l pour des conditions de sol uniformes (ferme et meuble) et $d_{kl}^L/V_{app} = 0 s$	57
Figure III.13 : Coefficient d'inter corrélation entre réponses d'oscillateurs (ω_i, ξ_i) et (ω_j, ξ_j) aux déplacements aux stations k et l pour des conditions de sol ferme aux deux appuis et $d_{kl}^L/V_{app} = 0.5s$	58
Figure III.14 : Coefficient d'inter corrélation entre réponses d'oscillateurs (ω_i, ξ_i) et (ω_j, ξ_j) aux déplacements aux stations k et l pour des conditions de sol meuble aux deux appuis et $d_{kl}^L/V_{app} = 0.5s$	59
Figure III.15 : Coefficient d'inter corrélation entre réponses d'oscillateurs (ω_i, ξ_i) et (ω_j, ξ_j) aux déplacements aux stations k et l pour des conditions de sol variables aux deux appuis et $d_{kl}^L/V_{app} = 0s$	60
Figure III.16 : Coefficient d'inter corrélation entre réponses d'oscillateurs (ω_i, ξ_i) et (ω_j, ξ_j) aux déplacements aux stations k et l pour des conditions de sol ferme en k et meuble en l et $d_{kl}^L/V_{app} = 0.5 s$	61
Figure III.17 : Coefficient d'inter corrélation entre réponses d'oscillateurs (ω_i, ξ_i) et (ω_j, ξ_j) aux déplacements aux stations k et l pour des conditions de sol meuble en k et ferme en l et $d_{kl}^L/V_{app} = 0.5 s$	62
Figure IV.1 : Poutre à deux travées	66

Figure IV.2 : Déplacement dynamique normalisé le long de la poutre	69
Figure IV.3 : Déplacement dynamo-statique normalisé le long de la poutre	69
Figure IV.4 : Déplacement pseudo-statique normalisé le long de la poutre	69
Figure IV.5 : Déplacements totaux normalisés le long de la poutre	70
Figure IV.6:Moments fléchissants dynamiques normalisés le long de la poutre	71
Figure IV.7:Moments fléchissants dynamo-statiques normalisés le long de la poutre	71
Figure IV.8:Moments fléchissants pseudo-statiques normalisés le long de la poutre	71
Figure IV.9:Moments fléchissants totaux normalisés section par section le long de la poutre	72
Figure IV.10:Moments fléchissants totaux normalisés le long de la poutre	72
Figure IV.11:Efforts tranchants dynamiques normalisés le long de la poutre	73
Figure IV.12:Efforts tranchants dynamo-statiques normalisés le long de la poutre	73
Figure IV.13:Efforts tranchants pseudo-statiques normalisés le long de la poutre	73
Figure IV.14:Efforts tranchants totaux normalisés le long de la poutre	74
Figure IV.15: Déplacements dynamiques normalisés au milieu de la première travée	75
Figure IV.16: Déplacements dynamo-statiques normalisés au milieu de la première travée	75
Figure IV.17: Déplacements pseudo-statiques normalisés au milieu de la première travée	75
Figure IV.18: Déplacements totaux normalisés au milieu de la première travée	76
Figure IV.19: Contributions des composantes de déplacements au déplacement total au milieu de la première travée	76
Figure IV.20: Moments fléchissants dynamiques normalisés au milieu de la poutre	77
Figure IV.21: Moments fléchissants dynamo-statiques normalisés au milieu de la poutre	78
Figure IV.22: Moments fléchissants pseudo-statiques normalisés au milieu de la poutre	78
Figure IV.23: Moments fléchissants totaux normalisés au milieu de la poutre	78
Figure IV.24: Contributions des composantes au moment fléchissant total au milieu de la première travée dans le cas uniforme	79
Figure IV.25: Contributions des composantes au moment fléchissant total au milieu de la première travée dans le cas 2	79
Figure IV.26: Contributions des composantes au moment fléchissant total au milieu de la première travée dans le cas 3	80
Figure IV.27: Contributions des composantes au moment fléchissant total au milieu de la première travée dans le cas 4	80
Figure IV.28: Contributions des composantes au moment fléchissant total au milieu de la première travée dans le cas 5	80
Figure IV.29: Efforts tranchants dynamiques normalisés à gauche de l'appui intermédiaire	81
Figure IV.30: Efforts tranchants dynamo-statiques normalisés à gauche de l'appui intermédiaire	81
Figure IV.31: Efforts tranchants pseudo-statiques normalisés à gauche de l'appui intermédiaire	81
Figure IV.32: Efforts tranchants totaux normalisés à gauche de l'appui intermédiaire	82
Figure IV.33: Contributions des composantes à l'effort tranchant total à gauche de l'appui intermédiaire dans le cas uniforme	82
Figure IV.34: Contributions des composantes à l'effort tranchant total à gauche de l'appui intermédiaire dans le cas 2	83
Figure IV.35: Contributions des composantes à l'effort tranchant total à gauche de l'appui intermédiaire dans le cas 3	83

Figure IV.36: Contributions des composantes à l'effort tranchant total à gauche de l'appui intermédiaire dans le cas 4	83
Figure IV.37: Contributions des composantes à l'effort tranchant total à gauche de l'appui intermédiaire dans le cas 5	84
Figure V.1: Profil de sol non-homogène avec sa distribution de module de cisaillement avec la profondeur	89
Figure V.2: Fonction de transfert pour différentes valeurs de λ ($q = 0.25, \beta = 0.05$ et $p = 0.5$)	93
Figure V.3: Fonction d'amplification de profil de sol non homogène ($\beta = 0.05$ et $p = 0$)	93
Figure V.4: Fonction d'amplification de profil de sol non homogène ($\beta = 0.05$ et $p = 0.5$)	94
Figure V.5: Fonction d'amplification de profil de sol non homogène ($\beta = 0.05$ et $p = 1$)	94
Figure V.6: Fonction d'amplification de profil de sol non homogène ($\beta = 0.05$ et $q = 0.5$)	94
Figure V.7 : Variation de l'amortissement du sol du modèle de Kanai Tajimi en fonction du rapport d'impédance et du paramètre de non homogénéité du sol	96
Figure V.8 : Variation de la fréquence fondamentale du sol normalisée du modèle de Kanai Tajimi en fonction du rapport d'impédance et du paramètre de non homogénéité du sol	96
Figure V.9 : Amplitude de la fonction d'amplification du sol meuble à l'appui k pour différents paramètres de non homogénéité.	97
Figure V.10 : Amplitude de la fonction d'amplification du sol ferme à l'appui l pour différents paramètres de non homogénéité.	97
Figure V.11 : Variation de la fonction de cohérence due aux effets de site, sol meuble en k ($p_1=0.0, 0.5, 1.0$) et ferme en l ($p_2=0.0$)	98
Figure V.12 : Variation de la fonction de cohérence due aux effets de site, sol meuble en k ($p_1=0.0, 0.5, 1.0$) et ferme en l ($p_2=0.5$)	98
Figure V.13 : Variation de la fonction de cohérence due aux effets de site, sol meuble en k ($p_1=0.0, 0.5, 1.0$) et ferme en l ($p_2=1.0$)	99
Figure V.14 : Fonctions de Densité spectrale de puissance des accélérations aux deux appuis k et l pour différentes valeurs de p	99
Figure V.15 : Modèle de structure pris dans l'application	100
Figure V.16 : Spectre de réponse en déplacement relatif consistant avec la DSP de l'accélération à la surface du sol ferme	101
Figure V.17 : Fonctions d'amplification de profils de sol ferme ($p=0.0$) et meuble ($p=0.6$)	102
Figure V.18 : Fonctions de densité spectrale des accélérations à la surface des profils de sol ferme ($p=0.0$) et meuble ($p=0.6$)	102
Figure V.19 : Fonctions de cohérence entre accélérations à la surface des profils de sol ferme ($p=0.0$) et meuble ($p=0.6$)	103
Figure V.20 Moyenne des maxima des composantes dynamiques des déplacements	104
Figure V.21 Moyenne des maxima des composantes dynamo-statiques des déplacements	104
Figure V.22 Moyenne des maxima des composantes pseudo-statiques des déplacements	105
Figure V.23 Moyenne des maxima des déplacements totaux	105
Figure V.24 Influence relative de l'effet de site sur les composantes de déplacement à la section entre l'appui intermédiaire et la mi-travée	106
Figure V.25 Moyenne des maxima des composantes dynamiques des moments fléchissants	107
Figure V.26 Moyenne des maxima des composantes dynamo-statiques des moments fléchissants	107
Figure V.27 Moyenne des maxima des composantes pseudo-statiques des moments fléchissants	108
Figure V.28 Moyenne des maxima des moments fléchissants totaux	108

Figure V.29 Influence relative de l'effet de site sur les composantes des moments à l'appui intermédiaire	109
Figure V.30 Moyenne des maxima des composantes dynamiques des efforts tranchants	110
Figure V.31 Moyenne des maxima des composantes dynamo-statiques des efforts tranchants	110
Figure V.32 Moyenne des maxima des composantes pseudo-statiques des efforts tranchants	111
Figure V.33 Moyenne des maxima des efforts tranchants totaux	111
Figure V.34 Influence relative de l'effet de site sur les composantes des efforts à l'appui intermédiaire	112
Figure VI. 1: Vue générale du pont à haubans sur l'Oued Dib à Mila	116
Figure VI.2: Vue en élévation du pont à haubans de l'Oued Dib à Mila	116
Figure VI.3: Section transversale du tablier du pont à haubans sur l'Oued Dib à Mila	116
Figure VI.4: Vue en élévation du pylône du pont à haubans sur l'Oued Dib à Mila, (1) Vue de face du pylône ; (2) Vue de profil du pylône	117
Figure VI.5: Modèle numérique du pont	118
Figure VI.6: Premier mode de vibration, vertical, $f_1 = 0.271 \text{ Hz}$	119
Figure VI.7: Deuxième mode de vibration, transversal, $f_2 = 0.297 \text{ Hz}$	119
Figure VI.8: Troisième mode de vibration, longitudinal, $f_3 = 0.366 \text{ Hz}$	119
Figure VI.9: Quatrième mode de vibration, transversal, $f_4 = 0.468 \text{ Hz}$	120
Figure V.10 : Fonctions de densité spectrale des accélérations à la surface des profils de sol ferme et meuble	121
Figure V.11 : Fonctions de cohérence due à l'effet de site (profils de sol ferme et meuble)	121
Figure VI.12 : Composantes du déplacement pseudo-statique le long du tablier	123
Figure VI.13 : Composantes du déplacement dynamique le long du tablier	123
Figure VI.14 : Déplacement total le long du tablier	123
Figure VI.15 : Déplacement total normalisé le long du tablier	124
Figure VI.16 : Composantes pseudo-statiques du moment le long du tablier	124
Figure VI.17 : Composantes dynamiques du moment fléchissant le long du tablier	125
Figure VI.18 : Moment fléchissant total le long du tablier	125
Figure VI.19 : Moment fléchissant total normalisé le long du tablier	126
Figure VI.20 : Composantes pseudo-statiques de l'effort tranchant le long du tablier	126
Figure VI.21 : Composantes dynamiques de l'effort tranchant le long du tablier	127
Figure VI.22 : Effort tranchant total le long du tablier	127
Figure VI.23 : Effort tranchant total normalisé le long du tablier	128
Figure VI.24 : Composantes dynamiques du déplacement axial dans le pylône droit	128
Figure VI.25 : Composantes dynamiques du déplacement axial dans le pylône gauche	129
Figure VI.26 : Composantes pseudo-statiques du déplacement axial dans les pylônes droit et gauche	129
Figure VI.27 : Effort normal total dans le pylône droit	130
Figure VI.28 : Effort normal total dans le pylône gauche	130
Figure VI.29 : Moment fléchissant total dans le pylône droit	131
Figure VI.30 : Moment fléchissant total dans le pylône gauche	131

LISTE DES TABLEAUX

Tableau II.1: Paramètres des filtres de Kanai-Tajimi et Clough-Penzien selon Hindy et Novak	14
Tableau II.2: Paramètres des filtres de Kanai-Tajimi et Clough-Penzien selon Der Kiureghian et Neuenhofer	14
Tableau II.3 : Les valeurs considérées dans l'étude paramétrique	27
Tableau IV.1 : Fréquences naturelles de la structure	67
Tableau V.1: Caractéristiques des colonnes de sol	97
Tableau V.2 : Caractéristiques des colonnes de sol	100
Tableau VI.1: caractéristiques mécaniques des éléments du pont	117
Tableau VI.2: Périodes et fréquences modales.	118
Tableau VI.3: Paramètres des filtres de Kanai-Tajimi modifié selon Der Kiureghian et Neuenhofer	120

LISTE DES SYMBOLES

$a_k(t)$: processus en accélération à la station k .
 ω : fréquence angulaire
 $\gamma_{kl}(\omega)$: fonction de cohérence
 $S_{a_k a_l}(\omega)$: l'inter densité spectrale de puissance des processus $a_k(t)$ et $a_l(t)$,
 $S_{a_k a_k}(\omega)$: l'auto-densité spectrale de puissance du processus $a_k(t)$
 $i = \sqrt{-1}$
 Im : partie imaginaire
 Re : partie réelle
 $|\gamma_{kl}(\omega)|$: la perte de cohérence.
 $\vartheta_{kl}(\xi_{kl}, \omega)$: la phase spectrale décrivant le passage d'onde
 ξ_{kl} : distance entre appuis projetée sur l'axe de propagation
 V_{app} : vitesse apparente des ondes sismiques
 $\gamma_{kl}^{Incohérence}$: l'amplitude de la fonction de la cohérence tenant compte des effets d'incohérence.
 $\gamma_{kl}^{Passage d'onde}$: phase spectrale décrivant le passage d'onde
 $\gamma_{kl}^{Effet de site}$: phase spectrale décrivant l'effet de site
 $\theta_{kl}(\omega)$ la phase spectrale décrivant l'effet de site
 $H_k(\omega)$: fonctions de transfert des couches géologiques locales du site k
 $\gamma_{kl}^{Atténuation}$: fonction de cohérence fréquentielle décrivant l'atténuation
 $S_0(\omega)$ est la densité spectrale du signal sismique à la base
 $R(\omega)$ est la fonction de transfert due au trajet entre la source et le site
 $Q(\omega)$ est la fonction d'atténuation fréquentielle.
 V_s vitesse de l'onde de cisaillement.
 R distance épiscoptrale
 ω_g fréquence angulaire du filtre de sol
 ξ_g coefficient d'amortissement du filtre de sol
 $S_{KT}(\omega)$ Densité spectrale de puissance de Kanai-Tajimi
 $H'_i(\omega)$ filtre correctif proposé par Clough et Penzien
 ω_f fréquence angulaire du filtre correctif
 ξ_f coefficient d'amortissement du filtre correctif
 θ_r angle de propagation des ondes à partir du substratum rocheux
 θ_s angle d'arrivée des ondes en surface
 ϕ angle de propagation prédominant des ondes

$[M_s]$ matrice masse de la structure
 $[C_s]$ matrice amortissement de la structure
 $[K_s]$ matrice rigidité de la structure
 $\{D_s\}$ vecteur déplacement dans la structure
 $\{\dot{D}_s\}$ vecteur vitesse dans la structure
 $\{\ddot{D}_s\}$ vecteur accélération dans la structure
 $\{R_g\}$ vecteur force de réaction
 $\{D\}$ vecteur déplacement dynamique
 $\{\dot{D}\}$ vecteur vitesse dynamique
 $\{\ddot{D}\}$ vecteur accélération dynamique
 $\{D_s^s\}$ vecteur déplacement pseudo-statique
 $\{\dot{D}_s^s\}$ vecteur vitesse pseudo-statique
 $\{\ddot{D}_s^s\}$ vecteur accélération pseudo-statique
 $\{r_k\}$ vecteur d'influence pseudo-statique
 $\{P_{eff}\}$ vecteur force sismique effective
 $[\emptyset]$ matrice modale
 $\{y\}$ vecteur des déplacements généralisés
 ω_i fréquence naturelle du mode i de la structure
 ξ_i taux d'amortissement modal de la structure
 β_{ki} facteur de participation modale
 $s_{ki}(t)$ réponse modale normalisée
 $z(t)$ toutes réponse de la structure (déplacement, contrainte, effort interne,...)
 $\{q\}$ vecteur de transfert
 a_k coefficient d'influence effectif
 b_{ki} facteur de participation modale effectif
 $S_{xy}(\omega)$ l'inter densité spectrale des deux processus x et y
 $\rho_{D_{gk}D_{gl}}$ coefficient d'inter corrélation entre le déplacement du sol aux appuis k et l
 $\rho_{u_k u_l}$ coefficient d'inter corrélation entre le déplacement du sol aux appuis k et l
 $D_{gk}(t)$ déplacement du sol à l'appui k
 $u_k(t)$ déplacement du sol à l'appui k
 $D_{gl}(t)$ déplacement du sol à l'appui l
 $u_l(t)$ déplacement du sol à l'appui l
 $\rho_{D_{gk}S_{lj}}$ est le coefficient d'inter corrélation entre le déplacement et la réponse d'un oscillateur

$\rho_{u_k s_{lj}}$ est le coefficient d'inter corrélation entre le déplacement et la réponse d'un oscillateur
 (ω_j, ξ_j) paramètres d'un oscillateur
 $\rho_{s_{ki} s_{lj}}$ coefficient d'inter corrélation entre la réponses de deux oscillateurs
 $\sigma_{D_{gk}}$ variance du déplacement du sol
 σ_{u_k} variance du déplacement du sol
 $\sigma_{s_{ki}}$ variance de la réponse modale normalisée
 $u_{k,max}$ valeur moyenne du déplacement maximum au support k
 $D_k(\omega_i, \xi_i)$ ordonnée spectrale moyenne (réponse en déplacement relatif maximum d'un l'oscillateur (ω_i, ξ_i)) à un mouvement de sol $D_{gk}(t)$.
 $P_{D_{gk}}$ facteur de pic du mouvement de sol
 $P_{s_{ki}}$ facteur de pic de la réponse modale normalisée
 p_z facteur de pic de la réponse $z(t)$
 $E[\max|z(t)|]$ est la valeur moyenne des maxima de la réponse totale
 $u_{k,max}$ est la valeur moyenne du déplacement maximum au support k .
 $\lambda_0(\omega)_0$ première approximation de la moyenne carrée de la réponse d'un oscillateur
 $S_{\ddot{u}\ddot{u}}(\omega)_i$ l'approximation d'ordre i de la densité spectrale de puissance
 p_s facteur de pic pour la réponse de l'oscillateur
 ν_e taux équivalent moyen de passage du processus par zéro
 ν , taux moyen de passage par zéro
 δ dispersion spectrale (facteur de forme de la DSP)
 τ durée effective du processus
 ξ_{eq} taux d'amortissement équivalent
 d_{kl}^L distance entre appuis projetée sur l'axe de propagation
 d_{kl} distance entre appuis
 α facteur d'incohérence du modèle de Luco et Wang
 L longueur de la travée (figure IV.1)
 l longueur de la travée (figure V.15)
 L longueur totale de la poutre (figure V.15)
 S_0 intensité du bruit blanc
 T_1 première période fondamentale de la structure
 T_g période fondamentale du sol
 EI/m inertie flexionnelle

$\Lambda_k(\omega)$ fonction de transfert du profil de sol sous l'apui k
 $\Lambda_l(\omega)$ fonction de transfert du profil de sol sous l'apui l
Exp désigne la fonction exponentielle
Tan désigne la fonction tangente
 E Module d'élasticité
 G_0 module de cisaillement de la couche du sol à l'interface avec le substratum rocheux
 V_0 vitesse des ondes de cisaillement de la couche du sol à l'interface avec le substratum
 p paramètre de non-homogénéité
 $\hat{V}(z_s)$ profil de vitesse théorique
 h épaisseur d'une couche de sol fictive
 H épaisseur de la couche de sol
 z_s variable spatiale verticale (profondeur)
 t variable temps
 G module de cisaillement de la couche du sol
 ρ_s masse volumique du sol
 ρ_r masse volumique du substratum rocheux
 G_r module de cisaillement du substratum rocheux
 u_s déplacement horizontal de sol
 $U_s(\xi)$ déformée modale
 ξ profondeur normalisée
 $\tilde{\omega}$ fréquence adimensionnelle
 J_ν fonctions de Bessel de première espèce
 Y_ν fonctions de Bessel de deuxième espèce
 ν ordre des fonctions de Bessel
 $\tau_s(\xi)$ contrainte de cisaillement
 λ rapport de l'épaisseur fictive h par rapport à l'épaisseur de la couche de sol H
 ω_n fréquences de vibration du sol
 q rapport d'impédance
 $\tilde{\omega}_0$ fréquence adimensionnelle
 Γ fonction Gamma.
 β coefficient d'amortissement du sol.
 S_{max} valeur maximale de l'amplitude de la fonction d'amplification de la couche de sol
 ω_{max} fréquence fondamentale à la valeur maximale de la fonction d'amplification
PGA pic d'accélération du sol (Peak Ground Accélération)

PARTIE I

Introduction générale

1

Introduction générale

1. Introduction

Le séisme est sans doute la catastrophe naturelle la plus destructrice, il entraîne la dévastation de villes entières, des milliers de morts et d'immenses pertes. L'énergie libérée par les séismes est véhiculée du foyer à la surface du sol par des ondes sismiques. De récentes observations ont montré que le mouvement sismique enregistré au sol peut varier significativement dans la phase, le contenu fréquentiel, le temps d'arrivée ainsi que dans l'intensité du mouvement.

Plusieurs phénomènes sont responsables de la variabilité spatiale des mouvements sismiques en champ libre Cette variabilité peut être attribuée à :

- La différence des temps d'arrivée des ondes sismiques aux différentes stations d'enregistrement,
- La perte de cohérence du mouvement sismique, en termes de dépendance statistique, due aux réfractions, réflexions et superpositions multiples et localisées des ondes dans le sol hétérogène,
- L'effet des conditions de sol sous les stations d'enregistrement, les propriétés mécaniques et dynamiques différentes induisent des mouvements en surface caractérisés par des amplitudes spectrales et des contenus fréquentiels différents,
- L'atténuation du mouvement due à l'amortissement du sol ainsi qu'à la dissipation d'énergie affecte l'amplitude des ondes sismiques,
- En plus de ces effets, le mouvement sismique peut être modifié par les fondations en fonction de leur rigidité relative par rapport à celle du sol puisque les fondations ne vibrent pas toujours en phase avec le champ de déplacement imposé par les ondes sismiques.

La Variabilité Spatiale du Mouvement Sismique 'VSMS' affecte de manière significative la réponse des structures de dimensions importantes telles que les ponts, les pipes, les barrages,... L'effet de la VSMS a été évoqué pour la première en 1965 par Bogdanoff *et al.* [1] qui ont étudié une structure de pont à trois travées de 2Km de longueur en approximant

l'excitation sismique par un paquet d'ondes d'amplitudes, fréquences et vitesses, aléatoires et en considérant un retard d'arrivée des ondes aux différents appuis ; Les réponses obtenues sont plus importantes que celles induites par l'arrivée des ondes simultanément et ils concluent que le décalage temporel de l'excitation ne doit pas être ignoré dans le cas des structures longues.

Pour les structures étendues, multi appuis, l'excitation sismique varie d'un support à l'autre, ce chargement multiple (non uniforme) peut induire des réponses très différentes de celles calculées en considérant la même excitation à la base de chaque appui (mouvement uniforme). La VSMS induit des forces connues sous l'appellation de forces pseudo-statiques, lesquelles forces n'apparaissant pas dans le cas de l'excitation uniforme. Au même temps, les forces dynamiques dues aux effets d'inertie tendent à se réduire dans le cas de mouvements aux appuis variables. La somme des deux forces peut être supérieure aux forces générées par une excitation uniforme selon les caractéristiques de la structure et celles du sol. Aussi dans le cas particulier des ponts constitués de poutre à plusieurs travées, la variation aussi bien des propriétés de vibration de travées adjacentes que de l'excitation à la base peuvent induire des mouvements différentiels dans le tablier causant des martèlements entre éléments de tablier.

La comparaison des résultats d'analyse de différentes structures multi appuis soumises à des excitations variables dues à la VSMS montrent que les réponses sous de telles excitations ne sont pas toujours conservatives par rapport à un chargement sismique uniforme à la base ; Ces réponses peuvent parfois être excessivement supérieures, ces différences dépendent de la configuration et les propriétés structurelles, de la caractérisation du mouvement variable à la base (vitesse apparente de propagation des ondes, les conditions de sol aux appuis ainsi que le choix du modèle de cohérence parmi les modèles existant dans la littérature).

Une analyse sismique rigoureuse des structures étendues requiert en plus d'une meilleure modélisation structurelle, une connaissance rationnelle de l'action sismique en surface libre agissant sur tous les points de liaison de la structure avec le sol. Cette connaissance passe par :

- La définition de la vitesse apparente de propagation des ondes, à l'origine de la différence dans les temps de leur arrivée aux différents appuis,
- Le degré de similitude des mouvements aux différents d'appuis qui dépend des différentes réfractions/réflexions et superpositions des ondes lors de leur propagation dans le sol
- L'identification des conditions de sol sous les différents appuis qui influence fortement aussi bien le pic d'accélération que le contenu fréquentiel en surface libre.

L'étude de la variabilité spatiale du mouvement sismique a connu un essor considérable après l'installation de réseaux denses d'instruments qui ont permis d'estimer et de mieux modéliser la VSMS. L'analyse des différents enregistrements a permis de modéliser et d'établir les fonctions de densité spectrale de puissance, les vitesses apparentes des ondes sismiques et les fonctions de cohérence.

Pour la description mathématique de la cohérence dans le domaine du génie parasismique, des modèles ont été décrits de manière empirique, semi-empirique et analytique. Ces modèles sont tous relatifs aux sites d'enregistrements, et leur application généralisée est limitée. Les paramètres des modèles semi-empiriques, basés sur des considérations analytiques, sont à déterminer à partir d'enregistrements, ces modèles sont plus faciles à appliquer à des sites autres que ceux de leur validation. Le choix d'un modèle de cohérence doit tenir compte des conditions de site : sédimentaires (meuble), fermes et rocheuses.

Parallèlement à l'installation de réseaux denses d'instruments et l'estimation des fonctions de cohérence, une avalanche d'études et d'investigation a suivi pour analyser les effets de la VSMS sur une large variété de systèmes structurels. Ces études concernent essentiellement :

- ❖ L'évaluation de l'influence de la VSMS sur les structures off shore, les canalisations, les tunnels, les barrages, les ponts, ...
- ❖ Le développement de spectres de réponse tenant compte de la VSMS
- ❖ La réponse de larges et rigides fondations, surtout des ouvrages de centrales nucléaires
- ❖ L'interaction sol structure associée à la VSMS
- ❖ L'analyse des réponses de structures symétriques et antisymétriques et l'effet de martèlement de structures adjacentes
- ❖ L'analyse linéaire et non linéaire de structures tenant compte de la VSMS
- ❖ Les effets de la modélisation de la VSMS sur les réponses

L'effet de site est très important mais reste peu pris dans les études même s'il est admis que plus les conditions de sol diffèrent d'un appui à l'autre plus les réponses sont importantes. Pour certains auteurs, et c'est notre avis, en présence de conditions de site différentes, les effets de la VSMS sur les réponses se réduisent à cet effet.

2. Objectifs de la thèse

L'analyse des réponses des structures soumise aux effets de la VSMS est basée beaucoup plus sur la théorie des vibrations aléatoires, qui établie directement les réponses probabilistes à partir de la caractérisation stochastique de l'excitation. La VSMS induit des forces internes pseudo-statiques, elle excite les modes symétriques et antisymétriques des structures, La perte de cohérence et le passage d'onde ont été largement étudiés, L'effet de site, aussi important que la perte de cohérence et le passage d'onde, reste complexe et très peu pris dans les calculs même s'il est admis que plus les conditions de sol diffèrent d'un appui à l'autre plus les réponses sont importantes. La modélisation de la VSMS dans les sites ayant des conditions de sol aux appuis variables est à enrichir.

La composante de la fonction de cohérence concernant l'effet de site requiert la caractérisation des profils de sol sous chaque appui en termes de fonction d'amplification. Dans les études revues, les fonctions d'amplification sont représentées par des fonctions de réponse fréquentielles d'une couche de sol modélisée par un oscillateur à un degré de liberté. Cette situation nous a motivés pour rechercher une meilleure modélisation des fonctions décrivant l'effet de site. Une méthode analytique est utilisée, elle est basée sur la propagation verticale des ondes sismiques planes S dans un milieu idéalisé par un profil de sol ayant une variation de module de cisaillement qui augmente avec la profondeur en puissance. Le paramètre de puissance est appelé degré d'inhomogénéité. Pour ces modèles, il suffit d'avoir le module de cisaillement maximal.

Ce modèle traduit assez fidèlement la physique du phénomène (effets de contraste d'impédance entre la couche de sol et le substratum rocheux et la variation des caractéristiques mécaniques en profondeur) et conduit par conséquent à des conclusions représentatives. Cette caractérisation, nous a permis d'étudier de manière originale l'effet de site sur les réponses des structures, pouvant représenter des ponts, soumises à des excitations d'appuis multiples. Ces structures sont supposées être ancrées dans un sol ferme aux extrémités et meuble ailleurs.

Cette étude a pour objectifs, entre autres, d'analyser :

- Les déplacements différentiels qui apparaissent et leurs importances en fonction du degré d'inhomogénéité du sol.
- Les effets du degré d'inhomogénéité du sol sur les réponses des structures soumises à la VSMS.
- L'importance relative des effets de site sur les réponses des structures.

3. Organisation de la thèse

Après cette introduction, le deuxième chapitre est consacré à un exposé de l'état de l'art en matière de modélisation paramétrique de la variabilité spatiale du mouvement sismique ainsi que les effets de cette dernière sur les structures. Ces effets sont cités par types de structures et non pas par ordre chronologique.

Dans le troisième chapitre, nous présenterons les réponses de structures multi supportées via le concept de vibrations aléatoires stationnaires, linéaire. Ces réponses peuvent être recherchées soit via leur densité spectrale de puissance (DSP), la moyenne carrée ou bien la moyenne carrée des maxima (par spectre de réponse).

Trois applications ont été effectuées, il s'agit d'analyser les effets de la variabilité spatiale du mouvement sismique sur les structures modélisées en poutres continues sans tenir compte des effets de site. Ceci constitue le chapitre 4, où une analyse paramétrique sur les effets de la VSMS sur chaque composante de la réponse sont analysés. L'effet de la flexibilité de la poutre combinée à la variabilité de l'excitation sismique est aussi analysé.

Dans le chapitre 5, les effets de site sont introduits dans le modèle de cohérence via les fonctions de transfert des colonnes de sol sous appuis de structures. Des détails à propos de ces fonctions sont fournis, les effets de passage d'ondes et d'incohérences ont été négligés.

Une structure réelle de pont à haubans est analysée sous l'effet de site dans le chapitre 6. Il s'agit du pont à haubans de Mila, à l'est Algérien, long de *502m*.

Enfin, nous présenterons une conclusion de l'ensemble des travaux présentés et nous émettrons des recommandations et suggestions dans le dernier chapitre.

PARTIE II

**Etat de l'art : Modélisation de la variabilité spatiale du
mouvement sismique et effets sur les structures**

2

Etat de l'art : Modélisation de la variabilité spatiale du mouvement sismique et effets sur les structures

1. Modélisation de la variabilité spatiale du mouvement sismique

1.1 Introduction

La caractérisation de la variabilité spatiale du mouvement sismique (**VSMS**) ainsi que la nature de cette variabilité peut se faire soit par la corrélation soit par la cohérence. La corrélation est une mesure dans le domaine des temps tandis que la cohérence est une mesure dans le domaine des fréquences.

La variabilité spatiale du mouvement sismique a connu un essor considérable après l'installation de réseaux denses d'instruments. Ces derniers ont permis entre autre d'estimer et de modéliser la VSMS à utiliser dans l'évaluation des réponses sismiques des structures. Les premières études étaient basées sur les données enregistrées dans les différents réseaux expérimentaux installés à travers le monde (El Centro durant le séisme d'Imperial Valley en 1979 [2, 3, 4], Chusal dans la région de Garm au Tadjikistan [5], Colwick au Nevada [6]...) et les réseaux denses équipés spécialement pour une meilleure compréhension de multiple disciplines dans le domaine du génie parasismique, de la sismologie telles que les problèmes inverses en sismologie, les effets de site, les déformations du sol dues aux séismes et la variabilité spatiale du mouvement sismique. Parmi ces réseaux, SMART-1 et LSST à Lotung en Taiwan [7, 8, 9], Chiba [10]; USGS [11], Ashigara Valley au Japon [12], Caille [13] et Grenoble [14] en France, L'Aquila en Italie [15], et le réseau EUROSEIS à Thessaloniki en Grèce [16]...

Les réseaux, installés en zones sismiques selon des dispositions particulières, constitués de différents sismographes et accélérographes, permettent d'enregistrer les mouvements de sol simultanément à chaque évènement sismique. L'analyse des différents enregistrements a permis de modéliser et d'établir :

- Les fonctions de densité spectrale de puissance
- Les vitesses apparentes des ondes sismiques
- Les fonctions de cohérence.

1.2 Fonction de cohérence

Pour les processus stochastiques stationnaires, la fonction de cohérence est le rapport de l'inter densité spectrale de puissance en deux stations k et l et la racine carrée du produit des auto-densités spectrales de puissance (DSP) correspondant. Pour deux accélérations $a_k(t)$ et $a_l(t)$, la fonction de cohérence est définie par:

$$\gamma_{kl}(\omega) = \frac{S_{a_k a_l}(\omega)}{\sqrt{S_{a_k a_k}(\omega) S_{a_l a_l}(\omega)}} \quad (\text{II. 1})$$

Où $S_{a_k a_l}(\omega)$ est l'inter densité spectrale de puissance des processus $a_k(t)$ et $a_l(t)$,

$S_{a_k a_k}(\omega)$ et $S_{a_l a_l}(\omega)$ sont les auto-densités spectrales de puissance des processus $a_k(t)$ et $a_l(t)$ respectivement.

$\gamma_{kl}(\omega)$ est complexe, elle peut s'écrire aussi sous la forme :

$$\gamma_{kl}(\omega) = |\gamma_{kl}(\omega)| \exp(i\vartheta_{kl}(\omega)) \quad (\text{II. 2})$$

Où $i = \sqrt{-1}$

$|\gamma_{kl}(\omega)|$ est le module de la fonction de cohérence, appelée aussi la perte de cohérence.

$\vartheta_{kl}(\omega)$ est sa phase spectrale égale à $\vartheta_{kl}(\omega) = \tan^{-1} \left(\frac{\text{Im}[\gamma_{kl}(\omega)]}{\text{Re}[\gamma_{kl}(\omega)]} \right)$

Im et Re désignent les parties imaginaire et réelle de la fonction de cohérence.

Le module de la fonction de cohérence $|\gamma_{kl}(\omega)|$ est une mesure de ressemblance (similitudes) des mouvements sismiques, il indique le degré avec lequel les mouvements enregistrés aux deux stations sont reliés 'corrélés' par une fonction de transformation linéaire (dépendance statistique) [17, 19]. A titre d'exemple, si un processus peut être totalement obtenu par une transformation linéaire de l'autre processus, le module est égal à l'unité et pour des processus non reliés (non corrélés), le module est égal à zéro. En d'autres termes, il est escompté qu'à de basses fréquences et des distances entre stations courtes d'une part, les mouvements sont similaires et théoriquement le module de la fonction de cohérence tend vers l'unité et d'autre part, plus la fréquence augmente et la distance devient importante, les mouvements deviennent indépendants 'non-corrélés' et théoriquement le module tend vers zéro. La valeur du module est entre ces deux cas extrêmes, elle décroît en fonction de la fréquence et de la distance de séparation.

La phase spectrale $\vartheta_{kl}(\omega)$ de la fonction de cohérence indique si la composante fréquentielle du mouvement en une station précède ou suit le mouvement à l'autre station à cette fréquence. [19]. Elle comprend deux effets : la propagation des ondes entre deux stations 'passage d'ondes' et la variabilité aléatoire de la phase à chaque station. Cette dernière se traduit par des fluctuations 'perturbations' autour de la phase spectrale. Abrahamson *et al* [19] ont introduit un facteur correctif contrôlé par la vitesse apparente de propagation. Cette dernière est constante pour les basses fréquences et admet des variations aléatoires pour les hautes fréquences.

Pour illustrer le passage d'onde, on considère un mouvement sismique se propageant sans changement (module de la fonction de cohérence égal à l'unité) avec une vitesse apparente c en surface du sol de la station k vers l distantes de ξ_{kl} . L'expression analytique de la fonction de cohérence pour ce type de mouvement est :

$$\gamma_{kl}(\xi_{kl}, \omega) = \exp \left[-i \frac{\omega \xi_{kl}}{V_{app}} \right] \quad (\text{II. 3})$$

Cette équation indique que la partie complexe de l'équation (II.1) décrit l'effet de passage d'onde, c'est-à-dire, le retard dans l'arrivée des ondes aux différentes stations causé par la propagation uniquement. La phase spectrale de ce type de mouvement est alors :

$$\vartheta_{kl}(\xi_{kl}, \omega) = -\frac{\omega \xi_{kl}}{V_{app}} \quad (\text{II. 4})$$

Où ξ_{kl}/V_{app} traduit le temps de retard. Cette expression de la partie passage d'onde de la phase spectrale est la plus utilisée dans la simulation des mouvements sismiques variables spatialement.

A l'origine de la variabilité spatiale des mouvements sismiques, plusieurs phénomènes comme le montre la figure II.1. Ils sont attribués aux :

- **Effets d'incohérence :** regroupant le mécanisme de la rupture de la faille, l'hétérogénéité du sol et la superposition des ondes arrivant d'une source étendue. Il s'agit de la perte de cohérence que subissent les ondes sismiques au cours de leur trajet du foyer au site considéré. Cet effet peut être attribué à :
 - Réflexions et réfractions (dispersions) qui affectent les ondes sismiques dans un milieu hétérogène qui est le sol (à chaque interface).
 - Géométrie de la source: principalement lorsque les ondes sont issues d'une source étendue (faille). Ceci a pour effet d'induire une interface entre les arrivées simultanées des ondes provenant des divers points de la faille, résultant en une différence dans la procédure de superposition des ondes au niveau des différentes stations d'enregistrement. Ce phénomène est d'autant plus accentué que le site considéré est proche de la source.
- **Effets de passage d'onde:** il s'agit de la différence des temps d'arrivée de l'onde sismique à deux stations séparées. En général, il est représenté par un modèle fonction de la fréquence, de la distance inter-station et de la vitesse apparente de propagation de l'onde sismique.
- **Effets de site :** dû au fait que les conditions locales des profils des sols varient spatialement, par conséquent, les enregistrements correspondant exhibent des amplitudes spectrales et des contenus fréquentiels différents.
- **L'atténuation** dû à la géométrie, l'amortissement du sol ainsi que de la dissipation diminuent l'amplitude de l'onde sismique. En général, ces effets sont traduits par une fonction liée à la fréquence et la distance parcourue par l'onde à partir de la source.

Der Kiureghian [20] a développé et proposé un modèle de fonction de cohérence qui intègre les différents effets de variabilité spatiale :

$$\gamma_{kl}(\xi_{kl}, \omega) = \gamma_{kl}^{Incohérence} \cdot \gamma_{kl}^{Passage\ d'onde} \cdot \gamma_{kl}^{Effet\ de\ site} \cdot \gamma_{kl}^{Atténuation} \quad (\text{II. 5})$$

Où :

$\gamma_{kl}^{Incohérence}$: est l'amplitude de la fonction de la cohérence ($|\gamma_{kl}(\xi_{kl}, \omega)|$) tenant compte des effets d'incohérence, obtenue à partir de plusieurs modèles empiriques et théoriques.

$\gamma_{kl}^{Passage\ d'onde}$: est une phase spectrale décrivant le déphasage des ondes entre deux points du site distants de ξ_{kl} . Ce déphasage est estimé, d'une manière déterministe par l'équation II.3.

$\gamma_{kl}^{Effet\ de\ site}$: est une phase spectrale définie complètement en terme des deux fonctions de transfert $H_k(\omega)$ et $H_l(\omega)$, lesquelles dépendent de la fréquence d'excitation et des caractéristiques géométriques et physiques de la colonne de sol associée à chaque station k et l .

$$\gamma_{kl}^{Effet\ de\ site}(\omega) = \exp[i\theta_{kl}(\omega)]$$

$$\text{Avec } \theta_{kl}(\omega) = \tan^{-1} \left[\frac{\text{Im}(H_k(\omega)H_l(-\omega))}{\text{Re}(H_k(\omega)H_l(-\omega))} \right]$$

$\gamma_{kl}^{Atténuation}$: est une fonction fréquentielle qui dépend de la distance parcourue qui fait atténuer les amplitudes de l'onde sismique du fait de l'amortissement du sol et des phénomènes de dissipation. Cette fonction intervient pour des distances parcourues importantes par rapport aux dimensions des structures, elle est généralement négligée.

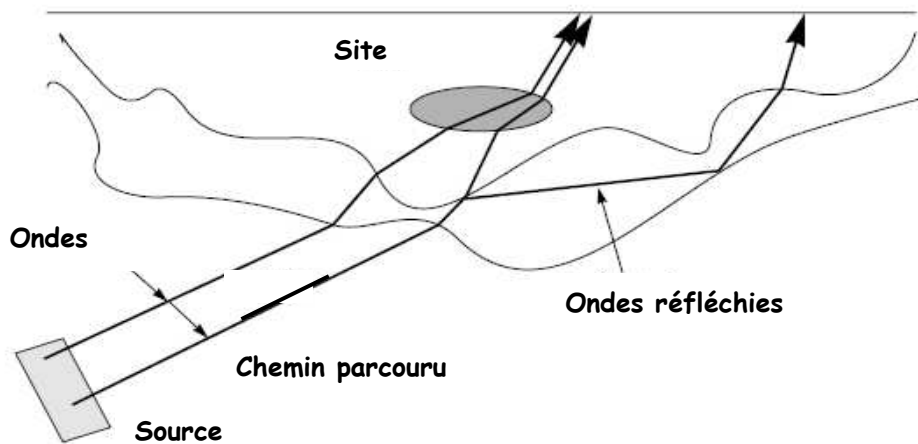


Figure II.1 : Phénomènes contribuant à la variabilité spatiale du mouvement sismique.

1.2.1 Dépendance de la fonction de cohérence des paramètres physiques

L'évaluation de la cohérence spatiale est fondée sur l'analyse des données enregistrées aux réseaux denses par des techniques de traitement des signaux. En outre, la cohérence reflète essentiellement la variabilité de phase dans les données sismiques qui ne peuvent pas être aisément attribuées à des causes physiques. Plusieurs recherches ont été conduites pour révéler les causes physiques de la variabilité spatiale du mouvement et les traduire par des fonctions de cohérence.

La magnitude et la distance entre la source et le site

Somerville *et al.* [21, 22] ont attribué les causes de la VSMS à l'effet de propagation des ondes, l'effet de source, l'effet de dispersion des ondes sismiques en se propageant de la source au site et l'effet des conditions locales de site. Ils concluent que la cohérence de mouvements sismiques pour un événement fort peut être inférieure que celle obtenue pour un événement faible.

Abrahamson et al [23, 24, 19] ont étudié la dépendance de la fonction de cohérence de la magnitude et de la distance. Ils suggèrent que l'estimation de la cohérence à partir d'un choc principal est comparable à celle obtenue à partir de répliques si l'évènement est lointain. Pour un séisme proche, la possibilité d'un comportement non linéaire du sol ainsi que l'effet de source font que la cohérence en choc principal soit supérieure à celle de répliques pour des fréquences modérées.

Abrahamson et al [19] a examiné 15 évènements de magnitude allant de 3.0 à 7.8 et de distance à la source entre 5 et 113 KM, enregistrés au réseau LSST pour étudier la dépendance de la cohérence de la magnitude et la distance. Cette analyse a conclu qu'il n'y a pas une tendance consistante qui indique la dépendance de la cohérence de types de sources ou de la distance source-site. Plus tard, Abrahamson [25] a noté que, quoique, théoriquement, l'effet de source sur la cohérence est à prévoir mais il ne semble pas être significatif.

Abrahamson *et al.* [19], Somerville *et al.* [20] et Spudish [26] ont conclu que l'importance de l'effet de source est faible comparé aux effets de dispersion.

Les directions principales

Arias [27], Penzien et Watabe [28] et Hadjian [29] ont noté l'existence d'axes principaux des mouvements sismiques enregistrés dans trois directions orthogonales en une station.

Penzién et Watabe [28] ont montré que la procédure de transformation d'axe des mouvements de sol en axes principaux est identique à l'approche utilisée en contraintes.

La majorité des modèles de cohérence paramétriques considèrent les composantes du mouvement sismique dans les axes épical (radial), normal à l'axe épical (tangential) et vertical. Ces trois composantes sont supposées implicitement ou explicitement non corrélées.

L'isotropie

Aussi, la majorité des modèles d'incohérence suppose que le champ aléatoire de chaque composante du mouvement sismique, en plus d'être homogène, isotrope. Cette hypothèse implique que l'incohérence devient une fonction de la distance de séparation seulement et pas de direction. La validité de cette hypothèse a été remise en cause par plusieurs auteurs. A titre d'exemple, le modèle de cohérence proposé par Hao *et al.* [30] utilise les distances projetées du vecteur dirigé dans le sens de la propagation. Loh et Lin [31] ont évalué la carte d'isocohérence de deux évènements et ont remarqué qu'ils ne sont pas axisymétriques et ils concluent que le champ aléatoire n'est pas isotrope.

Ramadan et Novak [32], afin de préserver la représentation isotrope (simple) du champ aléatoire ont défini la distance comme étant une moyenne garantissant l'isotropie plus ou moins une fraction qui tient compte de la variabilité dans les directions. Les mêmes données que celles utilisées par Hao *et al.* [30] et Loh et Lin [31] pour dériver leurs modèles ont été utilisées et les résultats ont montré que l'isotropie est garantie.

Abrahamson *et al.* [19] a aussi observé la dépendance de la direction de la fonction de cohérence obtenue à partir des données de SMART-1 par contre pour les courtes distances entre station du réseau LSST, ils ont démontré qu'il n'existe pas de dépendance directionnelle dans la fonction de cohérence quand l'angle entre le vecteur, séparation entre stations, et la direction épical est entre 0 et 75°.

Les conditions de sol (uniformes)

Somerville *et al.* [22] ont observé qu'il y a une grande différence dans la cohérence des mouvements sismiques enregistrés dans des sites sédimentaires plats tels que les sites du réseau d'El Centro, réseau SMART-1 et ceux enregistrés dans des sites fermes à rocheux

(Coalinga en Californie). La cohérence diminue lentement avec la fréquence et la distance dans les sites sédimentaires et elle ne montre pas une dépendance forte des mêmes paramètres en site rocheux

Schneider *et al.* [33] a étudié en détail la dépendance de la cohérence des conditions de sol en analysant les données d'un certain nombre de réseaux installés sur des sites différents et classées 'site-sol' et 'site-rocheux'. Même si l'incohérence de mouvements pour chaque réseau suit son propre modèle mais toutes les fonctions d'incohérence ont globalement la même tendance : en basses fréquences, elles sont toutes proche de l'unité, et elles diminuent toutes en fonction de la fréquence.

En sites rocheux, les fonctions d'incohérence calculées montrent des variations significatives. Elles sont inférieures à celles calculées dans des site-sol pour les basses fréquences et diminuent lentement par rapport à celles des site-sol en fonction de la fréquence. Ceci est probablement dû au fait que les dépôts de sol meuble servent de filtre, bande passante des composantes à basses fréquences du mouvement au substratum.

Les conditions de sol variables

La majorité des réseaux sont localisés dans des sites ayant des conditions de sol uniformes (soit sol soit rocheux). En 1995, un réseau digital a été installé à Parkway Valley, en Nouvelle Zélande [34, 35]. Des stations ont été installées sur des sols sédimentaires meubles, des grès et sur du rocher dur, le site présente aussi une topographie variable.

Liao *et al.* [36, 37] ont évalué la cohérence à partir des données de ce site. Ils démontrent que la perte de cohérence de ces données est plus importante que dans les sites uniformes et notamment SMART-1. Aussi, les cohérences dans les sites uniformes sont très différentes que celles entre rocher et sol sédimentaire et les modèles de cohérence développés pour les sites uniformes ne peuvent pas être extrapolés aux sites à conditions de sol variables et de topographie irrégulière.

La distance de séparation entre stations

Abrahamson *et al.* [24] a utilisé les données des deux réseaux LSST (6-85m) et SMART-1 (100-4000m) enregistrées suite à un même évènement sismique pour évaluer les cohérences pour des distances de séparation courtes et longues. Les fonctions de cohérence calculées diminuent de manière différente entre les deux réseaux en fonction de la distance de séparation. Abrahamson *et al.* [19], en essayant d'extrapoler les cohérences obtenues pour de longues distances (SMART-1) à de courtes distances de séparation, ont conclu que cette extrapolation tend à surestimer les vrais cohérences obtenues pour de courtes distances de séparation (LSST).

Riepl *et al.* [38] ont fait les mêmes remarques en exploitant les données du réseau du site EUROSEIS à Thessaloniki en Grèce.

Abrahamson *et al.* [23] et Schneider *et al.* [4] ont analysé les données de trois réseaux à distances rapprochées pour conclure que la diminution de la fonction de cohérence avec la distance de séparation est plus lente qu'avec la fréquence.

1.3 Fonctions de densités spectrales de puissance

Le signal sismique (accélération, déplacement) enregistré en surface libre dépend de plusieurs facteurs très complexes tels que le mécanisme de rupture à la source, le trajet parcouru par les ondes sismiques, la dispersion des ondes dans le milieu de forte hétérogénéité, l'effet amplificateur des conditions locales du site, etc...Ce signal peut être modélisé en incorporant tous les effets des paramètres cités, sous forme de fonction de densité suivante [24]:

$$S(\omega) = S_0(\omega)R(\omega)|H_i(\omega)|^2 \quad (\text{II. 6})$$

où:

$$R(\omega) = \exp\left[-\frac{\omega R}{Q(\omega)V_s}\right]$$

$R(\omega)$ est la fonction de transfert due au trajet entre la source et le site (effet de la propagation des ondes).

R est défini différemment selon les auteurs, c'est la distance épacentrale, la distance focale, la distance à la faille,...

$Q(\omega)$ est la fonction d'atténuation fréquentielle.

V_s est la vitesse de l'onde de cisaillement.

$S_0(\omega)$ est la densité spectrale du signal sismique à la base.

$H_i(\omega)$ est la fonction de transfert des couches géologiques locales du site.

La modélisation de la fonction de densité spectrale telle que définie est difficile; il est très commode en pratique de simplifier le problème. En supposant le champ d'observation proche de la source et les ondes se propageant verticalement, l'expression du signal sismique se réduit à:

$$S(\omega) = S_0(\omega)|H_i(\omega)|^2 \quad (\text{II. 5})$$

En analysant les données accélérométriques réelles, les spectres de l'amplitude de Fourier varient notablement avec la fréquence. Un bruit blanc stationnaire et filtré, d'une durée limitée, est proposé pour représenter ces excitations. Dans ce sens, en se basant sur des hypothèses de stationnarité, plusieurs formes de la DSP ont été proposées [39, 40, 41, 42, 43, 44, 45]. Ces formes proposées sont similaires à celle de Kanai et Tajimi [45, 39] qui est une forme paramétrique, appelée spectre de Kanai-Tajimi (K-T). La signification physique du spectre de K-T est basée sur le passage d'un processus (bruit) blanc à travers un filtre de sol linéaire caractérisé par une fréquence ω_g et un coefficient d'amortissement ξ_g . Le résultat est sous la forme :

$$S_{KT}(\omega) = S_0 \frac{1 + 4\xi_g^2 \left(\frac{\omega}{\omega_g}\right)^2}{\left(1 - \left(\frac{\omega}{\omega_g}\right)^2\right)^2 + 4\xi_g^2 \left(\frac{\omega}{\omega_g}\right)^2} \quad (\text{II. 7})$$

Ou S_0 est l'amplitude du spectre de l'excitation au rocher considérée comme bruit blanc (constante). Cependant, ce spectre conduit à des variances stationnaires infinies de la vitesse et du déplacement due à la singularité existante au voisinage de $\omega_g = 0$. Il est nécessaire donc de passer ce signal à travers un filtre correctif $|H_i'(\omega)|^2$ ayant des paramètres ω_f et ξ_f , de manière à réduire les valeurs spectrales au voisinage des faibles fréquences. Cette correction est apportée par Clough et Penzien [46].

$$S_{\ddot{u}_g}(\omega) = S_0 \frac{1 + 4\xi_g^2 \left(\frac{\omega}{\omega_g}\right)^2}{\left(1 - \left(\frac{\omega}{\omega_g}\right)^2\right)^2 + 4\xi_g^2 \left(\frac{\omega}{\omega_g}\right)^2} \frac{\left(\frac{\omega}{\omega_f}\right)^2}{\left(1 - \left(\frac{\omega}{\omega_f}\right)^2\right)^2 + 4\xi_f^2 \left(\frac{\omega}{\omega_f}\right)^2} \quad (\text{II. 8})$$

Les spectres de K-T et ceux modifiés ont été largement utilisés dans l'évaluation des paramètres du mouvement en différents points. Hao *et al.* [30], ont modélisé la DSP des mouvements avec le spectre de Kanai-Tajimi et ont identifié leurs paramètres pour deux événements au réseau SMART-1. Harichandran [47] a utilisé les deux spectres (K-T et K-T modifié) pour l'identification des paramètres du point d'estimation des mouvements durant deux événements au même réseau.

Les valeurs identifiées par Hao *et al.* [30] et Harichandran [47] sont en bonne concordance, ce qui démontre la stabilité dans l'évaluation de la densité spectrale de puissance des mouvements. D'autre part, les modèles de cohérence proposés par les deux équipes diffèrent significativement.

Aussi, les spectres de K-T et ceux modifiés ont été largement utilisés dans la simulation de mouvements sismiques du sol.

Des valeurs des paramètres de ces spectres ont été proposées pour différents types de sol [48, 49, 50]. Hindy et Novak (50) dans leur étude pionnière sur les effets de la variabilité spatiale du mouvement sismique sur les réponses de pipelines ont suggérés les paramètres qui sont donnés dans le tableau II.1.

Der Kiureghian et Neuenhofer [48] ont défini les paramètres des DSP en fonction des conditions de sol : meuble, moyen et ferme, ces paramètres sont donnés dans le tableau II.2 et les DSP correspondantes sont montrées sur la figure II.2. En comparant les paramètres donnés par Hindy et Novak et ceux de Der Kiureghian et Neuenhofer, il existe une compatibilité entre la 'DSP 1', '2' et '3' et le sol 'meuble', 'moyen' et 'ferme' respectivement.

Tableau II.1: Paramètres des filtres de Kanai-Tajimi et Clough-Penzien selon Hindy et Novak

DSP	ω_g (rad/s)	ξ_g	ω_f (rad/s)	ξ_f
DSP 1	2π	0.4	0.2π	0.4
DSP 2	5π	0.6	0.5π	0.6
DSP 3	10π	0.8	π	0.8

Tableau II.2: Paramètres des filtres de Kanai-Tajimi et Clough-Penzien selon Der Kiureghian et Neuenhofer

Type de sol	ω_g (rad/s)	ξ_g	ω_f (rad/s)	ξ_f
Meuble	5	0.2	0.5	0.6
Moyen	10	0.4	1.0	0.6
Ferme	15	0.6	1.5	0.6

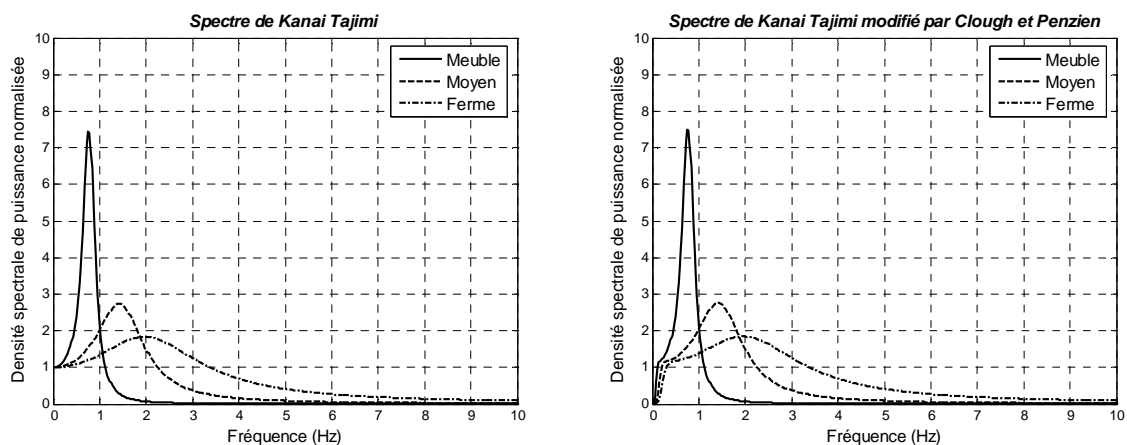


Figure II.2 Densité spectrale de puissance de Kanai Tajimi et modifiée pour trois types de sol

La figure II.2 représente les spectres d'accélération pour les trois types de sol donnés par Der Kiureghian et Neuenhofer et dont les paramètres sont donnés dans le tableau II.2. Ces DSP ont été normalisées par rapport à S_0 . Il est clair que la différence entre les deux DSP se produit essentiellement autour des très faibles fréquences. Le filtre de KT tend vers une valeur finie alors que celui modifié tend vers zéro.

L'effet du type de sol est clairement identifiable sur les figures. La forme de la DSP pour un sol ferme est comparable à celle d'un bruit blanc à la différence près d'un léger pic autour de sa fréquence fondamentale (1.95Hz). Pour un sol meuble, la DSP montre un pic très important autour de 0.77Hz et une bande très étroite.

1.4 Vitesse apparente

La vitesse apparente de propagation des ondes sismiques est une propriété importante dans la description du mouvement sismique, c'est un paramètre difficile à évaluer du fait que les ondes sont de différents types, se propageant dans des directions multiples tout en subissant des réflexions et réfractions. Elle peut être estimée entre autres, par des techniques de traitement de signal; On parlera plutôt de valeurs moyennes et des écarts aléatoires autour de cette moyenne. Plusieurs auteurs ont évalués ces vitesses ainsi que leur direction azimutale par diverses méthodes : Penzien et Watabe [29], Harichandran et Vanmarke [43], Loh [44], Loh et Yeh [45], Loh et Penzien [9], O'Rourke *et al.* [51, 52], [53, 54], Abrahamson et Bolt [55]

Dans le cas des ondes S, une valeur moyenne de la vitesse de propagation est facile à obtenir et son utilisation dans l'expression de l'effet de passage d'onde est valable. Par contre, quand la fréquence augmente, d'autres composantes d'ondes (réfractées et réfléchies) s'ajoutent et dominent le mouvement et dans ce cas, les caractéristiques du mouvement (plusieurs types d'ondes ayant différentes directions et vitesses de propagation), son utilisation n'est pas valable.

A l'origine, l'identification de la vitesse de propagation apparente des ondes sismiques est recherchée pour le calcul des déformations dans les pipes générées par le séisme. O'Rourke *et al.* [52, 53, 54] ont proposé des approches semi-empiriques pour l'évaluation des vitesses de propagation des ondes de volume et de surface. Pour un modèle de sol constitué de couches horizontales reposantes sur un demi-espace rocheux, les ondes de volume parviennent du substratum avec un angle θ_r et en parcourant les couches de sol, elles arrivent en surface avec un angle θ_s . La couche en surface ayant une vitesse d'ondes de cisaillement V_s , la vitesse apparente du mouvement en surface est alors $V_{app} = V_s / \sin \theta_s$

Connaissant l'angle de propagation prédominant des ondes sismiques ϕ (en radian) qui est généralement inférieure à 0.13π (25°) et prenant le coefficient de Poisson du rocher égal à 0.25 , la vitesse apparente peut être réduite à $V_{app} \approx V_s / 0.87 \phi$.

A partir de cette expression, O'Rourke *et al.* [51] ont estimé les vitesses apparentes V_{app} de propagation des ondes aux stations d'enregistrement, ou les données sur les vitesses de cisaillement V_s des couches de sol superficielles étaient disponibles, lors du séisme de San Fernando de 1971. Elles varient entre 1260 et 9330 m/s avec une moyenne de 2120 m/s.

1.5 Modèles de variabilité spatiale

La description mathématique de la cohérence dans le domaine du génie parasismique a été introduite par Novak et Hindy [56] et Hindy et Novak [50] dans les années 1979–1980, dans leur évaluation de la réponse des pipelines soumis aux mouvements sismiques variables. Depuis, d'autres modèles ont été décrits de manière empirique, semi-empirique et analytique. Dans ce qui suivra, ω désigne la fréquence angulaire en [rad/sec], f la fréquence en [Hz], ζ la

distance de séparation en [m]. Il est à noter aussi que toutes les fonctions de perte de cohérence ($|\gamma_{kl}(\xi, \omega)|$) sont réelles et positives et notées en valeurs absolues pour les distinguer des fonctions de cohérence complexes $\gamma_{kl}(\xi, \omega) = |\gamma_{kl}(\xi, \omega)| \exp(i\vartheta_{kl}(\xi, \omega))$. Le terme en exponentiel traduit l'effet de la propagation apparente des mouvements en surface du sol.

1.5.1 Modèles empiriques

Il existe une multitude de modèles dans la littérature à cause de la variabilité dans les données sismiques enregistrées dans différents sites et durant différents événements et des différentes méthodes de traitement de données.

1.5.1.1 Modèles de cohérence obtenus à partir de SMART-1

Plusieurs fonctions de cohérence ont été proposées surtout celle de Loh [44], Loh et Yeh [45] et Loh *et al* [31].

$$\begin{aligned} \gamma_{kl}(\xi, \omega) &= \exp(-a(\omega)\xi) \\ \gamma_{kl}(\xi, \omega) &= \exp\left(-a \frac{\omega\xi}{2\pi c}\right) \\ \gamma_{kl}(\xi, \omega) &= \exp((-a - b\omega^2)\xi) \\ \gamma_{kl}(\xi, \omega) &= \exp((-a - b\omega^2)\xi^\nu) \end{aligned} \quad (\text{II.9})$$

Les paramètres a , b et ν sont à déterminer à partir des données d'enregistrements. Ces modèles sont valables pour les champs isotropes. Pour tenir compte de la dépendance des directions de propagations, un autre modèle a été proposé :

$$\gamma_{kl}(\xi, \omega) = \exp((-a_1 - b_1\omega^2)|\xi \cos\theta|) \exp((-a_2 - b_2\omega^2)|\xi \sin\theta|) \quad (\text{II.10})$$

Où θ désigne l'angle entre la direction de propagation des ondes et le vecteur distance de séparation. A partir des données d'enregistrements, les paramètres ont été identifiés : $a_1=0.02$, $b_1=0.005$, $a_2=0.02$ et $b_2 = 0.0011$.

Harichandran et Vanmarcke [43], en admettant l'hypothèse d'isotropie des données valables, ont introduit un modèle de la forme:

$$\gamma_{kl}(\xi, \omega) = A \exp\left(-\frac{2B\xi}{av(f)}\right) + (1 - A) \left(-\frac{2B\xi}{v(f)}\right) \quad (\text{II.11})$$

$$\text{Avec } v(f) = K \left[1 + \left(\frac{f}{f_0}\right)^b\right]^{-1/2} \text{ et } B = (1 - A + aA)$$

Ce modèle est très utilisé dans la littérature, les valeurs des paramètres ont été identifiées, $A = 0.736$, $a=0.147$, $k=5210$ m, $f_0=1.09$ Hz et $b=2.78$.

Par la suite, Harichandran [45, 57] a ré-analysé les données dans les directions radiale et tangentielle et proposé un autre modèle avec d'autres paramètres pour chaque direction :

$$\gamma_{kl}(\xi, \omega) = A \exp\left\{-\frac{2\xi(1 - A)}{ak} \left[1 + \left(\frac{f}{f_0}\right)^b\right]^{1/2}\right\} + (1 - A) \quad (\text{II.12})$$

L'analyse des données a montré que les auto-densités spectrales de puissances des accélérations aux stations d'enregistrement espacées de distances comparables aux dimensions des structures sont similaires (les effets de sites sont négligés), la cohérence diminue quand la distance entre station et la fréquence augmentent, la décroissance de $\gamma_{kl}(\xi, \omega)$ n'est pas sensible à la direction, et que le retard entre signaux montre une tendance déterministe et la phase spectrale peut être simplifiée à ce retard.

Hao *et al.* [30], en considérant le champ aléatoire des mouvements sismiques, anisotrope, ont proposé la fonction suivante :

$$\gamma_{kl}(\xi_L, \xi_T, f) = \exp(-\beta_L \xi_L - \beta_T \xi_T) + \exp\{-[\alpha_1(f)\sqrt{\xi_L} + \alpha_2(f)\sqrt{\xi_T}]f^2\} \quad (\text{II. 13})$$

Où ξ_L et ξ_T sont les projections de la distance de séparation le long sur les axes normal et tangentiel à la direction de propagation. Tous les paramètres ont été identifiés pour les trois composantes du mouvement et $\alpha_1(f)$ et $\alpha_2(f)$ ont été données sous formes graphiques. Par la suite, Oliveira *et al.* [58] ont proposé une fonction pour $\alpha_1(f)$ et $\alpha_2(f)$.

1.5.1.2 Modèles de cohérence obtenus à partir de LSST

Abrahamson *et al.* [23], [19], en supposant que la cohérence est indépendante de la magnitude et de la distance source-site, ont proposé un modèle de fonction de cohérence valable pour les courtes distances entre stations ($\leq 100\text{m}$) :

$$|\gamma_{kl}(\xi, f)| = \tanh\left\{(2.54 - 0.012\xi)\left[\exp[(-0.115 - 0.00084)f] + \frac{f^{-0.878}}{3}\right] + 0.35\right\} \quad (\text{II. 14})$$

Pour couvrir des distances de séparation plus importantes, Abrahamson [25], en considérant que la cohérence est indépendante des conditions de site et en utilisant des données de SMART-1 et LSST et d'autres réseaux, propose une fonction de cohérence horizontale et verticale. La première est sous la forme :

$$|\gamma_{kl}^H(\xi, f)| = \tanh\left\{\frac{c_1^H(\xi)}{1 + c_2^H(\xi)f + c_4^H(\xi)f^2} + (4.80 - c_1^H(\xi))\exp[c_3^H(\xi)f] + 0.35\right\} \quad (\text{II. 15})$$

Où les fonctions $c_1^H(\xi)$, $c_2^H(\xi)$, $c_3^H(\xi)$ et $c_4^H(\xi)$ sont données par :

$$c_1^H(\xi) = \frac{3.95}{1 + 0.0077\xi + 0.000023\xi^2} + 0.85\exp[-0.00013\xi]$$

$$c_2^H(\xi) = \frac{0.5[1 - (1 + (\xi/5)^3)^{-1}]}{[1 + (\xi/190)^8][1 + (\xi/180)^3]}$$

$$c_3^H(\xi) = 3(\exp[-0.05\xi] - 1) - 0.0018\xi$$

$$c_4^H(\xi) = -0.598 + 0.106\ln(\xi + 325) - 0.0151\exp[-0.6\xi]$$

La fonction pour les mouvements verticaux (l'une des rares fonctions) est :

$$|\gamma_{kl}^V(\xi, f)| = \tanh\left\{\frac{c_1^V(\xi)}{1 + c_2^V(\xi)f} + (4.65 - c_1^V(\xi))\exp[c_3^V(\xi)f] + 0.35\right\} \quad (\text{II. 16})$$

Où les fonctions $c_1^V(\xi)$, $c_2^V(\xi)$ et $c_3^V(\xi)$ sont données par :

$$c_1^V(\xi) = 3.5 - 0.37\ln(\xi + 0.04)$$

$$c_2^V(\xi) = 0.65[1 - (1 + \xi/4)^{-1}]$$

$$c_3^V(\xi) = 3\exp[(-0.05\xi) - 1] - 0.0018\xi$$

1.5.1.3 Modèles de cohérence obtenus dans des sites rocheux

La majorité des modèles mentionnés précédemment ont été développés pour des sites alluvionnaires. Des modèles pour sites rocheux sont très rares. L'un d'eux est celui développé par Menke *et al.* [59] qui a la forme :

$$|\gamma_{kl}(\xi, f)| = \exp(-\alpha f \xi) \quad (\text{II. 17})$$

Avec α valable pour les trois composantes de mouvement (vertical, radial et tangentiel), toutes les directions et toutes distance de séparation. Il prend des valeurs de $(0.4 - 0.7)10^{-3}sec/m$

Récemment, Abrahamson [60] a propose un modèle de cohérence pour les ondes planes (OP) en sites rocheux :

$$|\gamma_{kl}^{OP}(\xi, f)| = \left[1 + \left(\frac{f \tan(a_1 \xi)}{f_c(\xi)} \right)^{n_1(\xi)} \right]^{-1/2} \left[1 + \left(\frac{f \tan(a_1 \xi)}{a_2} \right)^{n_2} \right]^{-1/2} \quad (\text{II. 18})$$

Avec les paramètres du modèle pour mouvement horizontal:

$$a_1 = 0.4, a_2 = 40$$

$$n_1(\xi) = 3.8 - 0.04 \ln(\xi + 1) + 0.0105 [\ln(\xi + 1) - 3.6]^2$$

$$n_2 = 16.4 \text{ et } f_c(\xi) = 27.9 - 4.82 \ln(\xi + 1) + 1.24 [\ln(\xi + 1) - 3.6]^2$$

Et pour mouvement vertical:

$$a_1 = 0.4, a_2 = 200$$

$$n_1(\xi) = 2.03 - 0.41 \ln(\xi + 1) - 0.078 [\ln(\xi + 1) - 3.6]^2$$

$$n_2 = 10 \text{ et } f_c(\xi) = 29.2 - 5.20 \ln(\xi + 1) + 1.45 [\ln(\xi + 1) - 3.6]^2$$

1.5.2 Modèles semi-empiriques

Les modèles semi-empiriques sont basés sur des considérations analytiques mais leurs paramètres requièrent des données d'enregistrements.

Somerville *et al.* [21] ont proposé une approche spécifique au site pour décrire la VSMS. Ils attribuent les causes de la variabilité spatiale aux effets de passage d'onde, de source, de dispersion lors de la propagation de la source au site et aux effets de site locaux. Dans leur modèle, ils ont évalués les deux premiers effets par des simulations en tenant compte des effets de la rupture d'une source étendue ainsi que l'interférence des ondes à leurs arrivées au site des différents points de la source. Les deux autres effets ont été évalués à partir d'enregistrements de séismes modérés pour lesquels la zone de rupture peut être considérée comme source ponctuelle.

Luco et Wong [61], en se basant sur l'analyse de la propagation des ondes en milieu aléatoire d'Uscinski [62], ont dérivé le modèle de cohérence le plus quotté et ayant la fameuse forme :

$$|\gamma_{dk}(d_{kh}, \omega)| = e^{-\left(\frac{\nu \omega d_{kl}}{V_s}\right)^2} = e^{-\alpha \omega d_{kl}^2} \quad (\text{II. 19})$$

$$\text{Avec } \alpha = \frac{\nu}{V_s}$$

Où V_s désigne la vitesse de propagation des ondes sismiques dans le milieu aléatoire, ν est une mesure de la variation relative des propriétés élastiques du milieu. Le paramètre α contrôle la décroissance de la fonction, plus α augmente plus la perte de cohérence est importante. Le choix judicieux de ce paramètre permet au modèle de Luco et Wong de traduire la variabilité spatiale des enregistrements, sa simplicité fait qu'il est le plus utilisé. Ce modèle de cohérence est celui des ondes planes puisqu'il contient la contribution de la vitesse de propagation des ondes dans un milieu aléatoire sans considérer les effets de dispersion d'énergie présents dans les données d'enregistrements surtout en hautes fréquences. Ce modèle sera utilisé dans le

présent travail. La version 3-D a été développée par les mêmes auteurs pour étudier l'effet de la VSMS sur les larges et rigides fondations.

Der Kiureghian [20] a développé un modèle semi-empirique basé sur la théorie de processus aléatoires. Dans son approche, il considère les histoires temporelles aux stations k et l à la surface du sol ayant les expressions :

$$a_k(t) = \sum_{i=1}^N A_i \cos(\omega_i t + \phi_i) \quad (\text{II. 20})$$

$$a_l(t) = \sum_{i=1}^N (p_{kl,i} A_i + q_{kl,i} B_i) \cos[(\omega_i(t - \tau_{kl,i}) + \phi_i + \epsilon_{kl,i})] \quad (\text{II. 21})$$

La première équation est la transformée de Fourier discrète de l'accélération à la station k , B_i sont des variables aléatoires non corrélées à moyenne nulle dont leurs valeurs moyennes carrées sont égales à celles de A_i , $\tau_{kl,i}$ est le décalage dans l'arrivée des ondes de k à l , $\epsilon_{kl,i}$ sont des phases aléatoires à moyenne nulle, indépendantes et normalement distribuées ayant des variances $\alpha^2(\xi_{kl}, \omega_i)$, $p_{kl,i}$ et $q_{kl,i}$ sont des coefficients déterministes ayant des valeurs entre 0 et 1. Tel que $p_{kl,i}^2 + q_{kl,i}^2 = 1$. La fonction de cohérence est alors évaluée et elle est sous la forme :

$$|\gamma(\xi_{kl}, \omega_i)| = \cos[\beta(\xi_{kl}, \omega_i)] \exp\left\{-\frac{1}{2} \alpha^2(\xi_{kl}, \omega_i)\right\} \quad (\text{II. 22})$$

Où $\beta(\xi_{kl}, \omega_i) = \tan^{-1}(q_{kl,i}/p_{kl,i})$.

Der Kiureghian a appelé cette expression la partie 'incohérence' de la cohérence spatiale, elle reflète les effets de source et de dispersion.

Le premier terme ' $\cos[\beta(\xi_{kl}, \omega_i)]$ ' est le résultat de la variation des amplitudes aux différentes stations, ses valeurs sont proche de l'unité car en analysant les enregistrements, cette variation n'affecte que légèrement la cohérence. Le deuxième terme en exponentiel ' $\exp\left\{-\frac{1}{2} \alpha^2(\xi_{kl}, \omega_i)\right\}$ ' traduit l'effet de la variabilité de la phase.

Pour introduire l'effet des conditions de sol différentes sous les stations k et l , Der Kiureghian considère une propagation d'onde verticale à travers les deux colonnes de sol sous stations, dans ce cas, la variation des conditions de sol introduit un retard dans le temps d'arrivée des ondes aux deux stations.

Yang et Cheng [63] ont donné des expressions fonctionnelles à $\alpha(\xi_{kl}, \omega_i)$ et $\beta(\xi_{kl}, \omega_i)$ de l'équation précédente qui devient :

$$|\gamma(\xi_{kl}, \omega_i)| = \left(1 + a_1 \xi_{kl}^{0.25} + a_2 (\xi_{kl} f_i)^{0.5}\right)^{-0.5} \exp\left\{-\frac{1}{2} (a_3 \xi_{kl}^{a_4} f_i^{a_5})^2\right\} \quad (\text{II. 23})$$

Tous les paramètres ont été identifiés en utilisant 17 évènements enregistrés à SMART-1. Yang et Cheng [63] ont proposé d'exprimer la fonction de cohérence comme suit:

$$|\gamma(\xi_{kl}, \omega_i)| = \left(1 + a_1 \xi_{kl}^{0.25} + a_2 (\xi_{kl} f_i)^{0.5}\right)^{-0.5} \exp\left\{-\frac{1}{2} (a_3 \xi_{kl}^{a_4} f_i^{a_5})^2\right\} \quad (\text{II. 24})$$

A partir des 17 évènements, les paramètres ont été identifiés, il s'agit de : $a_1 = 0.115144$, $a_2 = -0.224874 \times 10^{-2}$; $a_3 = 0.762306 \times 10^{-1}$; $a_4 = 0.378401$ et $a_5 = 0.220597$.

Zerva and Harada [64] ont présenté un modèle semi-empirique de site modélisé en une couche de sol stochastique surmontant un demi espace. Le modèle inclue l'effet de passage d'onde, l'effet de perte de cohérence des ondes en se propageant de la source au site exprimé par la fonction de Luco et Wong et l'effet de site évalué à partir de la propagation verticale 1-D des ondes de cisaillement dans une couche de sol stochastique. La contribution de ce dernier effet à la fonction de cohérence totale est insignifiante sauf autour de la fréquence fondamentale de la couche de sol stochastique.

1.5.3 Modèles analytiques

La modélisation analytique a été utilisée pour expliquer physiquement certaines incohérences observées dans les données d'enregistrements et fournir d'autres alternatives pour la description de la VSMS. Parmi ces modèles :

Kausel et Pais [65], Zendagui *et al.* [66] ont analysé l'inter-corrélation du champ aléatoire du mouvement sismique en considérant les effets des ondes de volumes qui arrivent au site avec différents angles d'incidence.

Somerville *et al.* [22] ont montré que des sismogrammes synthétiques, générés par la propagation des ondes dans une structure complexe, ont une cohérence faible où l'énergie est focalisée sur le chemin parcouru.

Toksöz *et al.* [67] ont utilisé la modélisation par différences finies d'un milieu multi couches ayant des vitesses aléatoires et/ou des épaisseurs de couches perturbées pour expliquer les effets de la stratigraphie des couches et de l'hétérogénéité des vitesses couches sur la cohérence des mouvements enregistrés en surface.

Zerva et Shinozuka [68] ont évalué les effets de la variabilité aléatoire des paramètres de source sur les mouvements différentiels du sol.

Kanda [69] a utilisé la modélisation par éléments finis d'un milieu multi couches ayant des interfaces irrégulières et des mouvements incidents aléatoires, variable spatialement pour analyser la variabilité de la cohérence et des amplitudes en surfaces libre du site.

Horike et Takeuchi [70] ont utilisé des simulations par différences finies pour expliquer les différences dans la fonction d'inter corrélation et la variation dans les amplitudes observées dans les mouvements sismiques à hautes fréquences enregistrés dans différents sites.

Laouami et Labbe [71] ont considéré que les mouvements sismiques sont composés des contributions de la propagation d'onde cohérente et d'un facteur aléatoire à moyenne nulle caractérisant l'effet d'incohérence.

Zembaty et Rutemberg [72] ont évalué le spectre de réponse spatial en considérant les effets de la propagation unidirectionnelle.

Liao et Li [73] ont évalué analytiquement la cohérence spatiale dans des sites ayant des topographies irrégulières en se basant sur les techniques de simulation par éléments finis et la méthode d'extension orthogonale polynomiale.

Ding *et al.* [74] ont évalué à partir de simulations numériques, la cohérence des mouvements en sites rocheux due aux effets de rupture de faille.

2. Effets de la variabilité spatiale du mouvement sismique sur les structures

2.1 Introduction

Les structures étendues telles que les pipes, les tunnels, les ponts, les barrages sont soumis aux effets de la VSMS durant un séisme. Même les structures de dimensions normales peuvent être soumises au phénomène particulier de la VSMS, qui est l'effet de site, si leurs appuis sont ancrés dans des sols ayant des caractéristiques géotechniques et dynamiques différentes.

L'effet de la VSMS a été évoqué pour la première en 1965 par Bogdanoff *et al.* [1]. Ils ont étudié une structure de pont à trois travées de longueur totale de 1950m. L'excitation sismique a été approximée par un paquet d'ondes oscillatoires d'amplitudes, fréquences et vitesses aléatoires. En considérant un retard d'arrivée des ondes aux différents appuis, les réponses obtenues sont plus importantes que celles induites par l'arrivée des ondes simultanément. Ils concluent que le décalage temporel de l'excitation ne doit pas être ignoré dans le cas des structures longues.

D'autres études ont suivi pour analyser l'effet de passage d'onde sur les réponses des structures [75, 76, 77, 78].

Depuis l'installation de réseaux denses d'instruments et l'estimation des fonctions de cohérence, une avalanche d'études et d'investigation a suivi pour analyser les effets de la VSMS sur une large variété de systèmes structurels. Ces travaux dont nous allons citer une partie concernent :

- L'évaluation de l'influence de la VSMS sur les structures off shore, les canalisations, les tunnels, les barrages, les ponts de plusieurs types : suspendus, à Haubans, multi-travées (ponts route),...
- Le développement de spectres de réponse tenant compte de la VSMS
- La réponse de larges et rigides fondations, surtout des ouvrages de centrales nucléaires
- L'analyse des réponses de structures symétriques et antisymétriques et l'effet de martèlement de structures adjacentes
- L'analyse linéaire et non linéaire de structures en compte de la VSMS
- Les effets de la modélisation structurelle combinée à la VSMS
- Les effets de la modélisation de la VSMS sur les réponses

Nous allons faire la synthèse autour de ces points importants et complexes. Nous avons préféré citer les travaux non pas par ordre chronologique mais par types de structures.

2.2. Ponts suspendus

Abdel-Ghaffar et Rubin [79] ont introduit l'approche vibration aléatoire pour évaluer la réponse verticale du pont suspendu de Vincent Thomas en Californie en utilisant les données du séisme de San Fernando de 1971 enregistrées par des stations espacées de distances comparables à la travée centrale du pont (457m). Les résultats ont conclu que les réponses sous mouvements sismiques uniformes sont significativement différentes de celles obtenues en considérant la VSMS. Le couplage entre les directions longitudinale et verticale ainsi que la prise en compte des modes supérieurs sont nécessaires pour une estimation fiable de la réponse. Dans une autre étude Abdel-Ghaffar et Rubin [80] ont étendu leur approche à la réponse latérale qu'ils ont appliquée sur le pont du Golden Gate. Ils ont observé que le chargement uniforme n'excite pas les modes antisymétriques et les modes supérieurs du pont alors que la VSMS les excite fortement. En analysant et comparant les réponses sous chargements uniforme et variables, ils concluent que l'hypothèse d'excitation uniforme est non conservative puisqu'elle sous-estime les réponses le long du pont. Il est à noter que les enregistrements utilisés par les auteurs supposent la faille d'Imperial Valley entre les appuis du pont, ce qui justifie les grands écarts dans les réponses.

Abdel-Ghaffar et Nazmy [81], Nazmy et Abdel-Ghaffar [82] ont évalué les effets de la VSMS sur un modèle de pont tridimensionnel (figure II.3) en considérant deux différentes longueurs ($L=335+2 \times 146$ et $2L$), pour chaque dimension, deux types de matériaux (béton et acier). A tous ces modèles, ils leur appliquent trois scénarios sismiques, le premier consiste en quatre enregistrements du séisme de San Fernando appliqués aux quatre appuis, le deuxième est

d'appliquer un des enregistrements de manière uniforme à tous les appuis et le troisième scénario est de faire propager ce dernier enregistrement dans la direction longitudinale du pont avec des vitesses de propagation variantes de 61m/s à 1950m/s. Les figures II.4 et II.5 sont l'illustration parfaite de la différence dans les réponses du pont en acier de longueur de 627m, sous les deux types d'excitations.

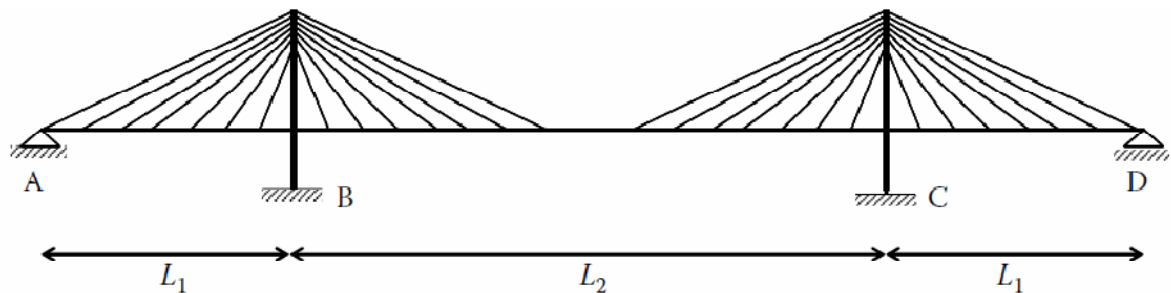


Figure II.3 : Modèle de pont d' Abdel-Ghaffar et Nazmy

Les déplacements absolus induits par une excitation variable, sont dominés par la composante dynamique. La composante pseudo-statique contribue énormément aux forces internes axiales et de cisaillement, autour des appuis intermédiaires, et aux moments fléchissants aux appuis extrêmes. Les valeurs élevées des forces de cisaillement et des moments de torsion, aux appuis extrêmes, est due en grande partie à la contribution des modes supérieurs et antisymétriques de la structure. Ces mêmes observations ont été observées sur les réponses des tours de la figure II.5.

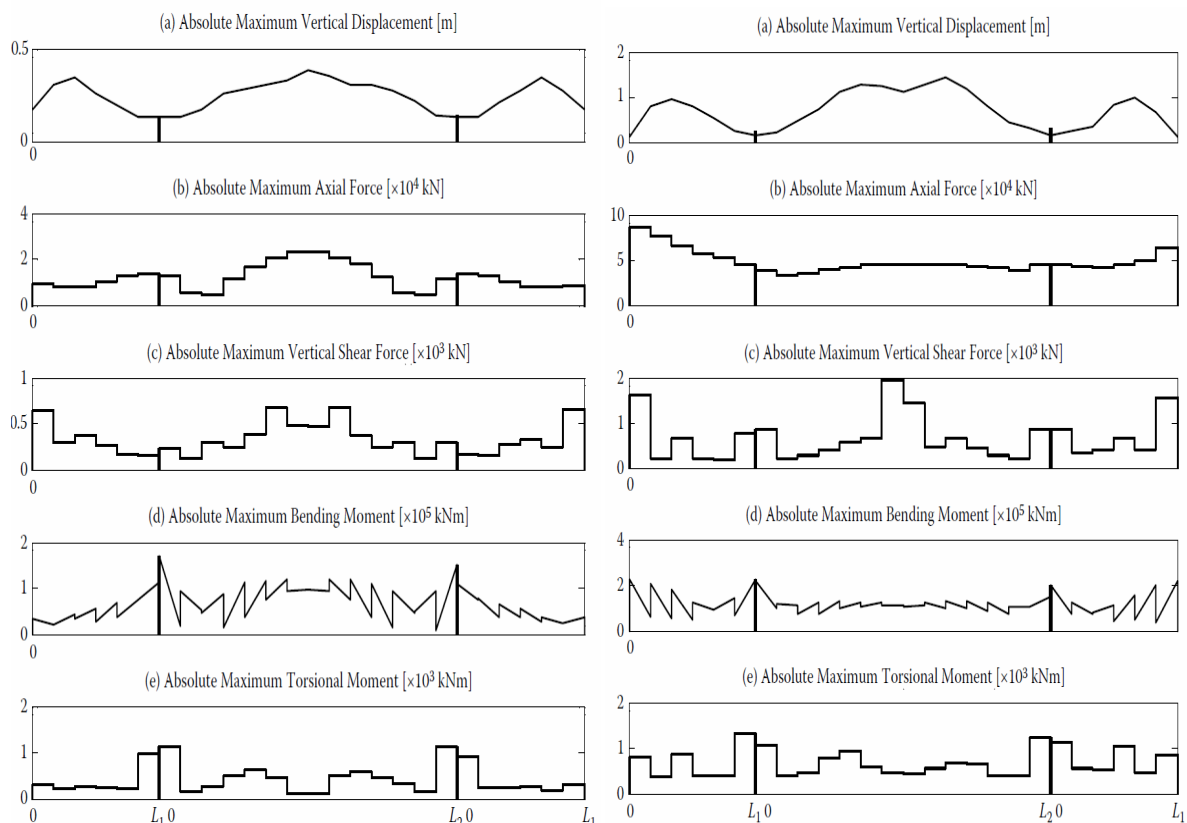


Figure II.4 : Réponse du tablier du pont en acier de longueur 627m à l'excitation uniforme (gauche) et variable (premier scénario) (droite)

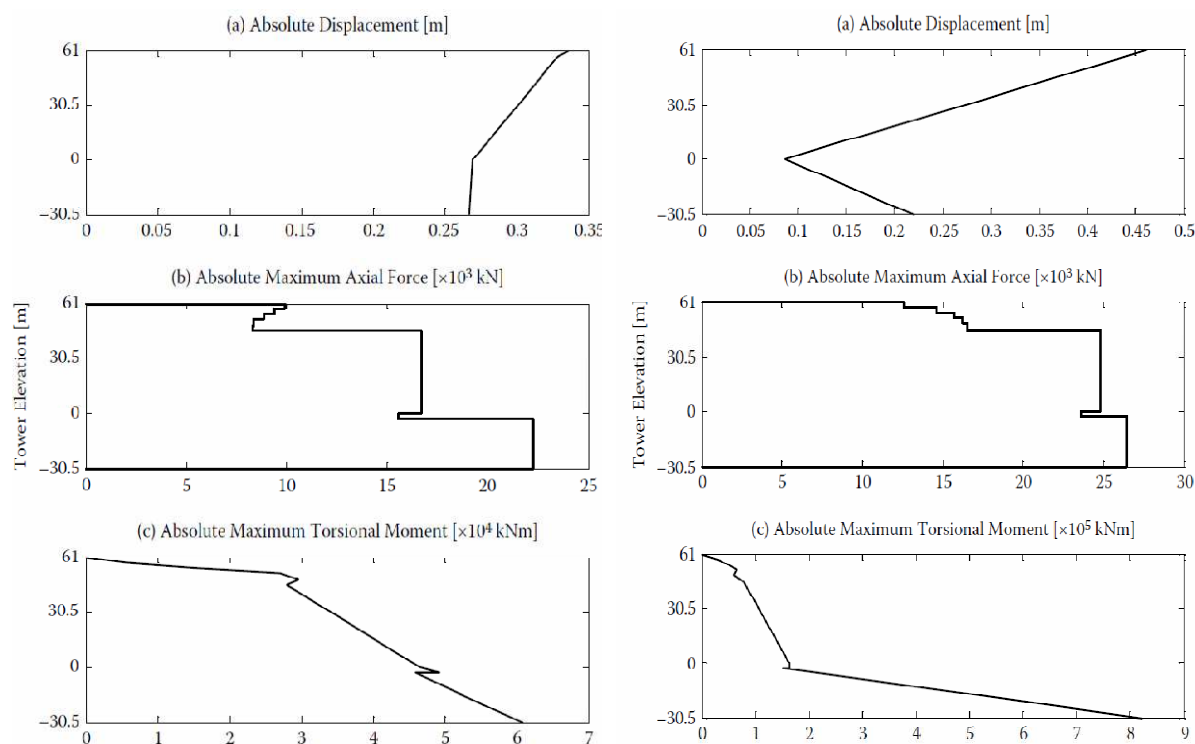


Figure II.5 : Réponse de la tour du pont en acier de longueur 627m à l'excitation uniforme (gauche) et variable (premier scénario) (droite)

Pour le pont de longueur doublée, les différences observées entre les deux réponses (sous excitation uniforme et chargement variable) sont moins 'dramatiques' ce qui laisse les auteurs conclure que les effets de la VSMS sont plus significatifs sur les structures rigides.

Yamamura et Tanaka [83] ont étudié les réponses d'un modèle de pont suspendu soumis à la VSMS. Cette variabilité est considérée en supposant plusieurs parties d'appuis adjacents soumis à une excitation uniforme mais les excitations affectant chaque partie sont non corrélées. L'analyse conclue que la VSMS affecte significativement les réponses puisqu'elle excite aussi bien les modes symétriques que les modes antisymétriques.

Après les travaux d'Abdel-Ghaffar et Nazmy et les résultats 'alarmants', les effets de la VSMS sur les ponts suspendus et à Haubans ont attiré la curiosité des chercheurs et spécialistes. Hyun *et al.* [84] ont introduit la non-stationnarité dans l'excitation sismique verticale (par les fonctions de modulation d'intensité) et appliqué cette approche pour déterminer les réponses verticales du pont de Golden Gate pour des vitesses apparente de propagation variant de 60m/s à l'infini. Des différences importantes, comparées au cas d'excitation uniforme, ont été observées dans les réponses. Allam et Datta [85] ont utilisé la méthode du spectre de réponse modifié pour estimer les réponses d'un modèle de pont soumis à des mouvements sismiques aléatoires stationnaires partiellement corrélés, les mêmes auteurs [86] ont évalué aussi les réponses aléatoires non-stationnaires d'un modèle de pont soumis à la VSMS. La forme de la fonction de modulation d'intensité peut affecter considérablement les réponses de la structure et les déplacements obtenus en considérant la VSMS sont plus importants que ceux induit par des mouvements cohérents à la base. Lin *et al.* [87] ont présenté et validé la méthode 'pseudo-excitation' en évaluant les réponses du pont de Canton Jin-Ma en Chine. Les résultats ont montré que les effets de la VSMS et plus particulièrement l'effet de passage d'onde sont très importants et doivent être pris en considération pour la sécurité des ponts multi-travées. Lin et Zhang [88] ont étendu cette approche et l'ont appliqué au pont de Song Hua Jiang, en Chine, en considérant les effets de passage d'onde et de perte de cohérence, traduits par deux modèles (Loh et Yeh [45] et Qu *et al.* [89]). Ils concluent que

l'effet de passage d'onde est plus important que l'effet de perte de cohérence mais ce dernier effet dépend aussi du modèle de cohérence considéré. Soyluk et Dumanoglu [90] ont analysé les réponses du pont de Jindo, en Corée du Sud, soumis aux actions de la VSMS en tenant compte des effets d'incohérence et de passage d'ondes traduit par les deux modèles de fonction de cohérence les plus utilisés dans la littérature. L'effet de passage d'onde a été approfondi en utilisant différentes vitesses apparentes des ondes. L'étude a été faite en supposant les appuis du pont ancrés dans trois types de sol uniformes (meuble, moyen et ferme). Les résultats ont démontré que les effets de la VSMS sont importants sur le comportement dynamique et qu'ils doivent être pris en considération dans l'analyse stochastique des ponts suspendus. La dépendance de la réponse de structure du modèle de VSMS, a été signalée par Chen et Harichandran [91] en analysant les réponses de barrage, et étudiée par Soyluk et Dumanoglu [90]. Ces derniers ont comparé les réponses stochastiques du pont Jindo pour analyser l'effet du choix du modèle de perte de cohérence. Les deux modèles de Harichandran et Vanmarcke [43] et Luco et Wong [61] ont été utilisés. Le premier modèle donne des réponses supérieures et ceci est dû au fait que les deux modèles produisent différents degrés de corrélation en basses fréquences (le modèle de Harichandran et Vanmarcke est partiellement corrélé et celui de Luco et Wong est totalement corrélé) et ces fréquences contrôlent le modèle. Il est à noter que la plupart des études tenant compte de la VSMS intègrent les effets de perte de cohérence ainsi que ceux du passage d'onde et ignorent les effets importants de la stratigraphie irrégulière sous les différents appuis des structures et spécialement les ponts qui traversent des rivières et qui s'appuient généralement sur du rocher aux culées et sur des sédiments aux piles. Dumanoglu et Soyluk [92] ont considéré les effets de la VSMS incluant la perte de cohérence, le passage d'onde et l'effet de site provenant de la variation des conditions de sol sous chaque appui du pont de Jindo. Etant les premiers à introduire l'effet de site dans l'analyse des ponts suspendus, ils reconnaissent la complexité du problème et concluent que plus les propriétés du sol à chaque appui diffèrent plus les réponses sont importantes. Soyluk [93] a comparé les réponses du pont de Jindo sous les effets de la VSMS, obtenues avec trois méthodes différentes d'analyse basées sur la théorie des vibrations aléatoire : l'approche en analyse spectrale basée sur la spécification de la DSP du mouvement de sol et deux approches en spectre de réponse. Les résultats obtenus par analyse spectrale sont concordants avec ceux obtenus par les méthodes en spectre. Néanmoins, quelques différences sont apparues en fonction de l'amplitude et du contenu fréquentiel des DSP qui ne sont pas les mêmes pour toutes les méthodes. Il conclue que la méthode par spectre de réponse proposée par Der Kiureghian et Neuenhofer [48] présente l'avantage de simplicité et de pratique comme a déjà signalé par Nakamura *et al.* [94] en l'appliquant pour l'analyse sismique linéaire du pont de Golden Gate soumis aux effets de la VSMS.

Les études mentionnées dans cette synthèse aboutissent au fond aux mêmes conclusions, à savoir :

- La VSMS ne peut pas être négligée lors de l'évaluation des réponses sismiques des ponts
- La VSMS induit des réponses pseudo-statiques et des modes additionnels dans la structure
- L'évaluation des réponses sous la VSMS est basée sur la théorie des vibrations aléatoires, stationnaire ou non. Ceci présente l'avantage d'évaluer directement les réponses probabilistes de la structure à partir de la caractérisation stochastique de l'excitation et l'inconvénient de sa limitation aux méthodes linéaires.
- Les méthodes en spectre de réponse présente l'avantage de simplicité et de pratique

- Le choix du modèle de la VSMS (fonction de cohérence) est important car les réponses en dépendent.
- L'effet de site est aussi important que la perte de cohérence et le passage d'onde mais reste complexe et très peu pris dans les calculs même s'il est admis que plus les conditions de sol diffèrent d'un appui à l'autre plus les réponses sont importantes.

2.3 Ponts continus (Ponts route)

La configuration structurelle de ce type de pont a suscité un intérêt particulier chez les chercheurs. Les objectifs étaient d'établir de manière quantitative le degré de signification des effets de la VSMS sur la réponse sismique de ces structures et de trouver une approche alternative de la VSMS pour son intégration dans les codes sous forme de 'chargement uniforme équivalent' [109]. Les ponts continus sont considérés comme des modèles simples pouvant être modélisés par des poutres continues multi-travées. L'investigation des effets de la VSMS sur ces modèles a été d'un apport considérable pour la compréhension du phénomène [95, 96, 97, 98, 99, 100, 101, 102, 103, 104, 105]. Parallèlement, des ponts réels et plus complexes ont été étudiés : [106, 107, 108, 109, 87, 110, 111, 112, 113, 114, 115, 116, 117, 118, 119, 120, 121, 122, 123, 124, 125, 126, ...].

Zerva [103, 104] a fait une analyse comparative des réponses de deux modèles de poutres à deux et trois travées, avec différentes longueurs (flexibilité), soumis aux effets de la VSMS : effets de perte de cohérence et de passage d'onde. Les structures étant symétriques, le mouvement uniforme excite seulement les modes symétriques et le mouvement variables aux appuis induit des réponses pseudo statiques et excite aussi bien les modes symétriques et antisymétriques. Les résultats d'analyse ont montré que les déplacements induits sous les effets de la VSMS sont supérieures à ceux induit par une excitation uniforme, spécialement le long des travées extrêmes, mais la différence reste insignifiante. Les moments fléchissants sont dominés par les composantes pseudo-statiques. La contribution de ces composantes seules (qui sont nulles dans le cas d'excitation uniforme) peut dépasser la contribution dynamique due à l'excitation uniforme le long d'une grande partie de la poutre. La contribution des forces de cisaillement pseudo-statiques aux forces totales n'est pas aussi importante que les moments fléchissants, ceci est toujours vrai car les forces sont, d'un degré de dérivation des déplacements, supérieures aux moments [127]. La conséquence est que les forces de cisaillement induites par la VSMS sont très proches de celles induites par un chargement uniforme. Autour des appuis intermédiaires, l'excitation uniforme induit des efforts plus importants du fait des modes supérieurs qui sont excité par ce chargement et non par l'excitation variable car à ces modes, la corrélation est très faible.

Les effets relatifs de la perte de cohérence et du passage d'onde sur les réponses des poutres multi-travées ont été étudiés par Zerva [104]. L'analyse a démontré que pour des mouvements fortement incohérents, les effets de passage d'onde peuvent être négligés. Pour des mouvements cohérents, le passage d'onde peut produire des réponses différentes comparées au cas d'excitation uniforme selon la configuration structurelle (modes) et la réponse examinée (déplacement, moment, force).

Harichandran et Wang [97] ont examiné les effets de la VSMS sur les réponses d'une poutre à deux travées. Le modèle de variabilité spatiale utilisé tient compte de la perte de cohérence et du passage d'onde. Les résultats ont montré que ces deux effets peuvent être importants sur les réponses et que pour des vitesses apparentes importantes (comparées à la longueur de la structure), l'effet de perte de cohérence est plus important. Les contraintes pseudo-statiques engendrées par l'excitation variable sont très importantes surtout pour des poutres rigides et le fait de les négliger est une erreur. La composante de la réponse due à la corrélation entre réponses dynamiques et pseudo-statiques peut aussi contribuer à la réponse totale et

spécialement pour les structure à rigidité modérée ou les deux composantes de corrélation contribuent de manière presque égale. Le chargement uniforme à la base n'excite pas les modes antisymétriques qui sont excités par un chargement variable. Pour les poutres à deux travées, il est nécessaire de considérer au moins les cinq premiers modes pour atteindre des réponses précises. Les corrélations entre les réponses modales et la prise en considération des modes supérieurs influent plus les réponses en déformées que les déplacements.

Ils concluent que l'hypothèse de chargement uniforme aux appuis peut être non conservative pour certaines poutres et conservative pour d'autres.

Loh et Ku [99] en proposant un spectre de réponse pour l'analyse des réponses de structures soumises à la VSMS, ont étudié une poutre à deux travées de différentes rigidités. Les réponses sous cinq cas d'excitation ont été discutées en considérant des conditions de sol identiques et différentes (les conditions de sol sous les appuis sont identique quand elles sont définies par une seule DSP, et différentes quand à chaque appui, une DSP est définie). La différence dans les conditions de site a été considérée uniquement dans les DSP différentes et non dans le modèle de fonction de cohérence qui décrit la VSMS sous les effets de perte de cohérence et de passage d'onde. Les résultats ont montré que les effets de la VSMS ne sont pas très significatifs comparés aux effets de conditions de site différentes. Les contributions des composantes pseudo-statiques et dynamiques aux réponses totales dépendent des fréquences fondamentales de la structure. La composante d'inter-corrélation entre les réponses dynamiques et pseudo-statiques peut toujours être négligée dans les calculs sans induire d'erreurs significatives.

Zembaty et Rutenberg [72] ont introduit une méthode simplifiée pour tenir compte des effets de site dans les réponses des structures soumise à la VSMS. L'effet de site est introduit dans la fonction de cohérence, en ajoutant un changement de phase, induit par des conditions de site différentes sous appuis, au changement de phase dû au passage d'onde. Les résultats ont montré que l'effet de site induit des résonnances additionnelles dues à l'amplification du sol, ce qui modifie les réponses sous cet effet comparées à l'effet de passage d'onde [102]. Ces modifications concernent les amplitudes et le contenu fréquentiel.

En conclusion, l'effet de la VSMS sur les structures étendues et symétriques induit des réponses pseudo-statiques et excite tous les modes de la structure, par contre l'excitation uniforme induit des réponses dynamiques (symétriques) seulement. Les études sur les effets de la VSMS sur ces les modèles de ponts continus (poutres continues multi-travées) n'ont pas tranché sur l'établissement d'un 'chargement uniforme équivalent' ayant le même effet sur la réponse des structures que le chargement variable spatialement et complexe pouvant être introduit dans la réglementation [128, 129]. Des études sur des ponts réels et plus complexes ont été effectuées.

Monti *et al.* [130], ont fait une étude pour répondre à la simple question : si les ponts sont dimensionnés sans les effets de la VSMS, supporteront t-ils des excitations variables aux appuis ? Le modèle de pont étudié est schématisé sur la figure II.6. Il est constitué de six travées continues de 50m chacune, appuyées sur cinq piles de même hauteur (H) et de même diamètres (2.5m). Le modèle a été dimensionné conformément à l'Eurocode 8, en excitation uniforme avec un pic d'accélération de $0.42g/q$, q étant le facteur de comportement, dans le sens transversal. Les paramètres considérés dans l'étude sont : 1) type de sol, 2) la rigidité de la structure traduite par la hauteur H , 3) le niveau de design donné par le facteur q , et 4) les paramètres de la fonction de cohérence (v_s/α et v_{app}). Les valeurs affectées à chaque paramètre sont données dans le tableau II.3

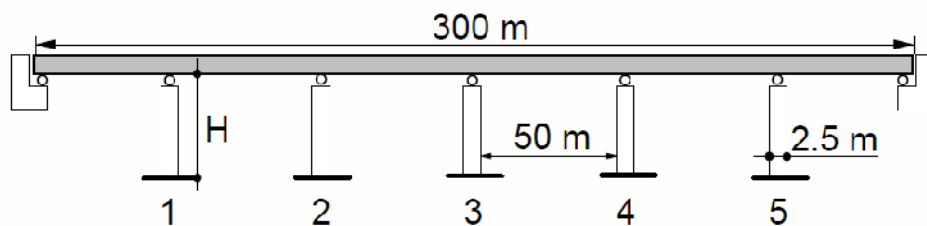


Figure II.6 : Modèle du pont

Tableau II.3 : Les valeurs considérées dans l'étude paramétrique

Paramètre	Valeurs			
	Ferme (F)		Moyen (M)	
Type de sol				
H (m)	7.5	10	15	
q	2	4	6	
v_s/α	300	600	∞	
v_{app}	300	600	1200	∞

Les résultats de l'analyse linéaire, ont conclu que les effets de la VSMS (la perte de cohérence, le passage d'onde et la combinaison des deux) mènent à des réponses conservatives en termes de forces de cisaillement dans les piles. Pour une hauteur des piles de 10m, l'étude a démontré que les effets de la VSMS vont dans le sens de la réduction de la demande en ductilité du déplacement dans les piles centrales et de l'augmentation dans les piles extrêmes. Ils concluent que pour cette configuration du pont et les modèles de VSMS utilisés, le dimensionnement sous excitations uniformes est conservateur. De façon générale, l'étude conclue que la VSMS a des effets bénéfiques sur la demande en ductilité. La plus grande réduction de cette ductilité se produit à des niveaux les plus élevés de perte de cohérence ($v_s/\alpha = 300$). Cependant, des conclusions différentes ont été tirées par Tzanetos *et al.* [125] qui ont analysés deux configurations de ponts basées sur le modèle de la figure II.7. Afin de pouvoir comparer leurs résultats à ceux de Monti *et al.*, les paramètres de V_{app} et de v_s/α utilisés sont comparables. Les réponses recherchées sont les déformations des piles, les forces de cisaillement à la base des piles et les moments dans le tablier. Les résultats de l'évaluation des réponses transversales du pont, soumis à l'un des scénarios de Monti *et al.* ($v_s/\alpha = 300m/s$ et $V_{app} = 600m/s$), ont montré que la VSMS mène à des demandes sismiques dans la structure, différentes que celles résultantes de l'excitation uniforme et peut parfois augmenter significativement les réponses de la structure. Des résultats similaires ont été observés dans le sens longitudinal. Il a été remarqué aussi qu'en général, la prise en compte de l'effet de perte de cohérence éclipse l'effet de passage d'onde. Tzanetos *et al.* ont identifié la dominance des modes supérieurs dans les réponses sous excitations variables. Ils ont conclu que les résultats de Monti *et al.* ne peuvent pas être généralisés car la structure considérée est symétrique. La VSMS peut induire des réponses supérieures à celles induites par une excitation uniformes et ce en fonction des caractéristiques des excitations variables, de la configuration du pont et des conditions d'appui. Ils suggèrent que la VSMS peut causer un des deux effets :

- Pour des ponts à tablier rigide et piles flexibles, les piles seront soumises à de fortes demandes en déformation, flexion et cisaillement.
- Pour des ponts à tablier flexible et piles rigides, le tablier sera soumis à des moments en plan excessifs.

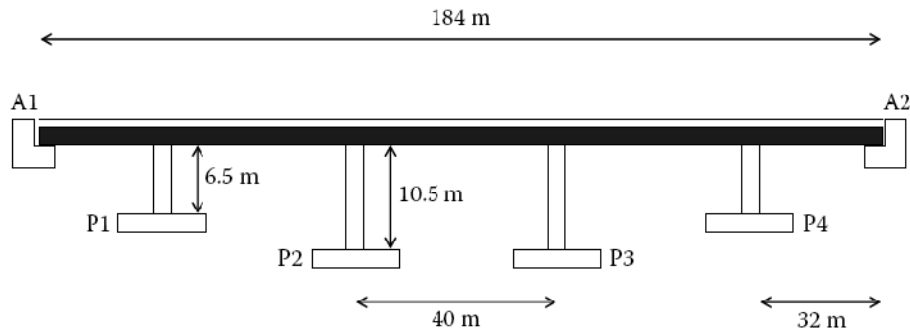


Figure II.7 : Modèle du pont étudié par Tzanetos *et al*

Shinozuka *et al* [126] ont mené des analyses non linéaires de sept ponts pour essayer de corrélérer la longueur des ponts avec les effets de la VSMS sur leurs réponses. Les résultats montrent que le pic de demande en ductilité des piles augmente substantiellement en présence de la VSMS et spécialement en cas de présence de conditions de sol différentes. En général, les effets de perte de cohérence sont plus importants que ceux de passage d'onde sans pour autant recommander de négliger ces derniers. Ils recommandent que : pour des ponts de longueur inférieure à 300-450m, implantés sur un site ayant des conditions uniformes, ils peuvent être dimensionnés en excitation uniforme (pratique actuelle). Par contre, les ponts de longueur supérieure, implantés en site à conditions uniformes et tous les ponts ayant des appuis ancrés dans des conditions de site variables ne doivent pas être dimensionnés conformément à la pratique actuelle, car cela risque de compromettre leur sécurité. Dans ce cas, ils proposent une procédure qui a été reprise par le code [128].

Saxena *et al.* [120] ont étendu l'étude de Shinozuka *et al* [126] pour analyser les effets de la VSMS sur le pont de Santa Clara en développant les courbes de fragilité. Cinq scénarios sismiques ont été considérés pour établir ces courbes. Les résultats étaient surprenants, le plus mauvais scénario pour le pont n'est pas le cas d'excitation variable en considérant les effets de perte de cohérence, passage d'onde et de conditions de site différentes mais le cas où les conditions de site sont uniforme et le sol meuble, associées aux effets de perte de cohérence et de passage d'onde. Ils concluent que la conception basée sur l'excitation uniforme est clairement non conservative pour le pont de Santa Clara.

Lupoi *et al* [113] ont fait une analyse non linéaire de ponts en utilisant les courbes de fragilité. Cette analyse fournit une investigation paramétrique plutôt complète sur les effets de la VSMS sur un large nombre de ponts à quatre travées égales, de géométries différentes ayant une longueur totale de 200m. A partir de la configuration de la figure II.8, 27 modèles différents ont été créés en variant : les sections du tablier et des piles, les hauteurs H_1 , H_2 et H_3 et le facteur de comportement. Quatre conditions de site ont été considérées : uniforme, ferme et trois combinaisons de site alternant le sol ferme et moyen ; trois paramètres de l'effet de perte de cohérence et trois vitesses apparentes ce qui constitue 36 scénarios sismiques.

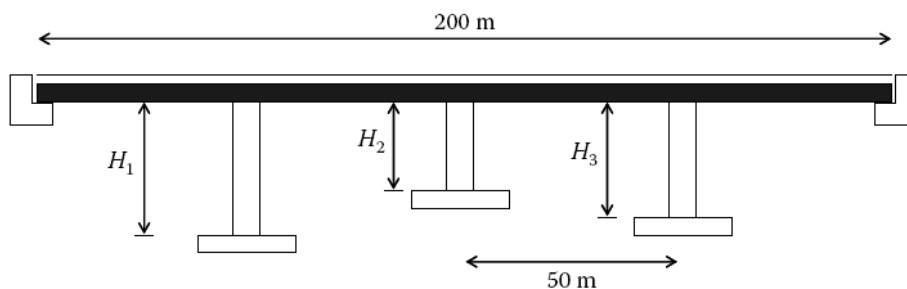


Figure II.8 : Modèle du pont étudié par Lupoi *et al*

Lupoi *et al* [113] ont conclu à partir de l'ensemble des modèles et des différents scénarios d'excitation que le cas d'excitation uniforme n'est pas le pire cas de chargement, d'une part, et que statistiquement, la VSMS réduit le niveau de sécurité fourni par une conception standard qui admet l'excitation uniforme. La variabilité dans les conditions de site d'un appui à l'autre, a un effet plus prononcé sur la probabilité de rupture que les effets de perte de cohérence et de passage d'onde.

Toutes les études citées, supposent les appuis fixes. Cette condition a été libérée par Sextos *et al* [123] dans leur étude paramétrique très méthodologique d'analyse non élastique de ponts tenant compte des effets de la VSMS, des conditions de site et de l'interaction sol-fondation-superstructure. Trois types de pont sont considérés : le premier de longueur totale de 200m qui coïncide avec l'un des ponts étudiés par Lupoi *et al* [113], le deuxième, de même forme mais de longueur double, et le troisième, de longueur 600m, est une triple superposition du premier pont. En combinant les variations de : la longueur de travées, les différentes hauteurs des piles, l'interaction voulue et le sens de l'excitation, Vingt modèles de ponts sont construit pour analyse. Vingt échantillons de mouvement de sol, de différents degrés de corrélation sont générés au rocher et propagés par la suite dans les couches de sol surmontant le rocher de manière unidimensionnelle. Pour chaque type de pont, l'analyse est effectuée sous neuf scénarios différents. Diverses conclusions ont été émises à partir des résultats de cette étude. L'analyse élastique a démontré que les effets combinés de la perte de cohérence et du passage d'onde sont significatifs seulement sur les ponts longs (longueur totale supérieure à 400m) ; La prise en compte des effets de conditions de site en plus de la VSMS dans l'excitation fait augmenter les réponses de 50% et parfois de 100%. Les réponses par l'analyse non-élastique ont été comparées dans les deux cas d'excitation : uniforme et variable en incluant tous les effets. La VSMS associée à un comportement non-élasticité de la structure, induit des réponses amplifiées par un facteur allant de 1 à 3.

Certains chercheurs ont analysé la relation entre la VSMS et les mouvements différentiels entre les travées des ponts. Ces mouvements sont à l'origine des chutes/ruptures des tabliers de ponts [131, 132, 133, 134]. Hao [134] a étudié les effets de divers paramètres de sol sur les réponses de pont pour déterminer les distances nécessaires (joints et longueurs d'appui) entre travées pour éviter les effets de martèlement et de chute. Un modèle de pont à deux travées de longueur différentes a été utilisé, la VSMS est considérée en variant la corrélation entre mouvements et des conditions de site différentes. Hao a conclu que les mouvements différentiels des travées dépendent du déplacement du sol ; Une longueur d'appui maximale est requise quand la fréquence naturelle du pont coïncide avec celle du mouvement du sol. Aussi, plus les mouvements sont moins corrélés plus une longueur plus importante est nécessaire ; Les écarts entre les caractéristiques vibratoires des travées adjacentes sont un facteur dominant dans l'apparition des mouvements différentiels, plus ces écarts sont réduits plus la VSMS devient le facteur dominant. Hao et ses collaborateurs [131, 132, 131], en évaluant les réponses non linéaires de ponts relativement courts ont indiqué que la VSMS peut affecter de manière significative les forces axiales dans les tabliers et les forces de martèlement entre la superstructure et les appuis (culées surtout). Chouw et Hao, [135, 136] ont étendu leurs travaux pour étudier l'influence de la VSMS, provenant d'une source proche, associé à l'interaction sol-structure (ISS) sur les réponses de ponts ayant des joints entre travées conventionnels. L'étude a démontré que les hypothèses d'excitation uniforme et de base fixe dans l'analyse et la conception ne sont pas suffisantes pour une estimation réaliste des forces dans la structure. En présence de l'ISS, même si le rapport des fréquences de travées adjacentes est proche de l'unité, le martèlement se manifeste ; Les ponts sur sols fermes sont soumis à plus de martèlement que ceux sur sols meubles ; L'augmentation du degré de corrélation cause des martèlements plus importants en général ; Les effets de la

VSMS, associées à l'ISS et des rapports de fréquences de travées adjacentes supérieurs à 0.6, amplifient le potentiel de dommage par martèlement. Afin de réduire ces dommages, Chou et Hao [136] ont remplacé les joints conventionnels par un système de joints modulaires et ont proposé une longueur optimale de ces joints qui doit être dans tous les cas supérieure à la longueur conventionnelle.

Zanardo *et al* [131] ont étudié le phénomène de martèlement associé aux réponses de ponts ayant des isolateurs à la base, soumis à des excitations variables. Les résultats ont montré que le fait de considérer la VSMS, les forces de martèlement peuvent atteindre des valeurs allant jusqu'à quatre fois celles induites par un mouvement uniforme à la base. Pour cela, le choix correct des amortisseurs doit tenir compte des déplacements relatifs calculés par analyse non linéaire induits par la VSMS.

Lou et Zerva [111] ont examiné l'influence de la VSMS sur les réponses longitudinales de pont court, à trois travées, par l'analyse linéaire et non linéaire dans le domaine temporel. Trois types d'excitation sont considérées : excitation variable due aux effets de perte de cohérence, passage d'onde et de conditions de sol variables, et deux excitations uniformes en considérant dans l'une le déplacement minimal et dans l'autre le déplacement maximal dans le sol sous la VSMS. L'analyse comparative des résultats a montré que le cas d'excitation uniforme avec le déplacement au sol maximal n'est pas toujours conservatif par rapport au cas de la VSMS. La VSMS induit forces axiales et de martèlement dans le tablier très importantes. La demande de ductilité en rotation est aussi supérieure.

Il n'est pas exceptionnel que les conclusions d'études citées dans cette synthèse ont un des points communs, les effets de la VSMS dépendent de la réponse recherchée, du point de la structure qui intéresse, des fréquences naturelles du système et que la généralisation n'est pas évidente. Les conclusions essentielles tirées à partir de cette revue des études sont :

1. Les effets de la VSMS sur les réponses des structures ne peuvent pas être isolés de leurs propriétés et configurations :
 - La VSMS induit des forces internes pseudo-statiques
 - Pour les ponts symétriques, l'excitation uniforme excite les modes symétriques par contre la VSMS excite les modes symétriques et antisymétriques.
 - La VSMS excite plus les modes supérieurs de la structure que l'excitation uniforme.
- 3 La perte de cohérence et le passage d'onde contribuent aux réponses des structures, leur combinaison peut accroître ou diminuer les effets sur les réponses car plus la perte de cohérence entre mouvements augmente, plus l'effet de passage d'onde s'éclipse. Le cas de chargement le plus défavorable n'est pas nécessairement le cas où les mouvements sont fortement incohérents et se propagent à de faibles vitesses.
- 4 Le choix d'un modèle de cohérence, de ses paramètres (α et V_{app}) est très important pour une estimation plus rigoureuse des réponses structurelles.
- 5 L'effet de la VSMS en présence de conditions de site différentes sur les réponses est prépondérant par rapport aux effets de perte de cohérence et de passage d'onde. Certaines études, notamment Sexena *et al*, ont démontré que dans le cas de site uniforme et ayant des conditions de sol meuble associé à la VSMS incluant la perte de cohérence et le passage d'onde les réponses longitudinales sont supérieures que dans le cas où les conditions de site varient, ceci est dû au contenu fréquentiel bas du sol meuble, associé au modèle de Harichandran et Vanmarcke qui est partiellement corrélé aux basses fréquences uniquement, un autre modèle aurait donné un résultat différent.

- 6 Il est nécessaire de faire des études tenant compte de tous les effets de la VSMS sur les réponses des structures pour une meilleure compréhension de la contribution relative de chaque effet et la contribution des effets combinés aux réponses.
- 7 En cas de conditions de sols uniformes, les effets de la VSMS peuvent être négligés pour des longueurs totales de structures inférieures à 400 m.
- 8 La modélisation de la VSMS dans les sites en multicouches et d'épaisseurs différentes est à enrichir dans les futures études, car les hypothèses simplificatrices utilisées dans certaines études revues peuvent sous-estimer le chargement sismique réel à chaque site.
- 9 Les différentes études citées utilisent différentes hypothèses de modélisation (types de jonction culée-tablier, tablier-pile, relative rigidité des poutres et piles, prise en compte ou pas de l'interaction sol-structure, modélisation des non linéarités). La modélisation différente des culées donne des distributions de demande différentes et la modélisation de la même structure avec différents outils donne des résultats significativement différents.
- 10 Les effets de la VSMS, associées à l'ISS et des rapports de fréquences de travées adjacentes, sont à l'origine des chutes/ruptures des tabliers de ponts par martèlements ou insuffisance des longueurs d'appui des tabliers sur les piles.

2.4 D'autres structures

Depuis les années 90, il a été reconnu que les fondations massives, rigides et larges, telles que celles des centrales nucléaires, soumises à la VSMS, tendent à réduire les réponses en translation en jouant le rôle de filtre. Luco et Wong [61], en se basant sur l'analyse de la propagation des ondes en milieux aléatoire d'Uscinski [62], ont dérivé le modèle de cohérence tenant compte explicitement des effets relatifs de perte de cohérence et de passage d'onde qu'ils ont appliqué aux fondations rigides, massives et larges. Les résultats indiquent que les réponses en translation des fondations sont plus faibles que les excitations incidentes. Les composantes rotationnelles peuvent apparaître importantes, elles augmentent en basses fréquences, où la perte de cohérence du mouvement augmente.

Parallèlement aux travaux de Luco et Wong [61], Harichandran [137] a conduit des travaux similaires pour déterminer les réponses en translation de fondations carrées et rigides soumises à la VSMS en utilisant le modèle de Harichandran et Vanmarcke [43]. Il conclue que la VSMS réduit les réponses en translation et que l'effet de passage d'onde est plus important que l'effet de perte de cohérence.

Récemment, Kim et Stewart [138] ont utilisé les amplitudes des fonctions de transfert de fondations circulaires et rectangulaires développées par Veletsos *et al* [139, 140] pour proposer une approche empirique qui permet d'estimer la réduction de l'excitation sur les fondations rigides, causée par les effets d'incohérence.

Il est clair donc que la considération de la VSMS est conservatrice dans les réponses des fondations rigides et larges (la réduction des réponses en translation est plus importante que l'augmentation des réponses en rotation).

Les barrages, par leur importance économique et leurs grandes dimensions doivent être dimensionnés vis-à-vis de la VSMS. Chen et Harichandran [91] ont mené une étude paramétrique de la réponse aléatoire du barrage en terre de Santa Felicia en Californie soumis aux effets de la VSMS, décrite par plusieurs modèles de cohérence intégrant les effets de perte de cohérence et de passage d'onde. L'évaluation qualitative des réponses stochastiques du barrage à des excitations variables décrite par plusieurs modèles a révélé que les contraintes maximales de cisaillement dépendent fortement du modèle de cohérence utilisé. Les modèles qui exhibent une décroissance forte aux basses fréquences (Harichandran et Vanmarcke [43], Hao *et al.* [30]) engendrent des réponses dominées par les composantes

pseudo-statiques et des contraintes très élevées comparées aux modèles à faible décroissance en basses fréquences [25, 61] qui induisent des réponses très proches de celles induites par une excitation uniforme. Chen et Harichandran [91] ont remarqué que le rapport entre la valeur maximale et minimale de contrainte peut dépasser 5 et concluent que les résultats de toute étude se basant sur un seul modèle de fonction de cohérence peuvent être erronés.

Bayraktar *et al.* [141, 142] ont analysé les effets de passage d'onde sur les réponses du barrage poids en béton de Sariyar en Turquie. La VSMS est introduite en variant les vitesses de propagation de 250m/s à l'infini (arrivée simultanée des ondes à tous les points de la fondation). Les résultats ont montré que les contraintes verticales et horizontales et de cisaillement dans la fondation augmentent avec la diminution des vitesses. A des sections du barrage, proches de la fondation, les contraintes horizontales augmentent et les contraintes verticales et de cisaillement restent non sensibles au passage d'onde. Dans le but d'analyser les effets de passage d'onde sur la pression hydrodynamique, Bayraktar *et al.* [141] ont soumis le même barrage à une propagation d'onde perpendiculaire à la précédente. Ils concluent que l'effet de passage d'onde influence légèrement le contenu fréquentiel de la pression hydrostatique et fait décroître considérablement ses amplitudes.

Alves et Hall [143, 144] ont analysé les effets de la VSMS sur les réponses non linéaires du barrage de Pacoima en utilisant les données sismiques enregistrées sur le barrage lors du séisme de San Fernando de 1971. Les résultats ont montré que malgré que les réponses induites par des excitations uniformes semblent être supérieures à celles induite par des excitations variables, le mode de distribution des contraintes et d'ouvertures des joints pour deux cas d'excitation est complètement différent. Cette différence provient de l'apparition de contraintes pseudo-statiques quand le chargement est variable. Ils concluent que puisque les effets pseudo-statiques dépendent des caractéristiques de l'excitation variable, une attention particulière doit entourer le choix et la sélection des mouvements à la base devant exciter les barrages, comme Chen et Harichandran [91] l'avait déjà signalé.

La conception sismique des structures enterrées telles que les tunnels et pipelines est reliée à la caractérisation des déformations sismique au sol [145, 50, 146, 147, 148, 149]. Ces déformations, imposées aux structures par leurs interactions avec le sol qui les entoure, ont été analysées depuis les années 60 par Newmark en se basant sur l'hypothèse de l'onde voyageuse', uniforme et homogène [76, 150, 146]. Les déformations maximales (axiales et rotationnelles) induites dans ces structures sont estimées à partir des déformations maximales du sol ; Ces dernières sont donnés par le rapport des la vitesse maximales horizontale dans un sens (longitudinal ou transversal) et la vitesse apparente correspondante. Il est à noter qu'à l'origine, c'est le souci de conception des pipelines qui a poussé à identifier les vitesses apparents de propagation des ondes. Des études ont été menées pour estimer le champ de déformations sismiques (axiales, de rotation, de torsion et de cisaillement) de manière analytique et en utilisant les données d'enregistrements dans les réseaux [151, 152, 153, 154, 155, 156, 157, 158, 159, 160, ...]. Trifunac [159, 160] a développé une méthodologie pour la génération d'accélération synthétiques de translation et de rotation ainsi que des déformations en surface du sol, en se basant sur l'hypothèse que la totalité de l'énergie sismique est contenue par les ondes de surface. Castellani et Boffi [154, 155] ont démontré que même des ondes de volume contribuent, en se basant sur des enregistrements réels d'Impérial Valley en 1979. Cette méthodologie a été reprise et étendue par Lee [161, 162], Lee et Trifunac [163, 164], ils ont étendu la méthodologie de Trifunac pour générer les composantes de rocking (balancement) du champ d'ondes, causées par les ondes de Rayleigh et les composantes de torsion causées par les ondes de Love. En se basant sur des mesures de déformations dans les pipelines durant des séismes, Sakurai et Takahashi [165] ont suggéré que pour des pipelines à petits diamètre, les contraintes axiales dominant mais pour des

diamètres plus importants, les contraintes de flexion doivent être ajoutées aux contraintes axiales. Les résultats d'O'Rourke *et al.* [53] ont montré qu'il existe un décalage temporel de croisement de 0.6sec, en dessous de ce décalage, les déformations sont dues aussi bien au passage d'onde qu'à l'effet de perte de cohérence. En dessus, les déformations sont gouvernées par l'effet de passage d'onde. En simulant les déformations à partir de champ aléatoire homogène et stationnaire, Zerva [166] a suggéré des conclusions similaires. Hao [95] a fait une analyse paramétrique sur les effets de perte de cohérence et de passage d'onde sur les mouvements de torsion en déterminant la densité spectrale de puissance du mouvement de torsion à partir de mouvements de translation variables spatialement. Ils ont noté que les effets de passage d'onde et de perte de cohérence sur le spectre de torsion sont similaires à leurs effets sur les déformations longitudinales, plus les vitesses apparentes diminuent plus la contribution de cet effet devient dominante. Laouami et al [71, 167] ont émis les mêmes conclusions sur les effets de perte de cohérence et de passage d'onde sur les caractéristiques des mouvements de torsion évaluées à partir d'enregistrements du réseau LSST.

Nelson et Weidlinger [168] ont étudié les effets de la propagation des mouvements sismiques sur la réponse axiale de segments de pipelines ayant des joints mous, en introduisant le 'spectre de réponse d'interface (SRI)'. L'approche est basée sur le mouvement différentiel de deux segments rigides de pipeline (à deux degrés de liberté), connectés par un joint mou ayant une rigidité et un amortissement et appuyés sur le sol par des ressorts. Pour développer le SRI, les auteurs supposent le mouvement à un appui et à l'autre le même mouvement retardé par le temps de propagation du mouvement entre appuis. Ce temps est exprimé par L/c , où L est la distance entre appui de pipeline et c est la vitesse apparente de l'onde prédominante dans le mouvement. Ce modèle a été repris par Zerva *et al.* [105, 167] pour évaluer les effets de la VSMS sur les réponses axiales, transversales, horizontales et verticales du pipeline en utilisant la théorie des vibrations aléatoires. Ils utilisent le filtre de Clough et Penzien et le modèle de perte de cohérence de Harichandran et Vanmarcke pour décrire la VSMS. A partir de la DSP du déplacement différentiel entre les segments du pipeline, déterminée analytiquement, la moyenne carrée du déplacement différentiel est calculé. Plus la longueur entre segment est importante plus le déplacement relatif entre segments est important.

Hindy et Novak [50] ont évalué les effets de la VSMS sur les réponses dans les directions axiale et latérale de pipeline continu en utilisant la théorie des vibrations aléatoires. Ils utilisent le filtre de Clough et Penzien et leur modèle de perte de cohérence pour décrire la VSMS. Le modèle de pipeline est continu, libre à ses extrémités dans le sens longitudinal et supporté par des fondations élastiques. A partir des DSP des réponses à n'importe quelle section du pipeline, déterminées analytiquement, les moyennes carrées des réponses sont calculés. Les réponses calculées sont : déplacements axial et transversal, contraintes axiale et de flexion. Ils concluent que 1) la vitesse des ondes S n'affecte pas les contraintes dans les pipelines sauf ses faibles valeurs, 2) le facteur d'incohérence influence fortement les contraintes, 3) quand le pipeline est long, l'effet de sa longueur intervient légèrement dans les réponses, par contre pour les courtes longueurs, les contraintes sismiques décroissent, 4) les contraintes axiales diminuent avec l'augmentation du rayon et les contraintes de flexion restent influençables par le rayon.

2.2 Conclusion

L'analyse bibliographique sur les effets de la VSMS sur les réponses des structures nous a permis de dégager certaines remarques et conclusions :

1. L'évaluation des réponses sous la VSMS est basée beaucoup plus sur la théorie des vibrations aléatoires, stationnaire ou non. Ceci présente l'avantage d'évaluer

- directement les réponses probabilistes de la structure à partir de la caractérisation stochastique de l'excitation et l'inconvénient de sa limitation aux méthodes linéaires.
2. La VSMS ne peut pas être négligée lors de l'évaluation des réponses sismiques des structures étendues telles que les ponts, barrages, pipelines,...
 3. Les effets de la VSMS sur les réponses des structures ne peuvent pas être isolés de leurs propriétés et configurations :
 - La VSMS induit des forces internes pseudo-statiques
 - Pour les structures symétriques, l'excitation uniforme excite les modes symétriques par contre la VSMS excite les modes symétriques et antisymétriques.
 - La VSMS excite plus les modes supérieurs de la structure que l'excitation uniforme.
 4. La perte de cohérence et le passage d'onde contribuent aux réponses des structures, la combinaison des deux effets peut accroître ou diminuer les effets sur les réponses car plus la perte de cohérence entre mouvements augmente, plus l'effet de passage d'onde s'éclipse. Le cas de chargement le plus défavorable n'est pas nécessairement le cas où les mouvements sont fortement incohérents et se propagent à de faibles vitesses.
 5. Le choix d'un modèle de cohérence, de ses paramètres (α et V_{app}) est très important pour une estimation plus rigoureuse des réponses structurelles.
 6. La considération de la VSMS (associée à l'ISS cinématique) est conservatrice dans les réponses des fondations rigides et larges. Les réponses en translation sont réduites mais des réponses en rotation apparaissent (la réduction des réponses en translation est plus importante que l'augmentation des réponses en rotation).
 7. L'effet de passage d'onde est prépondérant dans l'analyse des pipelines.
 8. En cas de conditions de sols uniformes, les effets de la VSMS peuvent être négligés pour des longueurs totales de structures inférieures à 400 m.
 9. Les effets de la VSMS, associées à l'ISS et des rapports de fréquences de travées adjacentes, sont à l'origine des chutes/ruptures des tabliers de ponts par martèlements ou insuffisance des longueurs d'appui des tabliers sur les piles.

Notre travail de recherche tient compte de ces conclusions et surtout des points suivants :

- Les effets de la VSMS sont subis différemment par les structures, selon leurs catégories.
- La modélisation de la VSMS, en termes d'amplitudes et de phase est une étape importante, le choix d'un modèle peut induire des réponses de la structure différentes de celles qu'aurait induites un autre modèle.
- L'effet de site est aussi important que la perte de cohérence et le passage d'onde mais reste complexe et très peu pris dans les calculs.
- Il est admis que plus les conditions de sol diffèrent d'un appui à l'autre plus les réponses sont importantes.
- Pour certains auteurs, en présence de conditions de site différentes, les effets de la VSMS sur les réponses se réduisent à cet effet.

La modélisation de la VSMS dans les sites ayant des propriétés géotechniques différentes est à enrichir. Nous proposons d'utiliser un modèle de cohérence via les fonctions de transfert des colonnes de sol sous les appuis de la structure. Ce modèle n'a jamais été utilisé dans ce genre d'analyse. Les fonctions sont exprimées analytiquement et traduisent les divers degrés d'inhomogénéité de chaque profil. Les paramètres des filtres de Kanai-Tajimi peuvent être facilement déterminés à partir de ces fonctions. Ce modèle permettra de mener une étude paramétrique originale concernant les effets de site sur les réponses maximales le long d'une poutre continue à deux travées, en se basant sur l'hypothèse que les appuis extrêmes sont fondés sur un sol ferme et l'appui intermédiaire sur différentes colonnes de sol ayant divers degrés d'inhomogénéité.

PARTIE III

**Réponses stochastiques des structures soumises à des excitations
sismiques variables**

3

Réponses stochastiques des structures soumises à des excitations sismiques variables

1. Introduction

La théorie des vibrations aléatoires a été utilisée pour l'examen des effets de la VSMS sur les structures importantes et étendues, pour la première fois, au début des années 70 par Sandi [169]. Hindy et Novak [50, 56] ont présenté la première analyse stochastique de systèmes de pipelines soumis aux mouvements sismiques incohérents. Abdel-Ghaffar et Rubin [79, 80] ont évalué la réponse stochastique vibratoire de ponts suspendus soumis aux mouvements sismiques enregistrés à différentes stations.

Dans cette partie, nous allons nous intéresser aux réponses de structures multi supportées via le concept de vibrations aléatoires stationnaires, linéaire. Pour un système soumis à des excitations sismiques à moyennes nulles (accélérations par exemple), représentées par leurs densités spectrales de puissance (DSP), sa réponse sera à moyenne nulle et décrite par sa DSP. Cette DSP pourra être utilisée pour évaluer la racine carrée de la moyenne carrée (RMS) de la réponse (qui nous renseigne sur la réponse maximale). Le passage de la spécification des excitations aux appuis par des DSP au spectre de réponse (le plus utilisé) constitue une approche très attractive en engineering. Beaucoup d'efforts ont été fait dans ce sens pour l'analyse des réponses des structures multi-appuis soumises aux effets de la VSMS [85, 170, 48, 171, 172, 173, 99, 174].

Dans la présente thèse, nous avons détaillé et utilisé la méthode présentée par Der Kiureghian et Neuenhofer [48], appelée MSRS (Multiple Support Response Spectra), pour l'évaluation des réponses qui sont données en terme de la moyenne des maxima (pics).

Pour se faire, nous allons décrire l'approche de vibrations aléatoires pour l'évaluation des réponses de systèmes discrets, multi-appuis et à plusieurs degrés de liberté, dans une première partie. Une partie de notre application concerne les systèmes de poutres continues, nous nous intéresserons à l'évaluation des réponses de système de poutres continues multi-appuis.

2. Equation du mouvement des systèmes multi appuis

2.1 Système discrets

L'objectif du présent travail est d'analyser les effets de corrélation partielle sur les réponses des structures, ceci est mené sous les hypothèses suivantes :

- Les sollicitations sismiques sont modélisées de manière probabiliste à partir d'un champ aléatoire spatio-temporel homogène. L'excitation et la réponse sont des processus stationnaires Gaussiens à moyenne nulle. Cette stationnarité est justifiée tant que la période fondamentale de la structure reste faible par rapport à la durée de l'excitation.
- La variation du mouvement sismique d'un point à l'autre est caractérisée par la fonction d'inter densité spectrale de puissance des accélérations de sol. Cette fonction est liée à la fonction de densité auto-spectrale par l'intermédiaire de la fonction de cohérence
- Les excitations dans les trois directions orthogonales sont non corrélées, les réponses de la structure pour chaque direction peuvent être évaluées indépendamment.
- Les structures ont des caractéristiques déterministes, se comportent de manière linéaire élastique, et les excitations sont celles du champ libre (les effets de l'interaction sol-structure sont négligés), décrites par leurs densités spectrales de puissance et un modèle de cohérence.

La réponse totale de la structure peut être obtenue en superposant toutes celles induites par chaque excitation agissant sur un seul appui. La structure est discrétisée en éléments finis. Pour des considérations de simplicité, la formulation des équations de mouvement tient compte seulement d'une seule composante sismique.

L'équation du mouvement d'un système structurel peut s'écrire:

$$\begin{bmatrix} [M_s] & [M_{sg}] \\ [M_{gs}] & [M_g] \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \{\ddot{D}_s\} \\ \{\ddot{D}_g\} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} [C_s] & [C_{sg}] \\ [C_{gs}] & [C_g] \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \{\dot{D}_s\} \\ \{\dot{D}_g\} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} [K_s] & [K_{sg}] \\ [K_{gs}] & [K_g] \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \{D_s\} \\ \{D_g\} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \{0\} \\ \{R_g\} \end{Bmatrix} \quad (\text{III. 1})$$

Où $[M]$, $[C]$ et $[K]$ sont les matrices masse, amortissement et rigidité respectivement. Les indices s , g et gs font référence à la structure, au sol et aux termes de couplage respectivement. $\{D\}$, $\{\dot{D}\}$ et $\{\ddot{D}\}$ sont les vecteurs : déplacement absolu, vitesse et accélération respectivement. $\{R_g\}$ est le vecteur force de réaction dans les supports.

Cette partition de l'équation (III.1) représente d'une part l'équation du mouvement:

$$[M_s]\{\ddot{D}_s\} + [C_s]\{\dot{D}_s\} + [K_s]\{D_s\} = -[M_{sg}]\{\ddot{D}_g\} - [C_{sg}]\{\dot{D}_g\} - [K_{sg}]\{D_g\} \quad (\text{III. 2})$$

et d'autre part l'équation permettant la détermination des forces de réaction:

$$[M_{gs}]\{\ddot{D}_s\} + [M_g]\{\ddot{D}_g\} + [C_{gs}]\{\dot{D}_s\} + [C_g]\{\dot{D}_g\} + [K_{gs}]\{D_s\} + [K_g]\{D_g\} = \{R_g\} \quad (\text{III. 3})$$

En considérant l'hypothèse de linéarité, la réponse totale de la structure peut être obtenue en superposant toutes les réponses individuelles dues à l'excitation en chaque appui. Dans ce cas, les matrices de masse, amortissement et rigidité deviennent des vecteurs exprimant les forces développées dans les degrés de liberté actifs par le mouvement du support.

L'équation (III.2) devient:

$$[M_s]\{\ddot{D}_s\} + [C_s]\{\dot{D}_s\} + [K_s]\{D_s\} = -\{m_{sg}\}\{\ddot{D}_g\} - \{c_{sg}\}\{\dot{D}_g\} - \{k_{sg}\}\{D_g\} \quad (\text{III. 4})$$

Où $\{m_{sg}\} = [M_{sg}]\{i_k\}$, $\{c_{sg}\} = [C_{sg}]\{i_k\}$, $\{k_{sg}\} = [K_{sg}]\{i_k\}$, avec $\{i_k\}$ le $k^{\text{ème}}$ vecteur colonne de la matrice identité.

Pour résoudre cette équation, il convient de décomposer la réponse totale $\{D_s\}$ en une composante pseudo-statique $\{D_s^s\}$ et une composante dynamique $\{D\}$.

$$\{D_s\} = \{D\} + \{D_s^s\} \quad (\text{III.5})$$

En substituant l'équation (III.5) dans l'équation (III.4), on obtient:

$$\begin{aligned} [M_s]\{\ddot{D}\} + [C_s]\{\dot{D}\} + [K_s]\{D\} = & -[M_s]\{\ddot{D}_s^s\} - [C_s]\{\dot{D}_s^s\} - [K_s]\{D_s^s\} \\ & -\{m_{sg}\}\{\ddot{D}_g\} - \{c_{sg}\}\{\dot{D}_g\} - \{k_{sg}\}\{D_g\} \end{aligned} \quad (\text{III.6})$$

Le déplacement pseudo-statique s'obtient à partir de l'équation d'équilibre statique de la structure c'est à dire en omettant les termes dynamiques dans l'équation (III.6)

$$[K_s]\{D_s^s\} = -\{k_{sg}\}\{D_g\} \quad (\text{III.7})$$

soit:

$$\{D_s^s\} = \{r_k\}\{D_g\} \quad (\text{III.8})$$

Où $\{r_k\}$ désigne le vecteur d'influence pseudo-statique correspondant au degré de liberté k et donné par:

$$\{r_k\} = -[K_s]^{-1}\{k_{sg}\} \quad (\text{III.9})$$

Finally, en injectant l'équation (III.9) dans (III.6) on obtient:

$$\begin{aligned} [M_s]\{\ddot{D}\} + [C_s]\{\dot{D}\} + [K_s]\{D\} = & -([M_s]\{r_k\} + \{m_{sg}\})\{\ddot{D}_g\} - ([C_s]\{r_k\} + \{c_{sg}\})\{\dot{D}_g\} \\ & = \{P_{eff}\} \end{aligned} \quad (\text{III.10})$$

Si la matrice d'amortissement est proportionnelle à la matrice de rigidité, les termes dépendant de la vitesse dans le chargement de l'équation (III.10), s'annulent aussi. Dans ce cas, la force sismique effective qui agit sur la structure est:

$$\{P_{eff}\} = -([M_s]\{r_k\} + \{m_{sg}\}) \quad (\text{III.11})$$

En général, un spectre de réponse accompagné d'une règle de combinaison modale, constitue une approche modalo-spectrale pour le calcul des structures parasismique. Pour des structures complexes (étendues par exemple), pour lesquelles ces modèles sont inadéquats, l'introduction de termes tenant compte des effets d'inter-corrélations modales et des effets de la variabilité spatiale du mouvement sismique devient nécessaire. Dans cette partie, une formulation générale de la réponse totale maximale des structures soumises à des excitations d'appuis multiples est utilisée [48, 170, 173]. Cette formulation est basée sur la théorie des vibrations aléatoires.

La méthode spectrale nécessite l'utilisation de l'approche modale. En utilisant la transformation $\{D\} = [\Phi]\{y\}$ dans l'équation (III.10), où $[\Phi]$ est la matrice modale et $\{y\}$ est le vecteur des déplacements généralisés. Les équations découplées du mouvement sont obtenues :

$$\ddot{y}_i + 2\xi_i\omega_i\dot{y}_i + \omega_i^2y_i = \sum_{k=1}^m \beta_{ki}\ddot{D}_{gk} \quad (\text{III.12})$$

ou l'indice k fait référence au degré de liberté associé à l'appui et i désigne le mode i , ω_i , ξ_i $i=1,n$ sont les fréquences naturelles et les taux d'amortissement modaux de la structure, m est le nombre de points d'appuis de la structure et β_{ki} est le facteur de participation modale donné par :

$$\beta_{ki} = - \frac{\{\phi_i\}^T ([M_s]\{r_k\} + \{m_{sg}\})}{\{\phi_i\}^T [M_s]\{\phi_i\}} \quad (III.13)$$

En normalisant la réponse modale $s_{ki}(t)$ telle que $y_i(t) = \sum_{k=1}^m \beta_{ki} s_{ki}(t)$, l'équation (III.12) s'écrit :

$$\ddot{s}_{ki} + 2\xi_i \omega_i \dot{s}_{ki} + \omega_i^2 s_{ki} = \ddot{D}_{gk} \quad (III.14)$$

Toutes les réponses de la structure qui nous intéressent $z(t)$ (déplacement, contrainte, effort interne,...) sont linéairement exprimées en fonction des déplacements modaux [48] :

$$z(t) = \{q\}^T \{D_s(t)\} = \{q\}^T (\{D_s^s\} + \{D\}) \quad (III.15)$$

$\{q\}$ est un vecteur de transfert dépendant de la géométrie et des propriétés mécaniques de la structure.

En substituant les composantes pseudo-statiques de l'équation (III.8) et les composantes dynamiques en termes de réponses modales normalisées ($\{D\} = [\emptyset]\{y\}$), dans l'équation (III.15), celle-ci devient :

$$z(t) = \sum_{k=1}^m a_k D_{gk}(t) + \sum_{k=1}^m \sum_{i=1}^n b_{ki} s_{ki}(t) \quad (III.16)$$

Où a_k est le coefficient d'influence effectif et b_{ki} est le facteur de participation modale effectif, donnés respectivement par :

$$a_k = \{q\}^T \{r_k\}, \quad k = 1, \dots, m \quad (III.17)$$

$$b_{ki} = \{q\}^T \{\phi_i\} \beta_{ki}, \quad k = 1, \dots, m; \quad i = 1, \dots, n \quad (III.18)$$

Il est important de noter que a_k et b_{ki} sont des fonctions qui dépendent uniquement des propriétés de la structure, et $s_{ki}(t)$ dépend uniquement de la $i^{ème}$ fréquence modale, du taux d'amortissement et de l'input sismique au $k^{ème}$ appui. Il est à noter que la première sommation de la partie droite de l'équation (III.16) représente la composante pseudo-statique de la réponse et le terme en double sommation représente la composante dynamique.

2.2 Système continu (poutres continues)

Le modèle structurel de poutre continue multi appuis est présenté ici pour sa simplicité et son utilisation par divers chercheurs pour l'investigation des effets de VSMS sur les structures étendues [97, 99, 103,...] d'une part et d'autre part, une partie de notre application est faite sur ce système.

L'équation du mouvement du système de la figure III.1 dans la direction transversale est donnée par :

$$M_s \frac{\partial^2 D_s(x, t)}{\partial t^2} + C_s \frac{\partial D_s(x, t)}{\partial t} + EI \frac{\partial^4 D_s(x, t)}{\partial x^4} = 0 \quad (III.19)$$

Où $D_s(x, t)$ indique le déplacement total, M_s la masse par unité de longueur, C_s l'amortissement, E le module d'élasticité, I le moment d'inertie et x indique la coordonnée le long de l'axe de la poutre. Comme indiqué dans la section précédente, le déplacement total est décomposé en composantes pseudo-statique et dynamique :

$$D_s(x, t) = D(x, t) + D_s^s(x, t) \quad (III.20)$$

La composante pseudo-statique est exprimée en fonction des déplacements aux appuis :

$$D_s^s(x, t) = \sum_{k=1}^M r_k(x) D_{gk}(t) \quad (III. 21)$$

Où $r_k(y)$ est une fonction de forme obtenue pour un déplacement unitaire au support k , $D_{gk}(t)$ est le déplacement du sol à l'appui k et M est le nombre d'appuis.

En substituant les équations III.20 et III.21 dans III.19, et en considérant l'hypothèse de faible amortissement, nous obtenons l'équation du mouvement de la structure :

$$M_s \ddot{D}(x, t) + C_s \dot{D}(x, t) + EID^{IV}(x, t) \cong -M_s \sum_{k=1}^M r_k(x) D_{gk}(t) \quad (III. 22)$$

L'exposant IV indique la quatrième dérivée de $D(x, t)$ par rapport à x .

En considérant la décomposition modale, la composante dynamique du déplacement s'écrit :

$$D(x, t) = \sum_{i=1}^N \phi_i(x) y_i(t) \quad (III. 23)$$

Où $\phi_i(x)$ désigne la forme modale du mode i et indique $y_i(t)$ les coordonnées généralisées du même mode, N est le nombre de modes considérés dans l'analyse. Les fréquences naturelles ω_i et les formes modales $\phi_i(x)$ du système sont évaluées à partir des conditions aux limites de la poutre continue (déplacements nuls aux appuis, continuité de la déformation et moments fléchissants à gauche et à droite de chaque appui et moments nuls aux extrémités).

En considérant les propriétés d'orthogonalité des formes modales, l'équation du mouvement du mode i s'écrit exactement de la même manière avec l'équation III.12.

Le facteur de participation modale β_{ki} du mode i et l'excitation à l'appui k est donné par :

$$\beta_{ki} = - \frac{\int_0^L r_k(x) \phi_i(x) dx}{\int_0^L [\phi_i(x)]^2 dx} \quad (III. 24)$$

Les réponses modales peuvent être normalisées comme dans le cas des systèmes discrets ou bien, il suffira de trouver la réponse en termes de déplacement, les autres réponses sont une combinaison du déplacement.

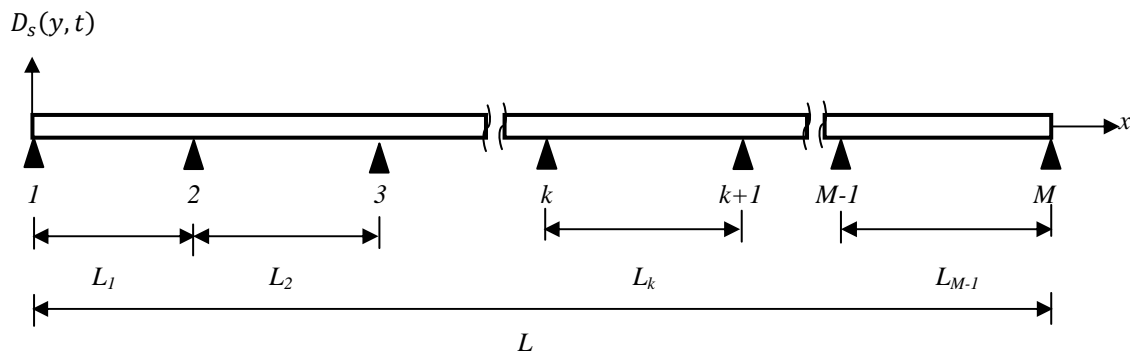


Figure III.1 : Modèle de poutres continues sur M appuis

3. Evaluation de la moyenne carré de la réponse

Il est à rappeler que les excitations aux supports sont des processus stochastiques stationnaires à moyenne nulle, et que la réponse pour chaque mode est également stationnaire. En utilisant l'équation (III.16), la densité spectrale de la réponse peut s'écrire sous la forme :

$$S_{zz}(\omega) = \sum_{k=1}^m \sum_{l=1}^m a_k a_l S_{D_{gk}D_{gl}}(\omega) + 2 \sum_{k=1}^m \sum_{l=1}^m \sum_{j=1}^n a_k b_{lj} H_j(\omega) S_{D_{gk}\ddot{D}_{gl}}(\omega) + \sum_{k=1}^m \sum_{l=1}^m \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^n b_{ki} b_{lj} H_i^*(\omega) H_j(\omega) S_{\ddot{D}_{gk}\ddot{D}_{gl}}(\omega) \quad (III.25)$$

Où $S_{xy}(\omega)$ est l'inter densité spectrale des deux processus x et y , elle est reliée aux fonctions d'auto densité spectrale de puissance aux supports k et l par la relation suivante :

$$S_{\ddot{D}_{gk}\ddot{D}_{gl}}(\omega) = \gamma_{kl}(d_{kl}, \omega) \sqrt{S_{\ddot{D}_{gk}}(\omega) S_{\ddot{D}_{gl}}(\omega)} \quad (III.26)$$

A noter que :

$$S_{D_{gk}D_{gl}}(\omega) = \omega^{-4} S_{\ddot{D}_{gk}\ddot{D}_{gl}}(\omega) \quad (III.27)$$

$$S_{D_{gk}\ddot{D}_{gl}}(\omega) = \omega^{-2} S_{\ddot{D}_{gk}\ddot{D}_{gl}}(\omega) \quad (III.28)$$

$\gamma_{kl}(d_{kl}, \omega)$ est la fonction de cohérence qui décrit la variabilité spatiale de l'excitation sismique entre les deux stations k et l , elle dépend de la fréquence et de la distance entre appuis d_{kl} .

$H_i(\omega)$ est la fonction de transfert fréquentielle du mode i définie par :

$$H_i(\omega) = [\omega_i^2 - \omega^2 + 2i\xi_i\omega_i\omega]^{-1} \quad (III.29)$$

En intégrant l'équation (III.25) de $-\infty$ à $+\infty$ la moyenne carrée de la réponse totale est obtenue :

$$\sigma_z^2 = \sum_{k=1}^m \sum_{l=1}^m a_k a_l \rho_{D_{gk}D_{gl}} \sigma_{D_{gk}} \sigma_{D_{gl}} + 2 \sum_{k=1}^m \sum_{l=1}^m \sum_{j=1}^n a_k b_{lj} \rho_{D_{gk}S_{lj}} \sigma_{D_{gk}} \sigma_{S_{lj}} + \sum_{k=1}^m \sum_{l=1}^m \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^n b_{ki} b_{lj} \rho_{S_{ki}S_{lj}} \sigma_{S_{ki}} \sigma_{S_{lj}} \quad (III.30)$$

$\rho_{D_{gk}D_{gl}}$ est le coefficient d'inter-corrélation entre le déplacement du sol aux appuis k et l , il dépend de la fonction d'inter densité spectrale de puissance des déplacements $D_{gk}(t)$ et $D_{gl}(t)$ et de leur auto densités spectrales. Il est égal à l'unité dans le cas d'excitation uniforme. En présence de la VSMS, ce coefficient est contrôlé par la lente décroissance du modèle de perte cohérence à des fréquences basses (<1 Hz) qui dominent les déplacements. Il diminue aussi en fonction de la flexibilité du sol dans le cas des conditions de sol uniformes sous les appuis. Il est donné par :

$$\rho_{D_{gk}D_{gl}} = \frac{1}{\sigma_{D_{gk}} \sigma_{D_{gl}}} \int_{-\infty}^{+\infty} S_{D_{gk}D_{gl}}(\omega) d\omega \quad (III.31)$$

$\rho_{D_{gk}S_{lj}}$ est le coefficient d'inter-corrélation entre le déplacement de l'appui k ($D_{gk}(t)$) et la réponse d'un oscillateur (ω_j, ξ_j) à l'appui l . Il dépend donc des caractéristiques dynamiques

du sol et celles de l'oscillateur ainsi que de la fonction définissant la variabilité du mouvement sismique. Il est relativement significatif pour les modes à faibles fréquences. Il est donné par :

$$\rho_{D_{gk}S_{lj}} = \frac{1}{\sigma_{D_{gk}}\sigma_{S_{lj}}} \int_{-\infty}^{+\infty} H_j(\omega) S_{D_{gk}\ddot{D}_{gl}}(\omega) d\omega \quad (III. 32)$$

$\rho_{S_{ki}S_{lj}}$ est le coefficient d'inter-corrélation entre la réponses de l'oscillateur (ω_i, ξ_i) à l'appui k et de l'oscillateur (ω_j, ξ_j) à l'appui l . Il dépend des paramètres dynamiques des deux oscillateurs, des densités spectrales des accélérations $\ddot{D}_{gk}(t)$ et $\ddot{D}_{gl}(t)$ et de la fonction de cohérence. Il est donné par :

$$\rho_{S_{ki}S_{lj}} = \frac{1}{\sigma_{S_{ki}}\sigma_{S_{lj}}} \int_{-\infty}^{+\infty} H_i^*(\omega) H_j(\omega) S_{\ddot{D}_{gk}\ddot{D}_{gl}}(\omega) d\omega \quad (III. 33)$$

Ces différents coefficients et leurs effets sur les réponses seront détaillés par la suite.

$\sigma_{D_{gk}}$ et $\sigma_{S_{ki}}$ sont les variances du déplacement du sol $D_{gk}(t)$ et de la réponse modale normalisée $S_{ki}(t)$ respectivement. Elles sont données par les intégrales :

$$\sigma_{D_{gk}}^2 = \int_{-\infty}^{+\infty} S_{D_{gk}D_{gk}}(\omega) d\omega \quad (III. 34)$$

$$\sigma_{S_{ki}}^2 = \int_{-\infty}^{+\infty} |H_i(\omega)|^2 S_{\ddot{D}_{gk}\ddot{D}_{gk}} d\omega \quad (III. 35)$$

4. Evaluation des réponses stochastiques maximales

Comme indiqué dans l'introduction, l'avantage de la théorie des vibrations aléatoires est qu'une simple analyse suffit pour estimer les propriétés stochastiques de n'importe quelle réponse de la structure qui nous intéresse. Cette approche est beaucoup plus intéressante dans les applications si les densités spectrales des excitations sont remplacées par des spectres de réponses. Afin d'intégrer les spectres de réponse dans les réponses des structures multi-appuis, énormément d'efforts et de recherches ont été faits [86, 170, 48, 171, 172, 99, 174]. Yamamura et Tanaka [83] ont regroupé les mouvements aux appuis en sous groupes parfaitement corrélés, Dong et Wieland [171] ont proposé plusieurs règles de combinaison et les résultats sont comparés aux réponses maximales temporelles. Berrah et Kausel [170] ont proposé des spectres de réponses à chaque appui, modifiés pour tenir compte des effets de perte de cohérence, les composantes pseudo-statiques et les composantes d'inter-corrélation avec les composantes dynamiques n'ont pas été considérées.

Der Kiureghian et Neuenhofer [48] ont présenté une méthode de spectre de réponse pour les structures soumises à des excitations multiples, en se basant sur le fait que la valeur moyenne de la réponse maximale (espérée) d'un processus aléatoire Gaussien à moyenne nulle peut être exprimée en termes de sa valeur racine carrée de la moyenne carrée et le facteur de pics [175, 176].

Soit $u_{k,max} = E[\max|D_{gk}(t)|]$, la valeur moyenne des maxima du déplacement au support k et $D_k(\omega_i, \xi_i) = E[\max|S_{ki}(t)|]$, l'ordonnée spectrale moyenne pour $\omega = \omega_i$ et $\xi = \xi_i$ $D_k(\omega_i, \xi_i)$ représentant la réponse en déplacement relatif maximum d'un l'oscillateur ayant une fréquence propre ω_i et un taux d'amortissement ξ_i , à un mouvement à la base $D_{gk}(t)$. Il est à noter que la réponse en déplacement relatif d'un oscillateur infiniment flexible est identique au déplacement de l'appui (sol) avec un signe opposé, ceci se traduit par $D_k(0, \xi_i) = u_{k,max}$.

Ces valeurs maximales peuvent être liées aux moyennes carrées des réponses via les facteurs de pic tels que :

$$u_{k,max} = P_{D_{gk}} \sigma_{D_{gk}} \quad (III.36)$$

$$D_k(\omega_i, \xi_i) = P_{S_{ki}} \sigma_{S_{ki}} \quad (III.37)$$

Où $P_{D_{gk}}$ et $P_{S_{ki}}$ sont les facteurs de pic [133]. De manière similaire, la réponse $z(t)$ peut être liée à la moyenne de la réponse via le facteur de pic correspondant p_z telle que :

$$E[\max|z(t)|] = p_z \sigma_z$$

En injectant ces différentes relations dans l'équation (III.30), on obtient :

$$\begin{aligned} E[\max|z(t)|] = & \left[\sum_{k=1}^m \sum_{l=1}^m a_k a_l \rho_{D_{gk} D_{gl}} \frac{p_z^2}{p_{D_{gk}} p_{D_{gl}}} u_{k,max} u_{l,max} \right. \\ & + 2 \sum_{k=1}^m \sum_{l=1}^m \sum_{j=1}^n a_k b_{lj} \rho_{D_{gk} S_{lj}} \frac{p_z^2}{p_{D_{gk}} p_{S_{lk}}} u_{k,max} D_l(\omega_j, \xi_j) \\ & \left. + \sum_{k=1}^m \sum_{l=1}^m \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^n b_{ki} b_{lj} \rho_{S_{ki} S_{lj}} \frac{p_z^2}{p_{S_{ki}} p_{S_{lj}}} D_k(\omega_i, \xi_i) D_l(\omega_j, \xi_j) \right]^{1/2} \quad (III.38) \end{aligned}$$

En général les facteurs de pic dépendent modérément des caractéristiques de chaque processus et leur rapport est voisin de l'unité [48]. Dans ce cas, la valeur moyenne de la réponse totale maximale peut être réduite à :

$$\begin{aligned} E[\max|z(t)|] = & \left[\sum_{k=1}^m \sum_{l=1}^m a_k a_l \rho_{D_{gk} D_{gl}} u_{k,max} u_{l,max} \right. \\ & + 2 \sum_{k=1}^m \sum_{l=1}^m \sum_{j=1}^n a_k b_{lj} \rho_{D_{gk} S_{lj}} u_{k,max} D_l(\omega_j, \xi_j) \\ & \left. + \sum_{k=1}^m \sum_{l=1}^m \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^n b_{ki} b_{lj} \rho_{S_{ki} S_{lj}} D_k(\omega_i, \xi_i) D_l(\omega_j, \xi_j) \right]^{1/2} \quad (III.39) \end{aligned}$$

$E[\max|z(t)|]$ est la valeur moyenne des pics de la réponse totale nous intéressant (contrainte, déplacement, effort interne).

$u_{k,max}$ est la valeur moyenne du déplacement maximum au support k .

$D_k(\omega_i, \xi_i)$ est l'ordonnée du spectre de réponse moyen en déplacement relatif associé au support k et au mode i .

L'équation (III.39) représente la règle de combinaison en spectre de réponse de la valeur moyenne de la réponse maximale (pic) des structures soumises à des excitations d'appuis variables. Le premier terme en double sommation sur les degrés de liberté des appuis est la composante pseudo-statique de la réponse, le dernier terme en quadruple sommations (sur les degrés de liberté des appuis et les modes de la structure) est la composante dynamique de la réponse, le terme restant est la composante d'inter-corrélation entre la composante pseudo-statique et dynamique, que nous appellerons la composante dynamo-statique.

Tous les termes de cette équation vont être détaillés, pour une meilleure compréhension des coefficients de corrélation ($\rho_{D_{gk}D_{gl}}$, $\rho_{D_{gk}S_{lj}}$ et $\rho_{S_{ki}S_{lj}}$) d'une part et le passage de la fonction de densité spectrale de puissance à un spectre de réponse moyen obtenu à partir de mouvements de sol donnés.

5. Conversion d'un spectre de réponse en fonction de densité spectrale de puissance

La correspondance entre un spectre de réponse moyen et la fonction de densité spectrale de puissance (DSP) d'un processus d'accélération du sol, a été étudiée par plusieurs auteurs [177, 178, 179, 180, 181, 182, 183]. En se basant sur la théorie des vibrations aléatoires, en supposant que le mouvement sismique est un processus à bande large et que l'amortissement de l'oscillateur est faible, la relation entre spectre de réponse et DSP peut être obtenue.

Soit $S_{\ddot{u}\ddot{u}}(\omega)_1$ l'approximation d'ordre 1 de la DSP inconnue de l'accélération $\ddot{u}(t)$ du sol à l'appui, supposée à large bande (bruit blanc par exemple), la moyenne carrée de la réponse d'un oscillateur de fréquence ω et d'amortissement ξ à cette excitation peut être approximée par :

$$\lambda_0(\omega)_0 = \frac{\pi S_{\ddot{u}\ddot{u}}(\omega)_1}{2\xi\omega^3} \quad \omega \geq 0 \quad (III.40)$$

L'indice 0 est pour indiquer que $S_{\ddot{u}\ddot{u}}(\omega)_1$ est constante (bruit blanc).

En comparant l'équation (III.40) avec l'expression de la moyenne des maxima (pics) en déplacement donnée par :

$$D(\omega, \xi) = p_s(\omega)[\lambda_0(\omega)]^{1/2} \quad (III.41)$$

Où $p_s(\omega)$ est le facteur de pic pour la réponse de l'oscillateur.

Nous obtenons la première approximation :

$$S_{\ddot{u}\ddot{u}}(\omega)_1 = \frac{2\xi\omega^3}{\pi} \left[\frac{D(\omega, \xi)}{p_s(\omega)_0} \right]^2 \quad \omega \geq 0 \quad (III.42)$$

Il est à noter à partir de l'équation (III.42) que l'approximation d'ordre 1 n'est pas constante mais fonction de ω . L'approximation d'ordre 2 peut être obtenue en remplaçant les termes $2\xi\omega^3/\pi$ et $p_s(\omega)_0$ dans la première approximation par $S_{\ddot{u}\ddot{u}}(\omega)_1/\lambda_0(\omega)_1$ et $p_s(\omega)_1$ respectivement, le résultat devient :

$$S_{\ddot{u}\ddot{u}}(\omega)_2 = \frac{S_{\ddot{u}\ddot{u}}(\omega)_1}{\lambda_0(\omega)_1} \left[\frac{D(\omega, \xi)}{p_s(\omega)_1} \right]^2 \quad \omega \geq 0 \quad (III.43)$$

En répétant ces remplacements, on obtient une formule récursive qui donne l'approximation d'ordre $(i + 1)$ de la DSP désirée en fonction du spectre moyen :

$$S_{\ddot{u}\ddot{u}}(\omega)_{i+1} = \frac{S_{\ddot{u}\ddot{u}}(\omega)_i}{\lambda_0(\omega)_i} \left[\frac{D(\omega, \xi)}{p_s(\omega)_i} \right]^2 \quad \omega \geq 0 \quad (III.44)$$

Dans le but de calculer les coefficients d'inter-corrélations données par les équations (III.31, III.32 et II.33), le passage d'un spectre à une DSP compatible par la formule récursive pose certains problèmes. Pour pouvoir utiliser cette formule récursive, nous aurons à calculer les trois premiers moments spectraux de la réponse de l'oscillateur à la DSP de l'input approximée à un ordre i . Ces moments sont donnés par :

$$\lambda_j(\omega)_i = 2 \int_0^{+\infty} \tilde{\omega}^j |H(\tilde{\omega})|^2 S_{\ddot{u}\ddot{u}}(\tilde{\omega})_i d\tilde{\omega} \quad j = 0,1,2 \quad (III.45)$$

Où $H(\tilde{\omega}) = [\omega^2 - \tilde{\omega}^2 + 2i\xi\omega\tilde{\omega}]^{-1}$ est la fonction de réponse fréquentielle de l'oscillateur (ω, ξ) .

Le facteur de pic peut être calculé à partir des trois premiers moments et la durée effective du processus comme suit [45, 175, 176, 184] :

$$p_s = \sqrt{2\ln(v_e\tau)} + \frac{0.5772}{\sqrt{2\ln(v_e\tau)}} \quad (III.46)$$

Où v_e est le taux équivalent moyen de passage du processus par zéro, défini par :

$$v_e = \begin{cases} (1.63\delta^{0.45} - 0.38)v & \delta \leq 0.69 \\ v & \delta > 0.69 \end{cases} \quad (III.47)$$

Avec $v = \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{\lambda_2}{\lambda_0}}$, la moyenne du taux de passage par zéro, $\delta = \sqrt{1 - \frac{\lambda_1^2}{\lambda_0\lambda_2}}$ désigne la dispersion spectrale (facteur de forme de la DSP).

La durée effective du processus (durée de la phase forte de l'excitation) a été définie par plusieurs auteurs, Park [185] a suggéré $\tau = \frac{\int_0^{+\infty} I(t)dt}{\max[I(t)]}$, où $I(t)$ est une fonction enveloppe du processus.

Cette procédure converge dans presque tous les cas et rapidement (après quelques itérations) pour les fréquences qui concernent les structures, en imposant la condition que la différence entre l'aire sous le spectre donné (spécifié) $D(\omega, \xi)$ et le spectre de la réponse moyenne calculée (désirée) ne dépasse par 1% du premier spectre [179].

Dans le présent travail, le passage du spectre de réponse à la DSP est fait dans le but de calculer les coefficients d'inter-corrélation, ainsi l'approximation d'ordre 1 de l'équation (III.42) est adéquate. Mais cette approximation ne fonctionne pas pour de faibles fréquences (l'hypothèse de stationnarité de la réponse d'un oscillateur n'est pas valide quand ce dernier a une période plus longue que la durée effective du processus). En se basant sur l'approximation de Rosenblueth et Elorduy [186], la réponse d'un tel oscillateur est obtenue en remplaçant son taux d'amortissement par un taux équivalent défini par :

$$\xi_{eq} = \xi + \frac{2}{\omega\tau} \quad (III.48)$$

En injectant le nouveau terme du taux d'amortissement dans (III.42), on obtient :

$$S_{\ddot{u}\ddot{u}}(\omega)_1 = \omega^2 \left(\frac{2\xi\omega}{\pi} + \frac{4}{\pi\tau} \right) \left[\frac{D(\omega, \xi)}{p_s(\omega)_0} \right]^2 \quad \omega \geq 0 \quad (III.49)$$

Cette approximation est d'ordre ω^2 . Pour de faibles valeurs de ω , la DSP en déplacement est obtenue en divisant l'équation (III.49) (DSP en accélération) par ω^4 ce qui donnera des valeurs infinies quand $\omega \rightarrow 0$ ce qui est physiquement impossible. Une autre correction est alors apportée en se basant sur le fait que la DSP doit avoir une valeur finie ou nulle quand $\omega \rightarrow 0$, les moyennes et hautes fréquences ne doivent pas être touchées par cette correction. Un facteur correctif est introduit, il s'agit de $\omega^p / (\omega^p + \omega_f^p)$, ω_f et p sont les paramètres de ce filtre.

Ainsi l'approximation de la DSP satisfaisant toutes les conditions devient :

$$S_{\ddot{u}\ddot{u}}(\omega)_1 = \frac{\omega^{p+2}}{\omega^p + \omega_f^p} \left(\frac{2\xi\omega}{\pi} + \frac{4}{\pi\tau} \right) \left[\frac{D(\omega, \xi)}{p_s(\omega)_0} \right]^2 \quad \omega \geq 0 \quad (III.50)$$

Le choix des paramètres positifs ω_f et p est conditionné par le fait que l'aire sous la DSP en déplacement doit être égale à $(u_{max}/p_u)^2$, où p_u est le facteur de pic correspondant et u_{max} est le déplacement moyen, ce qui donne :

$$\int_0^{+\infty} \frac{\omega^{p-2}}{\omega^p + \omega_f^p} \left(\frac{2\xi\omega}{\pi} + \frac{4}{\pi\tau} \right) \left[\frac{D(\omega, \xi)}{p_s(\omega)_0} \right]^2 d\omega = \frac{1}{2} \left(\frac{u_{max}}{p_u} \right)^2 \quad (III.51)$$

6. Analyse des composantes de la réponse

Les règles de combinaison pour la détermination des réponses moyennes (carré, des pics) incluent les contributions d'inter-corrélation entre les modes et entre les mouvements de support et les composantes de la réponse pseudo-statique. Nous allons nous intéresser dans cette partie à la contribution dans la réponse moyenne de chaque inter-corrélation à savoir, l'inter-corrélation modale, l'inter-corrélation entre mouvements d'appuis et l'inter-corrélation entre la réponse d'un oscillateur et le mouvement d'un appui.

Nous allons analyser l'influence de la VSMS sur chaque composante de la réponse. Cette analyse se fera à travers la signification des termes d'inter-corrélation qui interviennent dans chaque composante de la réponse [187]. Il s'agit des coefficients d'inter-corrélation entre :

- Les déplacements du sol aux appuis k et l ,
- Le déplacement du sol à l'appui k ($D_{gk}(t)$) et la réponse d'un oscillateur (ω_j, ξ_j) soumis au déplacement du sol à l'appui l .
- La réponse de l'oscillateur (ω_i, ξ_i) soumis au déplacement du sol à l'appui k et de l'oscillateur (ω_j, ξ_j) soumis au déplacement du sol à l'appui l

Pour pouvoir analyser, nous utiliserons les densités spectrales de puissance de Clough et Penzien pour trois types de site : ferme, moyen et meuble ayant les paramètres du tableau III.2. La figure III.2 montre les DSP des trois types de sol. La DSP pour un sol meuble montre un processus à bande étroite avec une fréquence prédominante de 0.8Hz , ce processus peut représenter des dépôts alluvionnaires épais ($>30\text{m}$). La forme spectrale du sol ferme est une bande large et contient les contributions de hautes fréquences. La figure III.3 montre les DSP pour les déplacements du sol, respectives. Il est à remarquer que la puissance dans le processus en déplacement est concentrée dans les basses fréquences, les formes spectrales sont très influencées par le filtre correctif de Clough et Penzien.

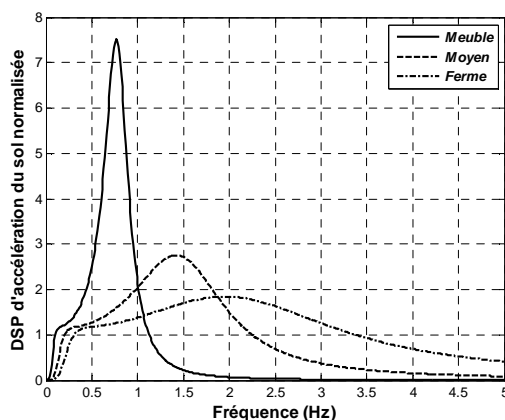


Figure III.2 DSP de l'accélération des trois types de sol

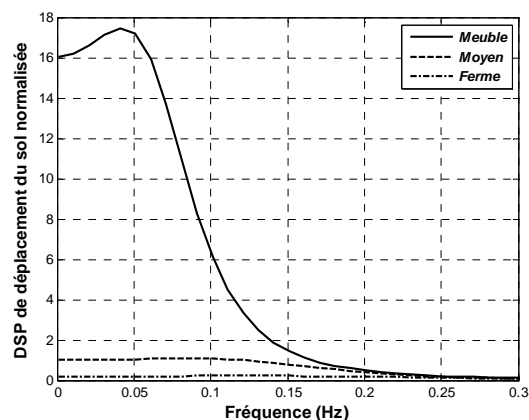


Figure III.3 DSP du déplacement des trois types de sol

Pour la fonction de cohérence, le modèle de Luco et Wang [61] est utilisé. Pour l'analyse, nous considérons des marges de valeurs des paramètres du modèle en se basant sur les études [61, 103] qui font varier $\alpha d_{kl}/V_s$ de 0 à 0.5sec et des distances raisonnables entre appuis de telle sorte que d_{kl}^L/V_{app} varie de 0 à 1.0sec.

Il est à noter que le choix de la fonction de cohérence est une étape critique, il faudrait se référer aux deux points suivants :

1. Les fonctions de cohérence montrent des différences fondamentales en basses fréquences : certaines telles que Harichandran et Vanmarcke [43] sont partiellement corrélées et d'autres telles que Luco et Wang [61] sont totalement corrélées en ces fréquences. Physiquement, les modèles de cohérence doivent tendre vers l'unité quand les fréquences et les distances de séparation tendent vers zéro mais les modèles empiriques évalués à partir des données d'enregistrement ne donnent pas des valeurs proches de l'unité en basses fréquences. D'un autre côté, les déplacements obtenus par intégration des enregistrements en accélération montrent qu'ils sont fortement corrélés en basses fréquences, par conséquent, l'utilisation de modèles de cohérence parfaitement corrélés pour les basses fréquences et les courtes distances est recommandée dans les études de la VSMS.
2. Les fonctions de cohérences estimées en sites rocheux montrent moins de corrélation en basses fréquences que celles estimées en sites meubles. La décroissance en fonction de la fréquence est plus lente 'plate' en sites rocheux que meubles [67, 59]. Ceci s'explique entre autre par le fait que le sol meuble joue le rôle de filtre (bande passante des fréquences basses), la cohérence en ces sites décroît plus rapidement en fonction de la fréquence que les sites rocheux.

L'avantage du modèle de Luco et Wang est qu'il est facilement adaptable aux deux conditions citées. Il suffit de choisir la valeur adéquate du paramètre α/V_s pour conditionner la décroissance (lente ou rapide) en fonction de la nature du site. D'autant plus que ce modèle, comme la majorité des modèles de fonction de cohérence, a été déterminé pour des conditions de sites autres que rocheuses ; L'adaptation pour les sites rocheux (rares) ne va pas affecter sa validité.

Pour les fonctions de cohérence des mouvements verticaux, le modèle de Luco et Wang peut être aussi utilisé (avec des conditions sur la vitesse de décroissance, plus lente encore) comme l'a démontré Abrahamson [25] pour son modèle.

La figure III.4 montre la perte de cohérence pour la valeur de α/V_s égale à $\alpha/V_s = 2.5 \times 10^{-4} \text{sec/m}$ et pour des distances de séparation d'appuis de 100, 300, 600 et 2000m. Cette valeur de α/V_s produit des corrélations presque totales à de basses fréquences contrairement aux fonctions de cohérence de la figure III.5 qui montrent des pertes de cohérences importantes aux mêmes fréquences et ceci est dû à la valeur élevée de α/V_s qui est prise égale à 10^{-3}sec/m .

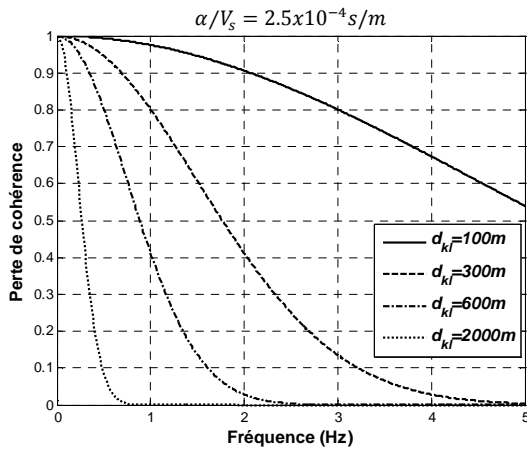


Figure III.4 : Fonction de perte de cohérence de Luco et Wang $\alpha/V_s = 2.5 \times 10^{-4} \text{ s/m}$

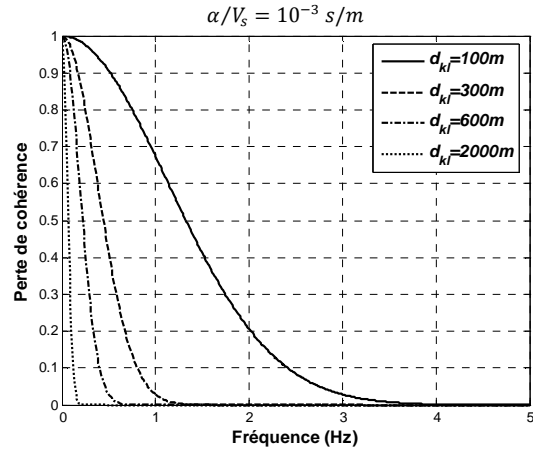


Figure III.5 Fonction de perte de cohérence de Luco et Wang pour $\alpha/V_s = 10^{-3} \text{ s/m}$

6.1 Coefficient d'inter-corrélation entre les déplacements du sol aux stations k et l

La figure III.6 montre les courbes des coefficients d'inter-corrélation entre déplacements du sol aux appuis k et l $\rho_{D_{gk}D_{gl}}$, ayant des conditions uniformes de sol (meuble, moyen et ferme), à des valeurs de $\alpha d_{kl}/V_s$ comprises entre 0 et 2sec et trois valeurs de d_{kl}^L/V_{app} 0, 0.5 et 1sec.

Le cas $\alpha d_{kl}/V_s = 0$ néglige les effets de perte de cohérence par contre le cas $\alpha d_{kl}/V_s = 0$ néglige l'effet de passage d'onde.

A partir des courbes à droite de la figure III.6, pour des conditions de sol identiques aux appuis k et l , il est clair que les coefficients d'inter-corrélation sont plus faibles pour un sol ferme quel que soit le degré de perte de cohérence et l'importance de l'effet de passage d'onde ; Ceci est dû au fait que pour les sols fermes, le processus en déplacement est riche en composantes hautes fréquences et les ondes avec de telles fréquences tendent à perdre plus rapidement leur cohérence que les ondes à composantes basses fréquences.

Pour des conditions de sol différentes aux deux stations, mêmes quand les effets de perte de cohérence et de passage d'onde sont nuls ($\alpha d_{kl}/V_s = 0$, d_{kl}^L/V_{app}), le coefficient d'inter-corrélation est inférieur à l'unité ce qui montre que dans ce cas, la corrélation n'est pas totale.

Plus les caractéristiques des sols aux appuis s'éloignent, plus le coefficient d'inter-corrélation est faible. Ceci est valable surtout pour de faibles effets de perte de cohérence et de passage d'onde. Dans ces figures, l'effet de passage d'onde est considéré en supposant que les ondes arrivent d'abord au support k et se propagent vers l . En considérant la propagation inverse (de l vers k), $\rho_{D_{gl}D_{gk}}$ reste inchangé car l'inter-densité spectrale $S_{D_{gk}D_{gl}}(\omega)$ dans l'équation 22 est antisymétrique et sont intégrale ne change pas.

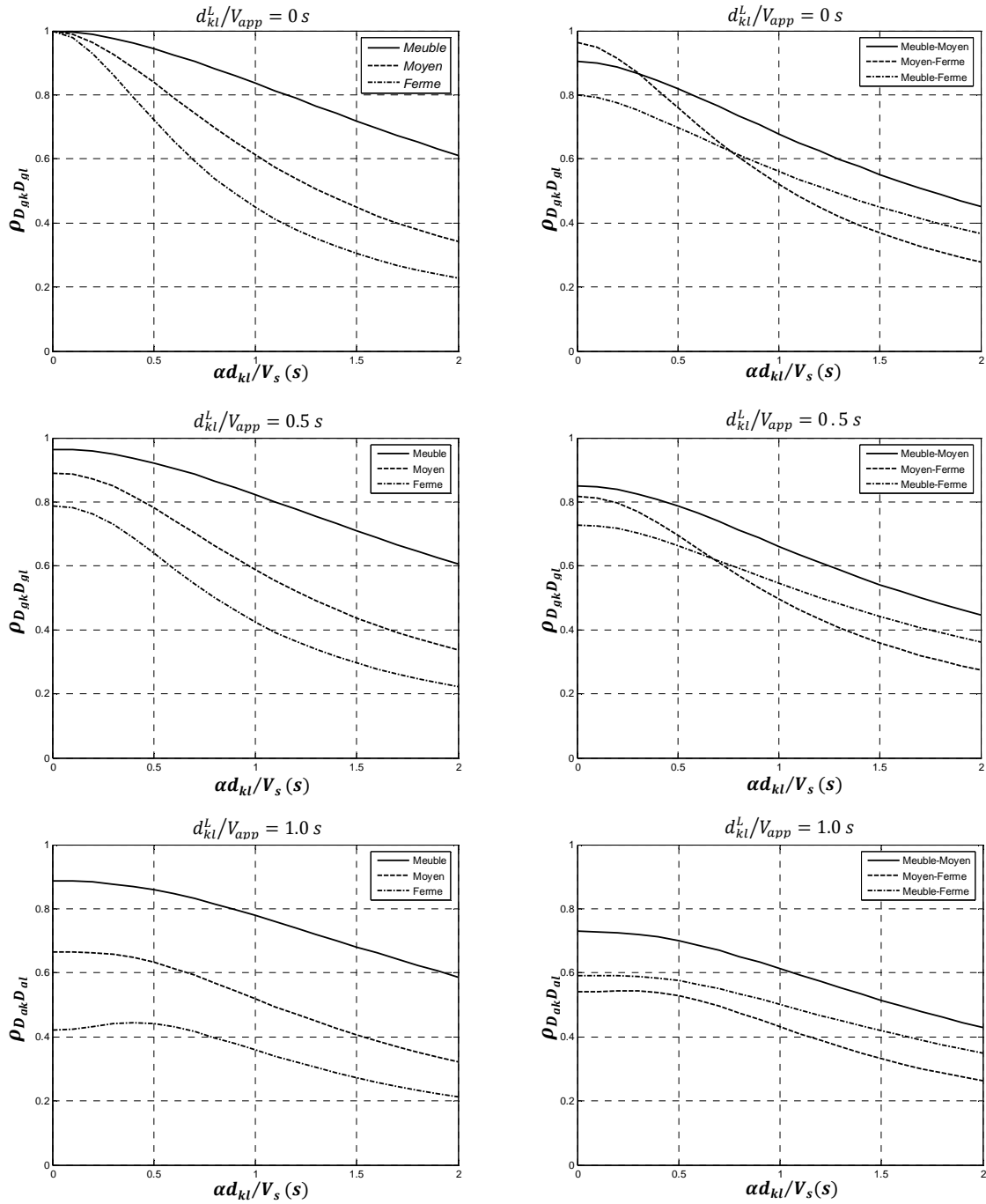


Figure III.6 : Coefficient d'inter-corrélation entre les déplacements d'appuis pour des conditions de sol uniformes (à gauche les conditions de sol sont uniformes, à droite, elles sont variables)

6.2 Coefficient d'inter-corrélation entre le déplacement du sol à la station k et la réponse d'un oscillateur (ω_j, ξ_j) à la station l

Le coefficient d'inter-corrélation $\rho_{D_{gk}S_{lj}}$ est une fonction qui dépend de la fréquence de l'oscillateur et de son amortissement, des paramètres définissant la fonction de cohérence et les conditions de site aux stations k et l . La fonction de transfert fréquentielle du mode j $H_j(\omega)$ est complexe, sa contribution dans l'expression de $\rho_{D_{gk}S_{lj}}$ peut dépendre du sens de propagation des ondes.

Les courbes des figures III.7 à III.9 montrent les variations de ce coefficient pour des conditions de sol uniformes (meuble, moyen et ferme) en fonction de la fréquence de

l'oscillateur $\omega_j/2\pi$ pour un amortissement de 5%. Les figures sont données pour deux niveaux de perte de cohérence ($\alpha d_{kl}/V_s = 0$ et $0.5s$) et trois valeurs de l'effet de passage d'onde ($d_{kl}^L/V_{app} = 0, 0.5$ et $1.0s$) et pour une propagation des ondes de k vers l et inversement.

Pour des fréquences fondamentales très basses ($\omega_j \rightarrow 0$), c'est à dire pour des structures infiniment flexibles, le déplacement de la structure est égal à celui du sol mais dans le sens inverse puisque la structure ne présente pas de déplacement absolu ($s_{lj} = -D_{gl}$). Dans le cas où les deux effets de passage d'onde et d'incohérence sont nuls, les mouvements du sol aux deux stations k et l sont parfaitement corrélés et par conséquent $\rho_{D_{gk}s_{lj}} = -1$ et c'est pour cette raison que $\rho_{D_{gk}s_{lj}}$ présente des valeurs négatives sur une bande assez large de fréquences au voisinage de la fréquence nulle même si les effets de passage d'onde et d'incohérence sont inclus. Pour des fréquences des structures courantes ($\omega_j > 0.5$ Hz), $\rho_{D_{gk}s_{lj}}$ est faible et en particulier en présence des effets d'incohérence et dans les conditions de site meuble où la plus grande partie de l'énergie du déplacement du sol est en basses fréquences.

Pour des valeurs élevées de ω_j , c'est à dire pour des oscillateurs infiniment rigides, la réponse de l'oscillateur s_{lj} tend vers l'accélération du sol, rapportée au carré de la fréquence angulaire de l'oscillateur (\ddot{D}_{gl}/ω_j^2) puisque dans cette situation, les forces d'inertie et d'amortissement sont négligeables. Dans ce cas, $\rho_{D_{gk}s_{lj}}$ tend vers la valeur négative du coefficient d'inter-corrélation entre le déplacement du sol à la station k et l'accélération du sol à la station l et devient indépendant de ω_j ($\rho_{D_{gk}s_{lj}} \rightarrow -\rho_{D_{gk}\ddot{D}_{lj}}$). En général, le coefficient d'inter-corrélation entre déplacement et l'accélération du sol est faible et tend de manière asymptotique vers zéro et dépend seulement des conditions du sol et des effets de cohérence. Sa contribution aux réponses totales des structures ayant des fréquences fondamentales supérieures à 0.5 Hz devient négligeable à nulle.

Pour les mêmes conditions de sol et niveaux de cohérence mais avec une propagation des ondes de l vers k , les résultats sont différents des premiers. Le coefficient $\rho_{D_{gk}s_{lj}}$ dépend fortement du sens de propagation, surtout en site ferme.

Généralement, les courbes des coefficients d'inter-corrélation pour un sol moyen sont comprises entre celles du sol ferme et moyen.

Pour des conditions de sol différentes aux stations k et l (figures III.10 et III.11), les mêmes remarques restent valables, i.e. $\rho_{D_{gk}s_{lj}}$ est significatif uniquement pour des modes à très basses fréquences. Il est à noter que $\rho_{D_{gk}s_{lj}} \rightarrow -1$ quand $\omega_j = 0$ à cause de cette variabilité dans les conditions du sol aux appuis.

A partir de ces courbes, on peut conclure que le coefficient d'inter-corrélation entre le déplacement du sol à l'appui k ($D_{gk}(t)$) et la réponse d'un oscillateur (ω_j, ξ_j) soumis au déplacement du sol à l'appui l est significatif uniquement pour des modes à très basses fréquences qui sont en général loin de ceux des structures courantes. Pour les structures ayant des fréquences supérieures ($\omega_j > 0.5$ Hz), l'effet de ce coefficient est négligeable et par conséquent la contribution de la composante résultant de la covariance entre les composante pseudo-statique et dynamique dans l'expression de la réponse moyenne maximale peut être négligée sans toucher à la précision du résultat.

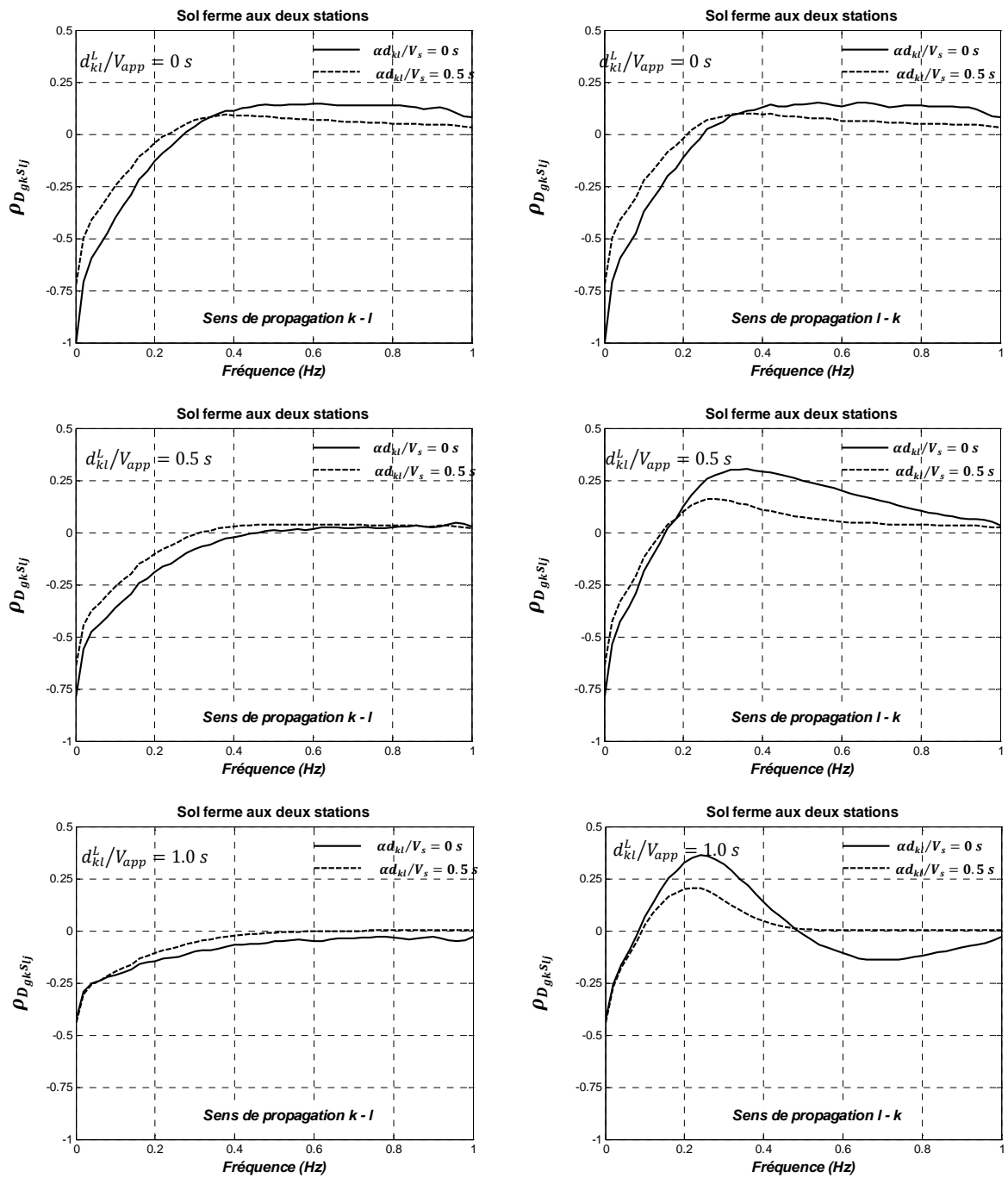


Figure III.7: Coefficient d'inter-corrélation entre le déplacement du sol à la station k et la réponse d'un oscillateur au mouvement de la station l pour des conditions de sol ferme aux deux stations (à gauche propagation de k vers l et à droite de l vers k)

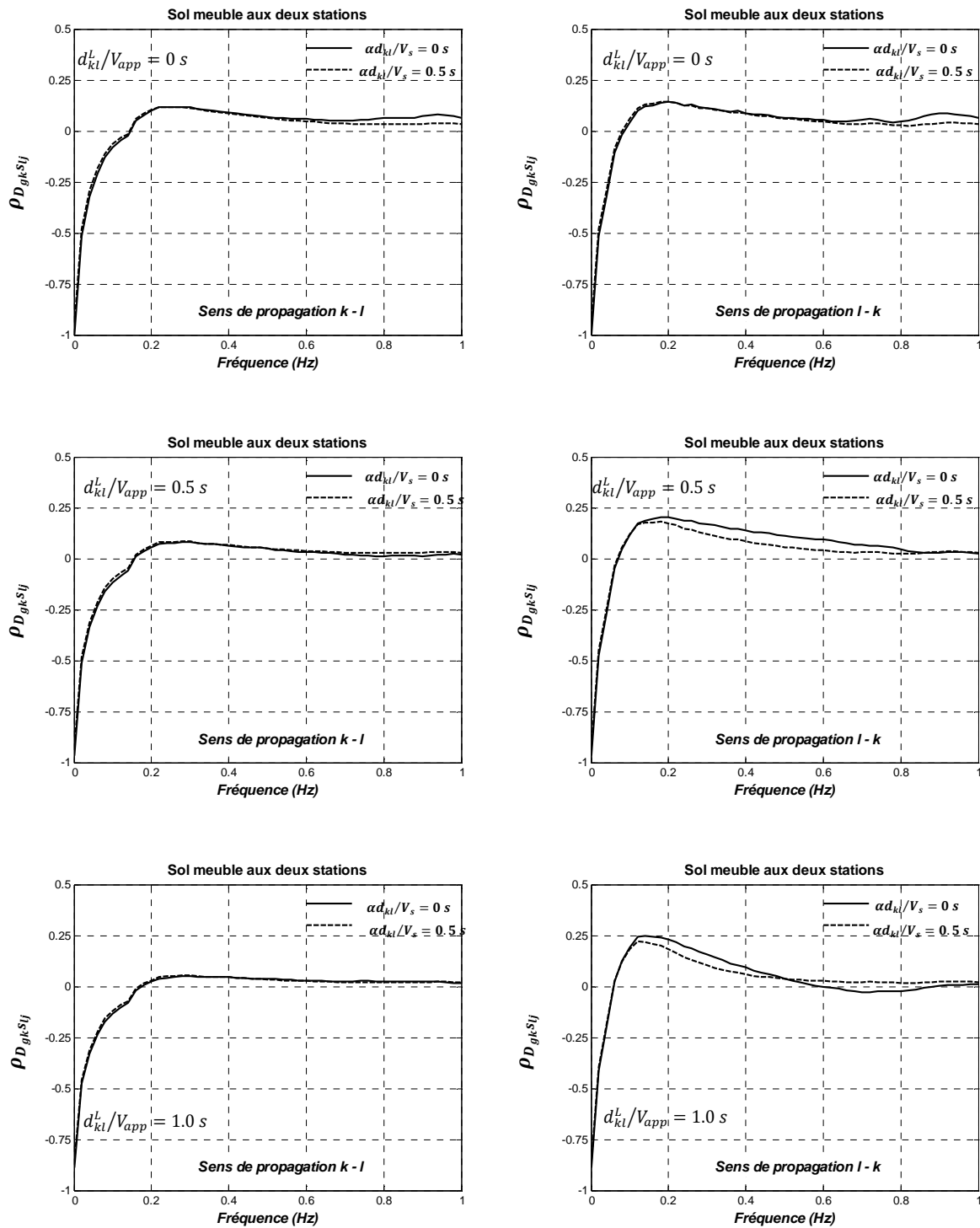


Figure III.8: Coefficient d'inter-corrélation entre le déplacement du sol à la station k et la réponse d'un oscillateur au mouvement de la station l pour des conditions de sol meuble aux deux stations (à gauche propagation de k vers l et à droite de l vers k)

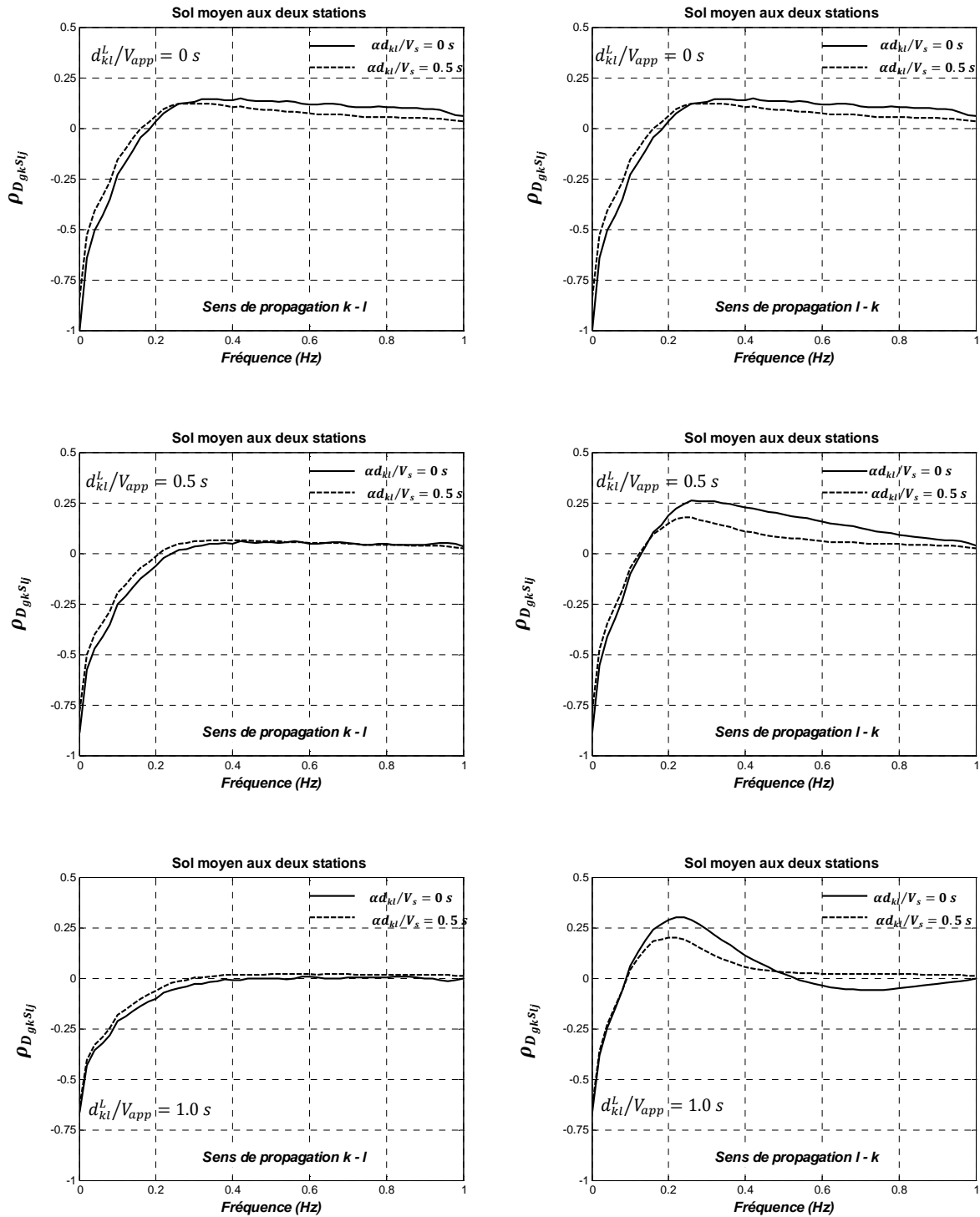


Figure III.9: Coefficient d'inter-corrélation entre le déplacement du sol à la station k et la réponse d'un oscillateur au mouvement de la station l pour des conditions de sol moyen (à gauche propagation de k vers l et à droite de l vers k)

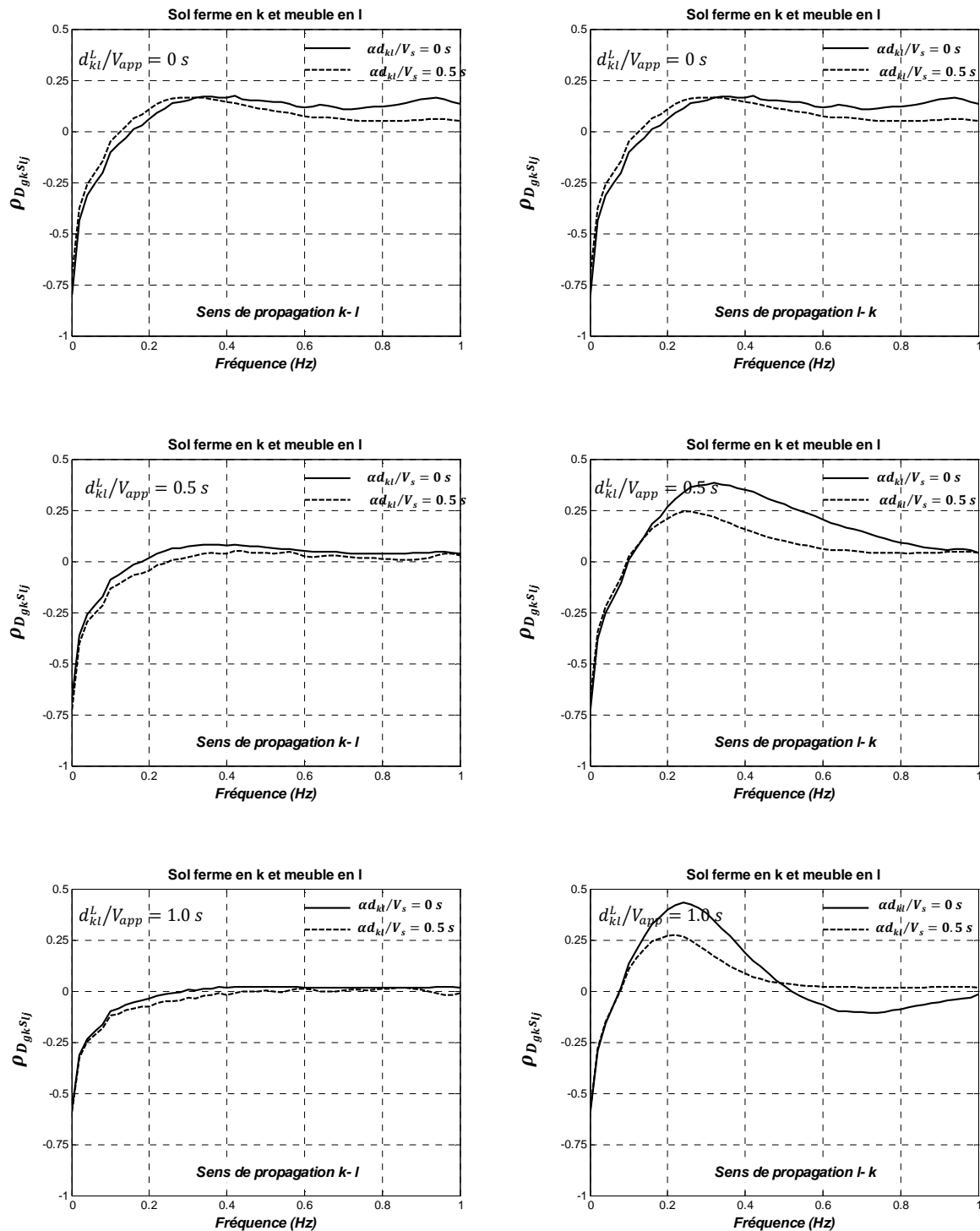


Figure III.10: Coefficient d'inter-corrélation entre le déplacement du sol à la station k et la réponse d'un oscillateur au mouvement de la station l pour des conditions de sol ferme en k et meuble en l (à gauche propagation de k vers l et à droite de l vers k)

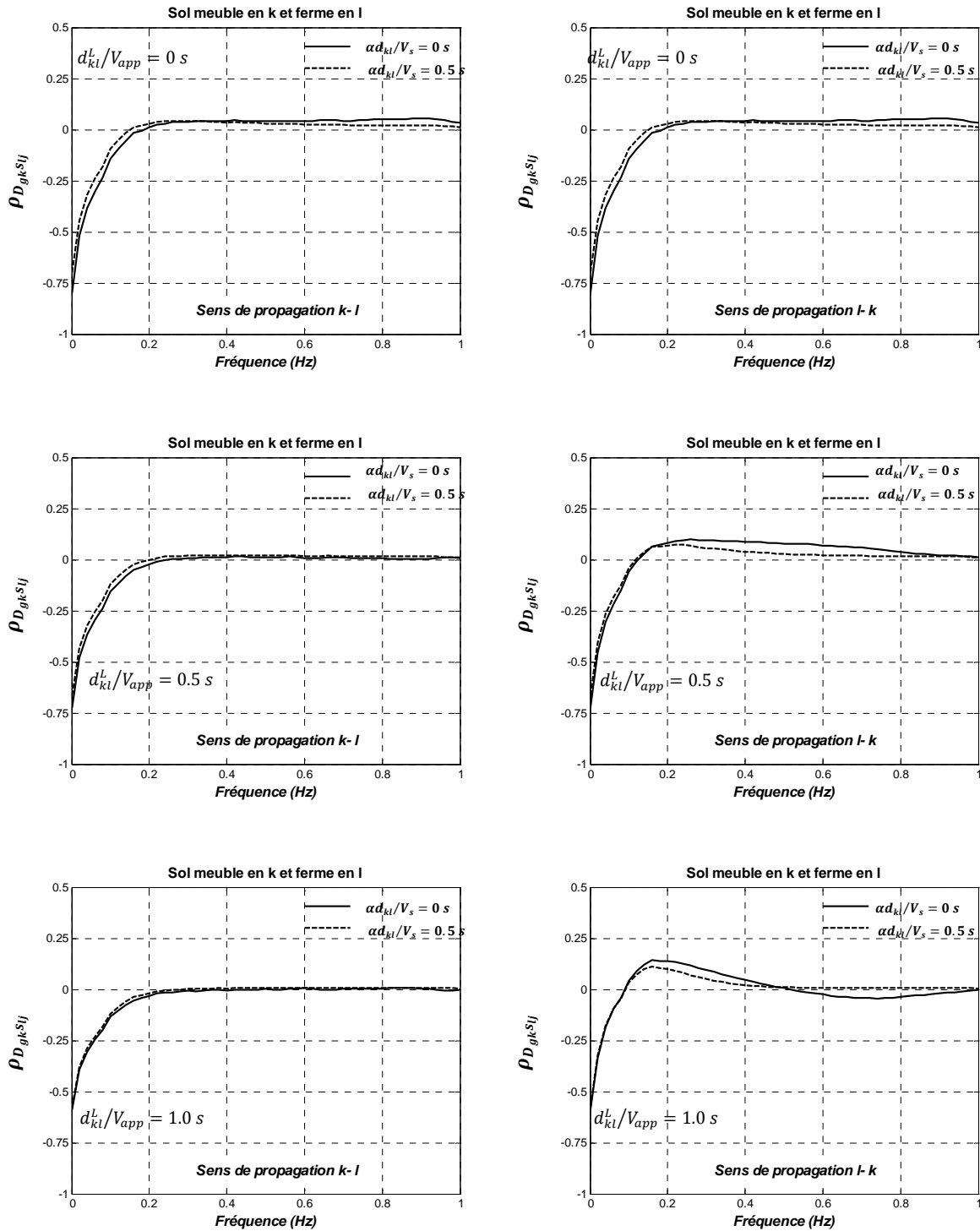


Figure III.11: Coefficient d'inter-corrélation entre le déplacement du sol à la station k et la réponse d'un oscillateur au mouvement de la station l pour des conditions de sol meuble en k et ferme en l (à gauche propagation de k vers l et à droite de l vers k)

6.3 Coefficients d'inter-corrélation entre les réponses d'oscillateurs (ω_i, ξ_i) et (ω_j, ξ_j) aux stations k et l respectivement

Le coefficient d'inter-corrélation entre réponses d'oscillateurs $((\omega_i, \xi_i))$ et $((\omega_j, \xi_j))$ soumis aux déplacements aux stations k et l respectivement dépend des paramètres dynamiques des deux oscillateurs, des conditions de site aux stations k et l et de la fonction de cohérence.

Les courbes des figures III.12-17 montrent ces coefficients en fonction de la fréquence fondamentale de l'oscillateur $((\omega_j, \xi_j))$ pour un amortissement des deux oscillateurs égal à 5% pour les trois types de sol identiques (ferme, meuble). Nous considérons trois cas d'effet d'incohérence ($\alpha d_{kl}/V_s = 0, 0.1$ et $0.2 s$), deux cas d'effet de passage d'onde ($d_{kl}^L/V_{app} = 0$ et $0.5 s$) et quatre valeurs de fréquences fondamentales de l'oscillateur $((\omega_i, \xi_i))$ (1, 2, 3 et 4Hz).

Pour des conditions de sol uniformes et en l'absence des effets de perte de cohérence et de passage d'onde, les deux oscillateurs sont considérés reliés au même support et dans ce cas, $\rho_{s_{ki}s_{lj}}$ représente le coefficient d'inter-corrélation modale d'un système à plusieurs degrés de liberté soumis à une excitation unique aux appuis. Le comportement de ce coefficient dans ce cas est connu [184, 188]. Il décroît avec l'augmentation de l'écart entre les fréquences ω_i et ω_j plus particulièrement pour de faibles valeurs d'amortissement. Cette décroissance peut être faible ou inverse pour des modes ayant des fréquences plus élevées que la bande fréquentielle dominante de l'excitation sismique du sol. Il est à rappeler que la fréquence dominante du sol ferme est de $15/2\pi = 2.4Hz$ et celle du sol meuble est égale à $5/2\pi = 0.8Hz$.

En absence de l'effet de passage d'onde (figure III.12), l'effet d'incohérence réduit uniformément la valeur de $\rho_{s_{ki}s_{lj}}$ et particulièrement pour un sol ferme et à des fréquences hautes. Il est intéressant de noter que $\rho_{s_{ki}s_{lj}}$ pour des conditions de sol meuble présente des valeurs relativement élevées pour des valeurs de fréquences $\omega_j/2\pi$ ou $\omega_i/2\pi$ supérieures à 1Hz. Ceci est dû au fait que pour des conditions de site meuble, la puissance de l'excitation est concentrée dans les fréquences les plus basses et les valeurs des fréquences modales sont en dehors de la bande dominante de l'excitation. Pour un sol ferme à large bande fréquentielle, les coefficients d'inter-corrélation $\rho_{s_{ki}s_{lj}}$ dans le cas où l'effet d'incohérence est négligé, sont très proches des coefficients utilisés dans la règle de combinaison CQC basée sur une approximation en bruit blanc.

Il est important de noter que les coefficients $\rho_{s_{ki}s_{lj}}$ sont toujours positifs en absence d'effets de passage d'onde à l'exception des valeurs de fréquence avoisinantes zéro.

En introduisant l'effet de passage d'onde, les courbes des figures III.13 et III.14 montrent que les $\rho_{s_{ki}s_{lj}}$ sont fortement influencés par cet effet. Les courbes sont oscillantes et prennent des valeurs aussi bien positives que négatives. Il est à noter aussi que même les modes espacés peuvent présenter une corrélation significative même avec des conditions de site ferme.

En présence d'effet de passage d'onde, le sens de propagation n'a aucun effet sur $\rho_{s_{ki}s_{lj}}$ ($\rho_{s_{ki}s_{lj}} = \rho_{s_{lj}s_{ki}}$) seulement quand $\omega_i = \omega_j$. Ceci est dû au fait que le produit $H_i^*(\omega) = H_j(\omega)$ dans l'équation 24 est réel et ne fait pas changer les valeurs de $\rho_{s_{ki}s_{lj}}$ quand le sens de propagation change. En dehors de ces fréquences, des différences apparaissent.

L'observation la plus importante des courbes des coefficients $\rho_{s_{ki}s_{lj}}$ est que ces coefficients sont fortement corrélés même pour des modes espacés et des conditions de site ferme, à cause de l'effet de passage d'onde. La perte de cohérence, par contre, réduit significativement cette corrélation et particulièrement pour un sol ferme.

Pour des conditions de sol différentes aux appuis (Figures III.15 à III.17), $\rho_{s_{ki}s_{lj}}$ prend des valeurs comprises généralement entre les deux cas de conditions de site uniformes, avec un rapprochement beaucoup plus marquant vers le sol meuble. Les mêmes observations précédentes restent valables, à l'exception du cas où $\omega_i = \omega_j$, $\rho_{s_{ki}s_{lj}}$ ne tend pas vers l'unité même quand $d_{kl}^L/V_{app} = 0 s$ et $\alpha d_{kl}/V_s = 0 s$, ceci s'explique par la présence de l'effet de site qui se traduit par des formes de DSP aux deux stations différentes.

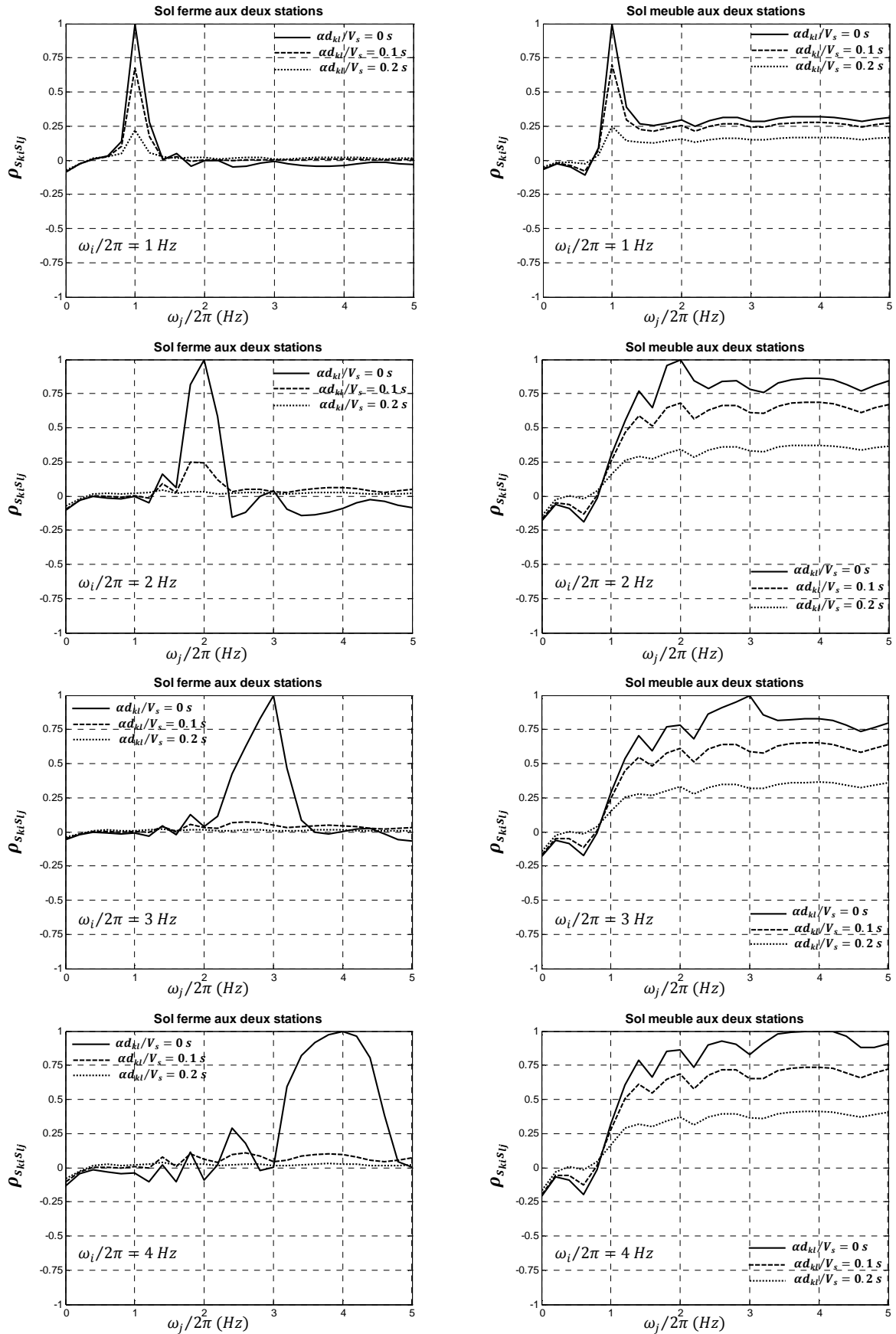


Figure III.12: Coefficient d'inter-correlation entre réponses d'oscillateurs (ω_i, ξ_i) et (ω_j, ξ_j) aux déplacements aux stations k et l pour des conditions de sol uniformes (ferme et meuble) et $d_{kl}^l/V_{app} = 0$ s

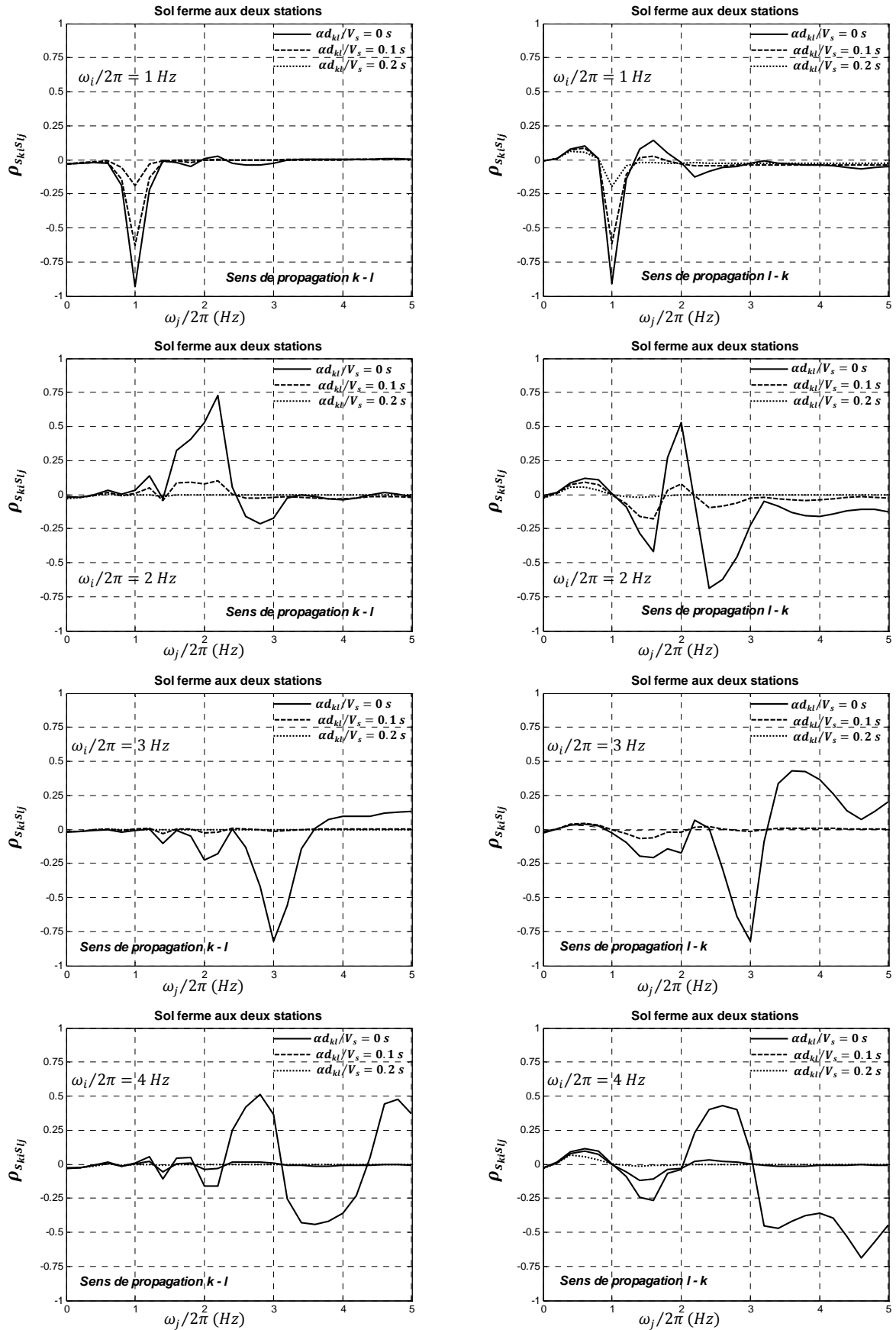


Figure III.13: Coefficient d'inter-correlation entre réponses d'oscillateurs (ω_i, ξ_i) et (ω_j, ξ_j) aux déplacements aux stations k et l pour des conditions de sol ferme aux deux appuis et $d_{kl}^l/V_{app} = 0.5s$

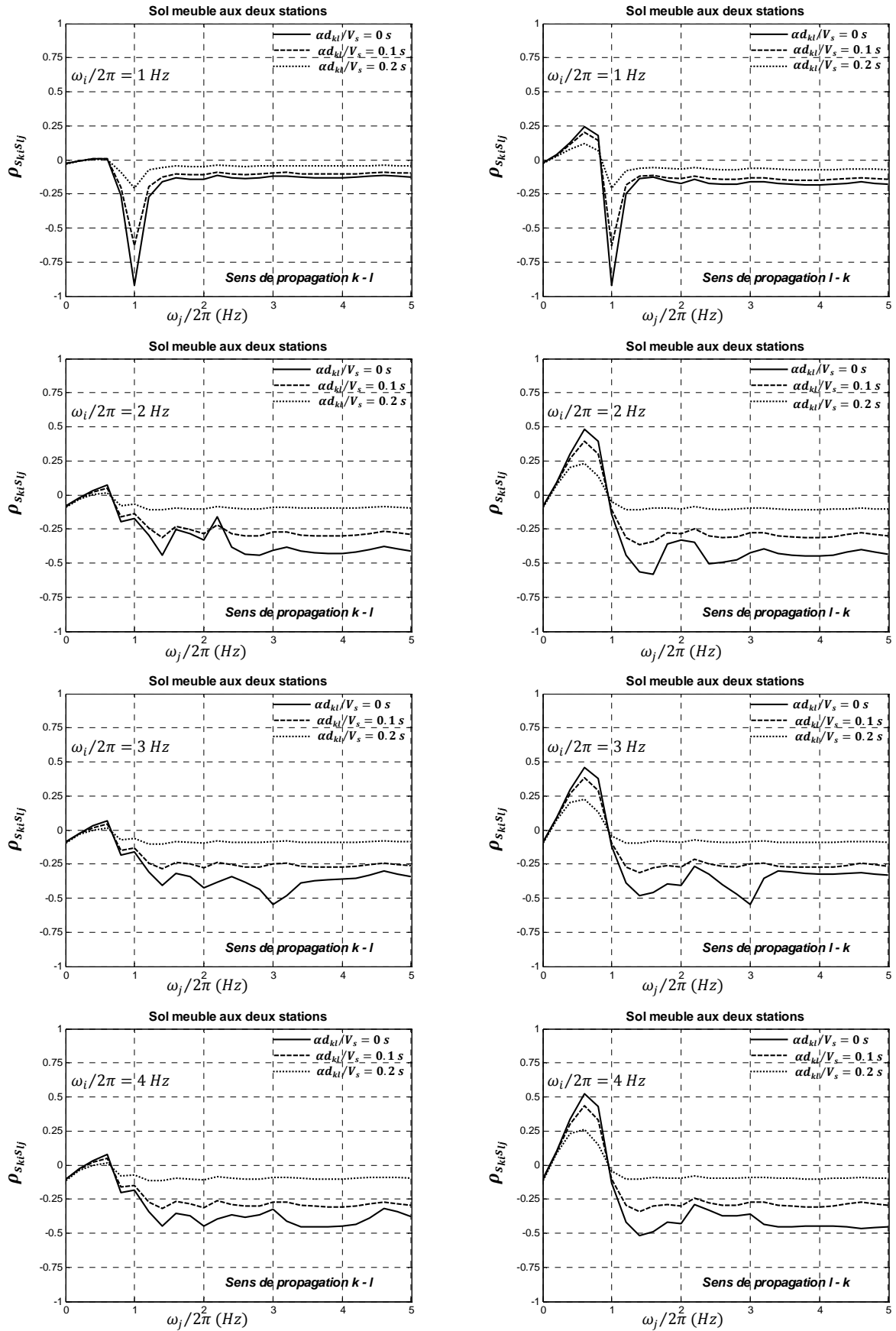


Figure III.14: Coefficient d'inter-corrélation entre réponses d'oscillateurs (ω_i, ξ_i) et (ω_j, ξ_j) aux déplacements aux stations k et l pour des conditions de sol meuble aux deux appuis et $d_{kl}^L/V_{app} = 0.5s$

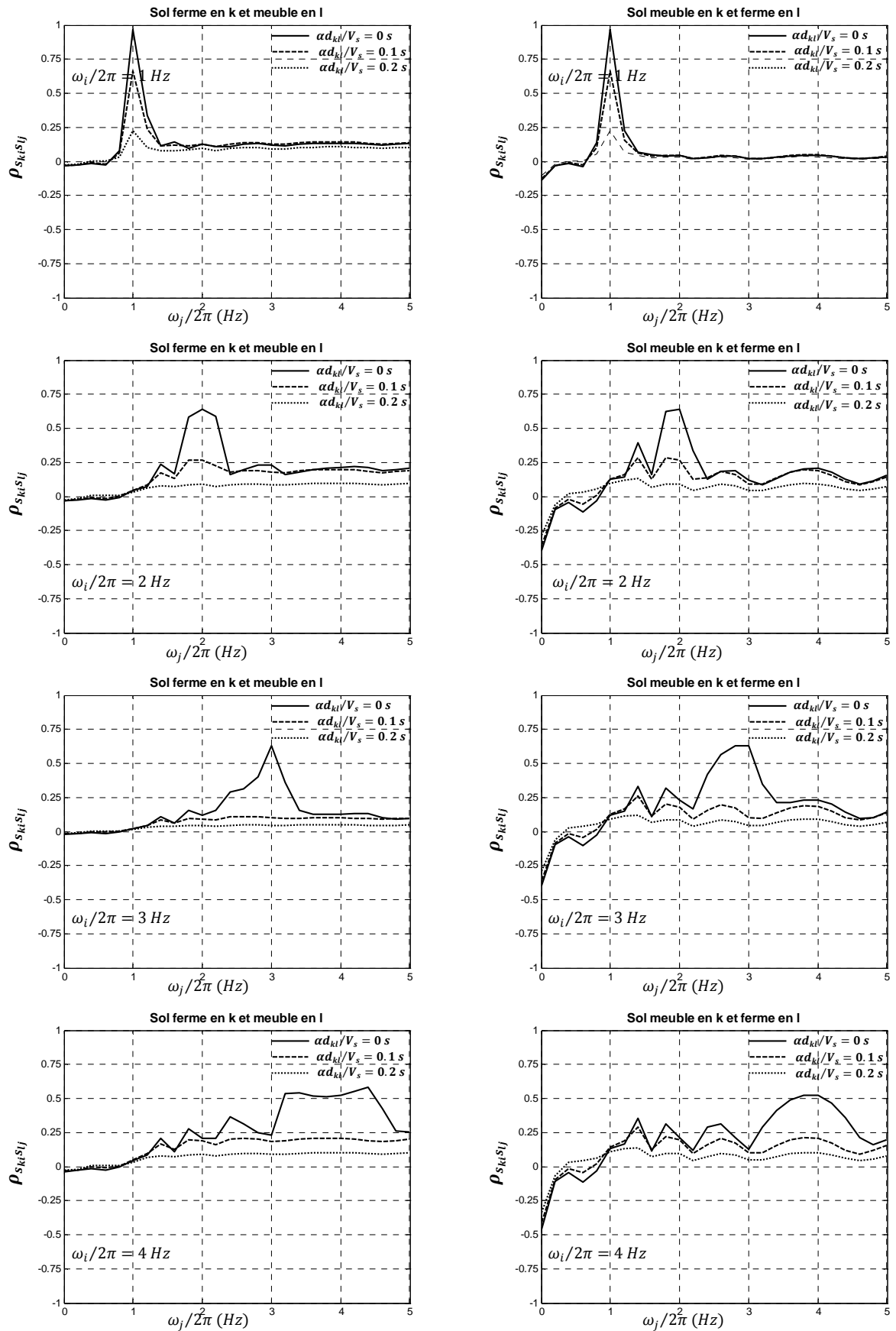


Figure III.15: Coefficient d'inter-corrélation entre réponses d'oscillateurs (ω_i, ξ_i) et (ω_j, ξ_j) aux déplacements aux stations k et l pour des conditions de sol variables aux deux appuis et $d_{kl}^l/V_{app} = 0s$

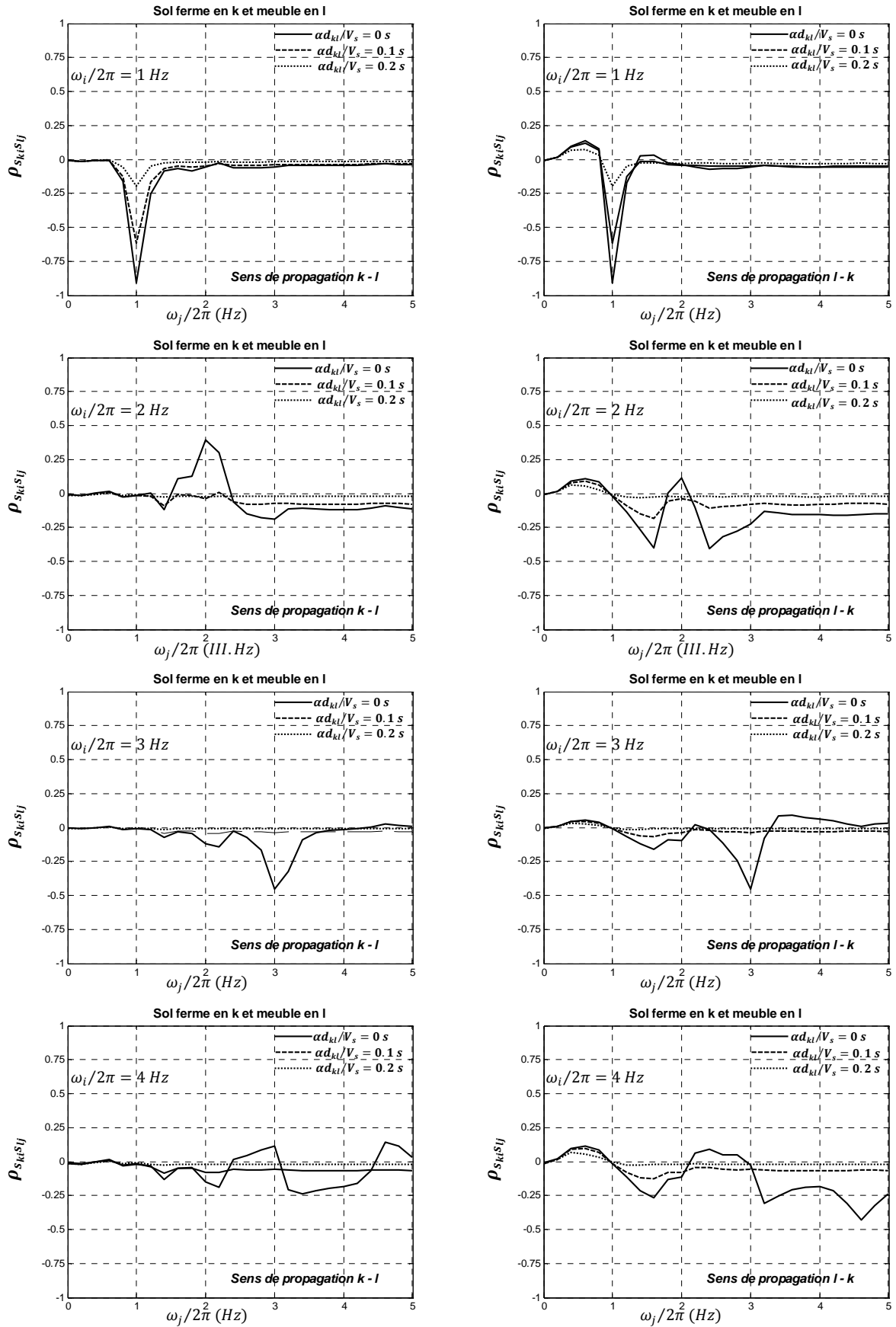


Figure III.16: Coefficient d'inter-corrélation entre réponses d'oscillateurs (ω_i, ξ_i) et (ω_j, ξ_j) aux déplacements aux stations k et l pour des conditions de sol ferme en k et meuble en l et $d_{kl}^l/V_{app} = 0.5$ s

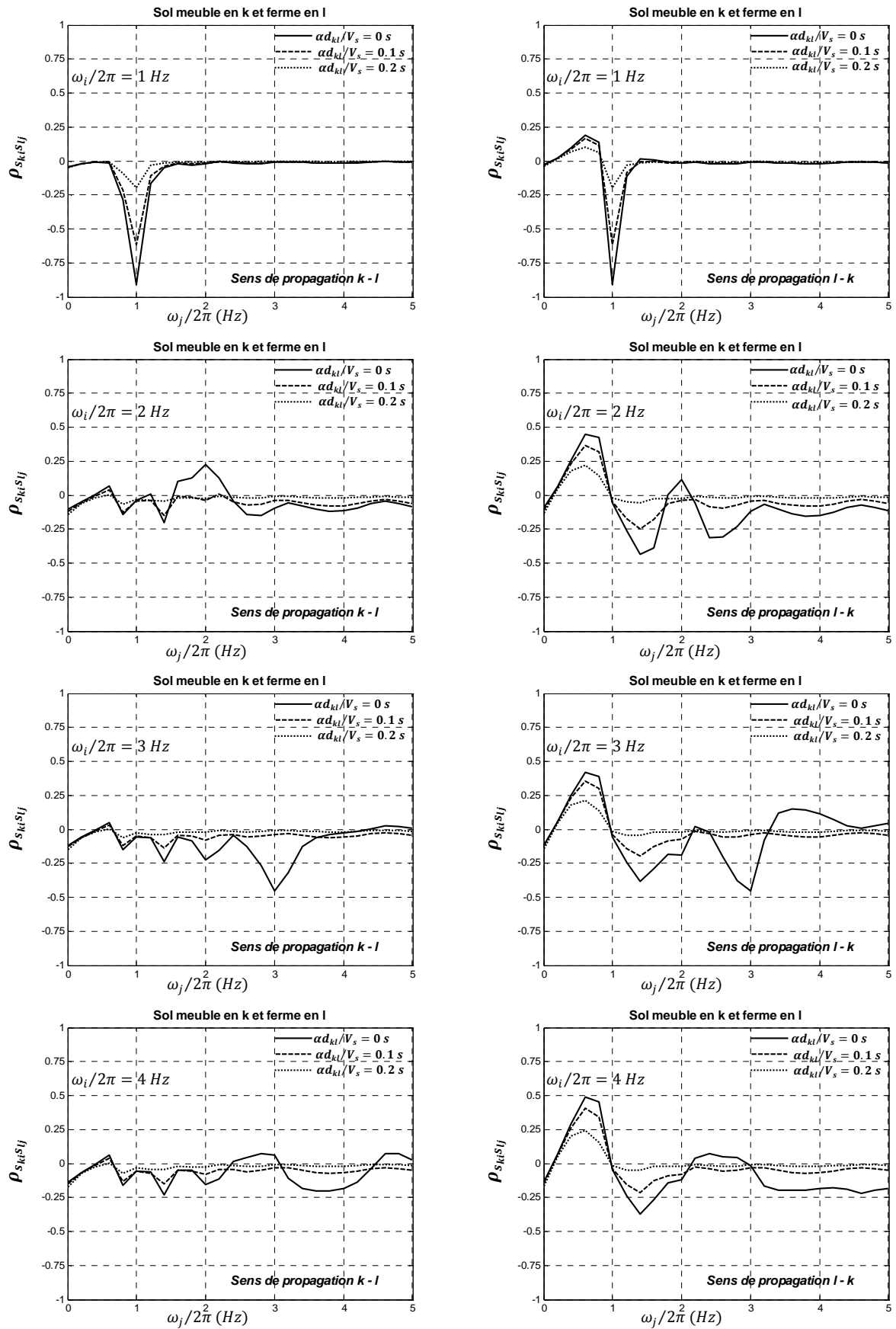


Figure III.17: Coefficient d'inter-corrélation entre réponses d'oscillateurs (ω_i, ξ_i) et (ω_j, ξ_j) aux déplacements aux stations k et l pour des conditions de sol meuble en k et ferme en l et $d_{kl}^l/V_{app} = 0.5$ s

7. Conclusion

Les réponses de structures multi excitées via le concept de vibrations aléatoires stationnaires, linéaire ont été mise en équation.

Pour un système soumis à des excitations sismiques à moyennes nulles, représentées par leurs densités spectrales de puissance (DSP), sa réponse sera à moyenne nulle et décrite par sa DSP. Cette DSP est utilisée pour évaluer la racine carrée de la moyenne carrée (RMS) de la réponse (qui nous renseigne sur la réponse maximale). Le passage de la spécification des excitations aux appuis par des DSP au spectre de réponse, constitue une approche très attractive en engineering. Dans le présent travail, la méthode appelée MSRS, a été plus détaillée.

Les règles de combinaison pour la détermination des réponses moyennes (carré, des pics) incluent les contributions d'inter-corrélation entre les modes et entre les mouvements d'appuis et les composantes de la réponse pseudo-statique. Nous nous sommes intéressés à la contribution dans la réponse moyenne de chaque inter-corrélation à savoir, l'inter-corrélation modale, l'inter-corrélation entre mouvements d'appuis et l'inter-corrélation entre la réponse d'un oscillateur et le mouvement d'un appui.

L'influence de la VSMS sur chaque composante de la réponse a été recherchée en analysant la signification des termes d'inter-corrélation qui interviennent dans chaque composante de la réponse. A partir des résultats de l'investigation, des conclusions générales peuvent être émises :

- Le coefficient d'inter-corrélation $\rho_{D_{gk}D_{gl}}$ entre déplacements du sol aux appuis k et l est généralement important et spécialement pour des conditions de sol meuble. Sa contribution dans la composante pseudo-statique de la réponse ne peut être négligée.
- Le coefficient d'inter-corrélation $\rho_{D_{gk}S_{lj}}$ entre le déplacement du sol à la station k et la réponse d'un oscillateur (ω_j, ξ_j) au mouvement du sol à la station l est généralement faible et spécialement pour des fréquences $\omega_j > 0.5Hz$. La contribution de ce coefficient à la composante dynamo-statique de la réponse peut être négligée. Sa négligence pour des fréquences fondamentales de structures supérieures à $0.5Hz$ ne diminue aucunement la précision de la réponse totale.
- Le coefficient d'inter-corrélation entre réponses d'oscillateurs $((\omega_i, \xi_i))$ et $((\omega_j, \xi_j))$ soumis aux déplacements aux stations k et l respectivement dépend de la distance entre les fréquences ω_i et ω_j ainsi que des conditions du sol sous les appuis traduites par les fréquences dominantes des DSP de l'excitation en ces appuis. La contribution de ce coefficient à la composantes dynamique de la réponse peut être importante, comme dans le cas de sol meuble et en présence d'effets de passage d'onde, ou bien faible comme dans le cas de sol ferme et en absence de l'effet de passage d'onde.

PARTIE IV

Effets de la variabilité spatiale du mouvement sismique sur les structures modélisées en poutres continues (sans les effets de site)

4

Effets de la variabilité spatiale du mouvement sismique sur les structures modélisées en poutres continues (sans les effets de site)

1 Introduction

Dans cette partie, nous nous intéresserons à l'analyse des réponses maximales moyennes (déplacements, moments fléchissants et efforts tranchants) de poutres à deux travées modélisées en poutres continues (figure IV.1) soumises à des excitations transversales variables aux appuis [189, 190, 191]. Ces réponses sont déterminées à partir du modèle décrit précédemment et repris pour rappel dans cette partie (équation IV.1). Il est à rappeler que la réponse maximale totale est la somme des trois composantes : dynamique, pseudo-statique et la réponse due à la covariance entre les deux premières réponses que nous appellerons dynamo-statique. Les effets de la variabilité spatiale du mouvement sismique sur chaque composante seront analysés dans une première partie et dans une seconde partie, l'effet de la flexibilité de la poutre combinée à la variabilité de l'excitation sismique sera analysé. Les effets de site ne sont pas considérés dans la présente partie.

Il est à signaler que les structures symétriques ne reçoivent pas la contribution des modes antisymétriques dans le cas d'excitation uniforme. Dans ce cas, les composantes pseudo-statiques et dynamo-statiques ne contribuent pas aux réponses totales en termes de moment fléchissant et effort tranchant. Aussi, en l'absence de l'effet de passage d'onde (propagation verticale par exemple), les modes symétriques et antisymétriques ne sont pas corrélés et les réponses sont alors symétriques par rapport au milieu de la poutre. Ceci sera démontré et vérifié dans ce qui suivra.



Figure IV.1 : poutre à deux travées.

La moyenne des réponses maximales est donnée par :

$$\begin{aligned}
 E[\max|z(t)|] &= \left[\sum_{k=1}^m \sum_{l=1}^m a_k a_l \rho_{u_k u_l} u_{k,max} u_{l,max} \right. \\
 &+ 2 \sum_{k=1}^m \sum_{l=1}^m \sum_{j=1}^n a_k b_{lj} \rho_{u_k s_{lj}} u_{k,max} D_l(\omega_j, \xi_j) \\
 &\left. + \sum_{k=1}^m \sum_{l=1}^m \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^n b_{ki} b_{lj} \rho_{s_{ki} s_{lj}} D_k(\omega_i, \xi_i) D_l(\omega_j, \xi_j) \right]^{1/2}
 \end{aligned} \tag{IV.1}$$

$E[\max|z(t)|]$ est la valeur moyenne des maxima de la réponse totale nous intéressant (contrainte, déplacement, effort interne).

a_k est le coefficient d'influence effectif donné par $a_k = \{q\}^T \{r_k\}$ et pour le cas de poutre à deux travées, ils sont des polynômes de degré 3 pour les déplacements, 2 pour les moments fléchissant et 1 pour les efforts tranchants, [46] :

$$\begin{aligned}
 \text{Déplacements} & \quad \begin{cases} a_1(x) = 1 - 1.25 * x + 0.25 * x^3 \\ a_2(x) = 0.5 * x * (3 - x^2) \\ a_3(x) = 0.25 * x * (x^2 - 1) \end{cases} \\
 \text{Moments fléchissant} & \quad \begin{cases} a_1(x) = 1.5 * x \\ a_2(x) = -3 * x \\ a_3(x) = 1.5 * x \end{cases} \\
 \text{Efforts tranchant} & \quad \begin{cases} a_1(x) = 1.5 \\ a_2(x) = -3 \\ a_3(x) = 1.5 \end{cases}
 \end{aligned}$$

$u_{k,max}$ est la valeur moyenne du déplacement maximum au support k .

$D_k(\omega_i, \xi_i)$ est l'ordonnée du spectre de réponse moyen en déplacement relatif associé au support k et au mode i . Le passage d'un spectre à une DSP compatible a été détaillé dans le chapitre III. Dans la présente application, les spectres choisis sont compatibles avec les DSP de Kanai Tajimi modifiée ayant les paramètres correspondants à deux types de sol qui seront considérés dans la présente analyse : sol ferme et meuble. Les caractéristiques du sol ferme sont : $\omega_g = 15 \text{rad/s}$, $\xi_g = 0.6$, $\omega_f = 1.5 \text{rad/s}$ et $\xi_f = 0.6$, le sol meuble: $\omega_g = 5 \text{rad/s}$, $\xi_g = 0.2$, $\omega_f = 0.5 \text{rad/s}$, et $\xi_f = 0.6$

$$S_{\ddot{u}_g}(\omega) = S_0 \frac{1 + 4\xi_g^2 \left(\frac{\omega}{\omega_g}\right)^2}{\left(1 - \left(\frac{\omega}{\omega_g}\right)^2\right)^2 + 4\xi_g^2 \left(\frac{\omega}{\omega_g}\right)^2} \frac{\left(\frac{\omega}{\omega_f}\right)^2}{\left(1 - \left(\frac{\omega}{\omega_f}\right)^2\right)^2 + 4\xi_f^2 \left(\frac{\omega}{\omega_f}\right)^2} \tag{IV.2}$$

Il est à noter que la réponse en déplacement relatif d'un oscillateur infiniment flexible ($\omega_i = 0$) est identique au déplacement de l'appui avec un signe opposé, ceci se traduit par :

$$D_k(0, \xi_i) = u_{k,max}$$

L'intensité du bruit blanc S_0 est choisie de telle sorte que l'accélération maximale ne dépasse pas $0.35g$

La structure étudiée a une masse et rigidité uniformes. Les fréquences naturelles et les formes modales de tel système sont [46] :

$$\omega_j = \left[\frac{2\pi}{L} \right]^2 \sqrt{\frac{EI}{m} \left(\frac{1}{4} \left[2j + 1 + \frac{1 - (-1)^j}{2} \right] \right)^2} \quad j = 1, n$$

$$\phi_j = \sin \frac{2\lambda_j x}{L} - \frac{\sin \lambda_j}{\sinh \lambda_j} \sinh \frac{2\lambda_j x}{L} \quad j = 1, n$$

Où EI est la rigidité flexionnelle de la poutre, m est la masse par unité de longueur, L est la longueur de la travée, $\lambda_j = \frac{L}{2} \sqrt{\omega_j} \left(\frac{m}{EI} \right)^{\frac{1}{4}}$.

Le modèle de fonction de cohérence utilisé est celui de Luco et Wong [61], il est donné par:

$$\gamma(\omega, d_{kl}) = \exp \left[- \left(\alpha \frac{\omega d_{kl}}{V_s} \right)^2 \right] \exp \left(-i\omega \frac{d_{kl}^L}{V_{app}} \right) \quad (IV.3)$$

α est le facteur d'incohérence pris égal à 0.125 (incohérence moyenne), V_s est la vitesse de l'onde de cisaillement, V_{app} est la vitesse apparente de l'onde prédominante, d_{kl} est la distance horizontale entre les appuis ($d_{kl} = L$) et d_{kl}^L est la projection de la distance d_{kl} suivant la direction longitudinale de propagation des ondes.

Les vitesses de propagation sont prises égales à $100m/s$ dans le cas d'un sol meuble et $500m/s$ dans le cas d'un sol ferme.

La vibration de la structure due aux excitations aux supports transversales est analysée. Les réponses le long de la poutre considérées dans l'analyse sont : les déplacements transversaux, les moments fléchissants (autour de l'axe vertical) et les efforts tranchants.

Les variables de l'étude paramétrique menée dans la présente étude sont l'influence de l'effet considéré de la variabilité spatiale (plusieurs cas sont présents) ainsi que le type de sol de fondation. La période fondamentale de la poutre est $T_1 = 1.0s$, qui est obtenue pour des valeurs de $EI/m = 5.25 * 10^6 m^4/s^2$. Les fréquences naturelles des dix premiers modes sont données dans le tableau IV.1. Le taux d'amortissement est pris égal à 5% .

Tableau IV.1 : Fréquences naturelles de la structure

Numéro de la fréquence	$\omega_i(rad/s)$	Numéro de la fréquence	$\omega_i(rad/s)$
1	6.28	6	66.35
2	9.82	7	100.51
3	25.13	8	113.46
4	31.80	9	157.04
5	56.54	10	173.14

Les cas considérés dans l'étude paramétrique sont :

- **Cas 1:** Une excitation à la base uniforme (corrélation parfaite: $(\gamma(\omega, d_{kl}) = 1)$).
- **Cas 2:** Une excitation à la base variable en considérant uniquement les effets de passage d'onde ($\alpha = 0$) avec un déphasage temporel ($\tau_{kl} = \frac{d_{kl}^L}{v_{app}}$).
- **Cas 3:** On considère uniquement les effets d'incohérence : $\gamma(\omega, d_{kl}) = \exp\left[-\left(\alpha \frac{\omega d_{kl}}{v_s}\right)^2\right]$
- **Cas 4:** On considère les effets mixtes: $\gamma(\omega, d_{kl}) = \exp\left[-\left(\alpha \frac{\omega d_{kl}}{v_s}\right)^2\right] \exp\left(-i\omega \frac{d_{kl}^L}{v_{app}}\right)$
- **Cas 5:** Le mouvement est totalement incohérent ($\gamma(\omega, d_{kl}) = 0$).

2 Analyse des effets de la variabilité sur les réponses maximales le long de la poutre

2.1 Moyenne des maxima des déplacements

Les figures IV.2 à IV.4 représentent les composantes de déplacements maxima en termes de moyenne (dynamique, pseudo statique et dynamo statique) le long de la poutre continue à deux travées. Ces réponses sont normalisées par rapport à la réponse maximale obtenue dans le cas d'excitation uniforme.

Les déplacements dynamiques (figure IV.2) sont maximaux au voisinage du milieu des travées et nuls aux appuis. Pour les poutres continues, l'influence des modes symétriques et antisymétriques est importante. Dans le cas d'une excitation uniforme à la base (mode symétrique), la réponse reçoit uniquement la contribution des modes symétriques alors que dans le reste des cas c'est tous les modes qui contribuent. Cette contribution diminue la réponse dans le cas d'un sol ferme et l'augmente dans le cas d'un sol meuble. Ceci est sûrement dû au rapprochement entre les périodes de ces modes et la période prédominante des sols considérés. Les déplacements sous les effets isolés ou combinés du passage d'onde sont confondus dans le cas d'un sol ferme, l'influence de l'effet de passage d'onde est plus importante que l'effet d'incohérence surtout pour un sol meuble. Les déplacements dynamiques sont symétriques par rapport à l'appui intermédiaire dans les cas d'excitation 1, 3 et 5 à cause de la symétrie de la poutre et de l'absence de l'effet de passage d'onde. Dans les cas 2 et 4, la symétrie des réponses est perdue à cause du retard dans l'excitation dû à l'effet de passage d'onde. Le cas où le mouvement entre appui est totalement incohérent (cas 5) engendre les déplacements dynamiques les plus faibles autour de la première mi-travée dans le cas d'un sol ferme, et les plus élevés dans le cas de sol meuble en toute section de la poutre.

La figure IV.3 montre les déplacements dynamo statiques normalisés le long de la poutre. Il est à noter qu'ils sont faibles par rapport aux autres composantes. Sous les effets de passage d'onde, cette composante donne des valeurs supérieures au cas uniforme uniquement autour de la première mi-travée en cas de sol ferme. Pour le sol meuble, c'est l'effet d'incohérence qui devient légèrement important, le reste des cas donne des valeurs inférieures au cas uniforme. Le cas d'excitation totalement incohérente génère la contribution la plus faible le long de la poutre et quelque soit le type de sol.

La figure IV.4 montre les déplacements pseudo-statiques le long de la poutre. Ces déplacements ont des valeurs maximales au voisinage des appuis. Ils sont constants dans le cas d'excitation uniforme à la base (déplacement de corps rigides) et exhibent une variation dans le reste des cas. Sous les effets de passage d'onde ou d'incohérence, ils montrent des variations négligeables par rapport aux déplacements dus à une excitation uniforme et surtout pour le sol ferme. Dans le cas d'excitation totalement incohérente, la contribution de la composante dynamo statique est plus importante quelque soit le type de sol.

La figure IV.5 montre les réponses totales en déplacement (la somme des trois composantes), normalisées par rapport au cas uniforme en toute section de la poutre. Il apparaît clairement que pour un sol ferme, les effets de la VSMS engendrent des déplacements supérieurs au cas uniforme uniquement autour de l'appui intermédiaire, mais cette augmentation ne dépasse pas les 5%. Ceci est dû à la contribution positive de la composante dynamo-statique. Pour un sol meuble, cette augmentation est moins importante le long de la poutre dans le cas 3 et autour de l'appui intermédiaire dans le reste des cas, elle ne dépasse pas 2%. La réduction du déplacement total est plus importante que son augmentation, aussi bien en taux qu'en longueur (elle atteint 22% dans le cas 5)

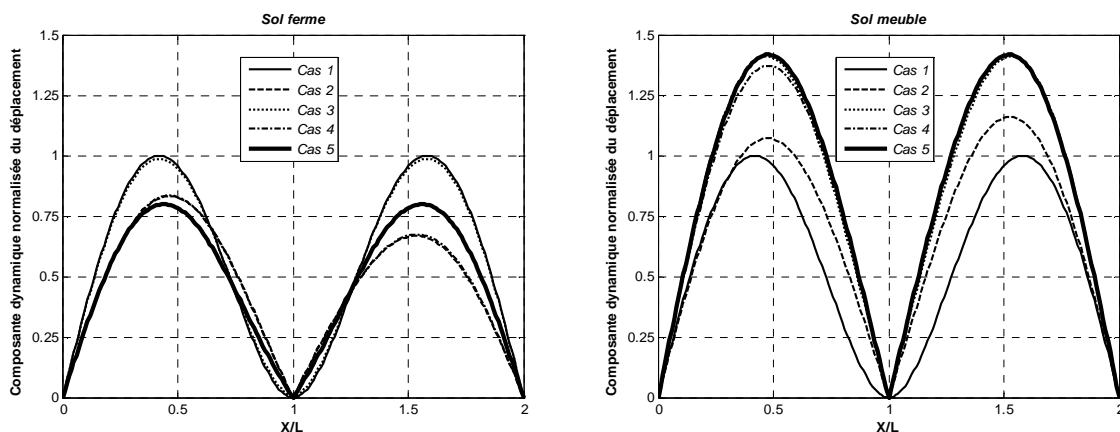


Figure IV.2 : Déplacement dynamique normalisé le long de la poutre

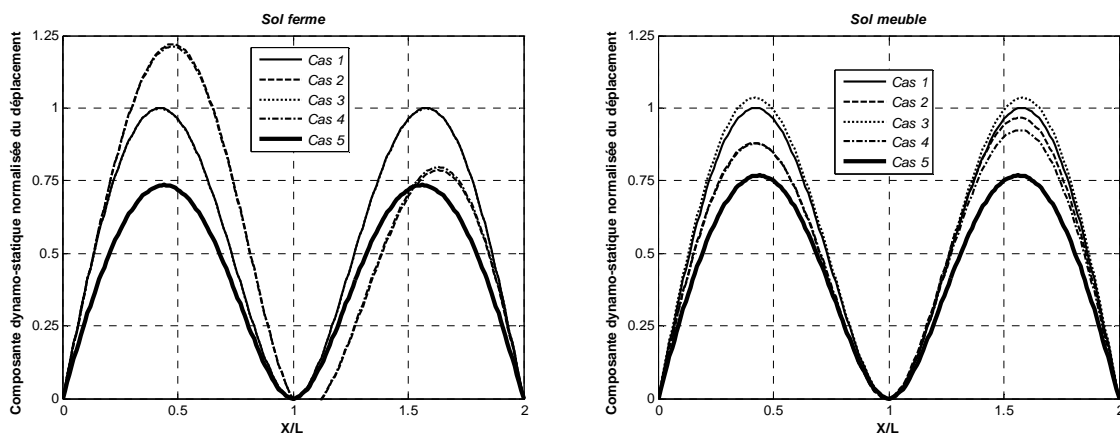


Figure IV.3 : Déplacement dynamo-statique normalisé le long de la poutre

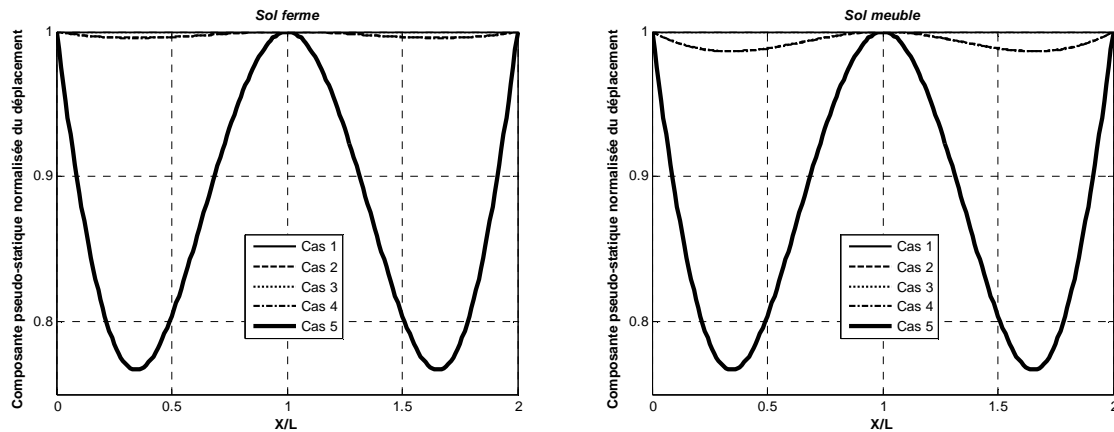


Figure IV.4 : Déplacement pseudo-statique normalisé le long de la poutre

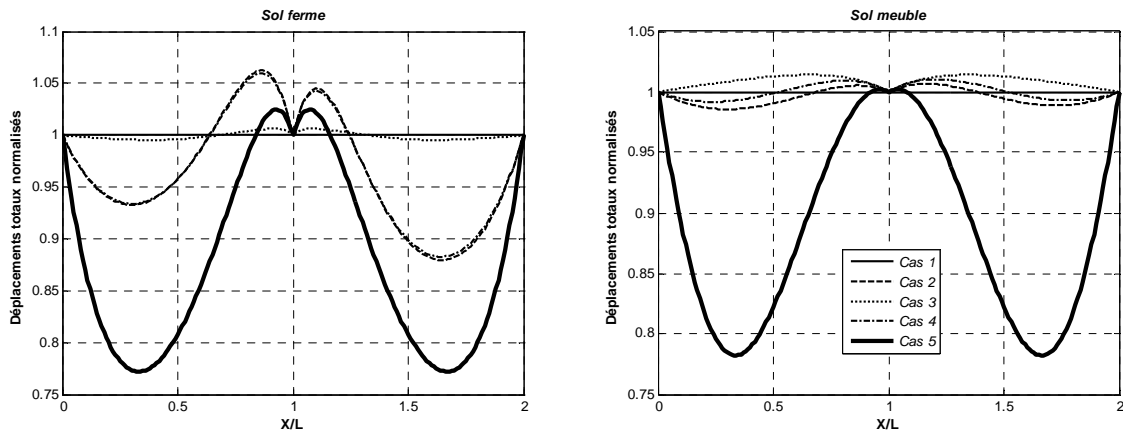


Figure IV.5 : Déplacements totaux normalisés le long de la poutre

2.2 Moyenne des maxima des moments fléchissants

Les moments fléchissants dynamiques normalisés par rapport au cas uniforme (figure IV.6) admettent des valeurs maximales au niveau du support intermédiaire et des valeurs relativement importantes au voisinage des mi-travées. Sous une excitation uniforme, il est surestimé par rapport aux autres cas d'excitation au niveau du support intermédiaire et sous-estimé à mi-travées pour un sol meuble. Pour un sol ferme, l'excitation uniforme surestime en général la composante dynamique le long de la poutre. Le moment sous une excitation totalement incohérente est confondu avec celle partiellement corrélée. L'effet de passage d'onde réduit au maximum les moments fléchissants dynamiques surtout à l'appui intermédiaire quelque soit le type de sol, l'effet d'incohérence se confond presque avec le cas uniforme en présence de site ferme.

Les moments dynamo-statiques ont été normalisés par rapport à la composante dynamique maximale du moment obtenue dans le cas uniforme (figure IV.7) car la composante dynamo-statique uniforme est nulle et ne contribue pas à la réponse totale. Cette composante de covariance entre les composantes dynamique et pseudo-statique est négative autour de l'appui intermédiaire et positive ailleurs. Elle atteint négativement des taux de 50% et plus en présence de sol meuble, et ne dépasse pas 5% en présence de sol ferme. L'effet de passage d'onde est plus important que l'effet d'incohérence, aussi bien à l'appui intermédiaire qu'à mi-travée pour les deux types de sol. Le cas 5 est le plus important de tous.

Le moment fléchissants pseudo-statique ont été aussi normalisés par rapport à la composante dynamique maximale du moment obtenue dans le cas uniforme et non par rapport à la composante pseudo-statique obtenue en cas d'excitation uniforme (figure IV.8), car cette dernière ne contribue pas au moment fléchissant total. Ils sont nuls sur les appuis de rive et maximaux à l'appui intermédiaire. Leurs valeurs sont plus importantes lorsque le sol est meuble que lorsqu'il est ferme. Le cas d'une excitation totalement incohérente donne des valeurs maximales du moment fléchissant pseudo-statique, elles atteignent 5 fois et plus les valeurs de la composante dynamique. En présence de l'effet de passage d'onde même associé à l'effet d'incohérence, les composantes pseudo-statiques apparaissent importantes et vont jusqu'à égaler les composantes dynamiques, constituantes à elles seules le moment total en cas d'excitation uniforme.

La figure IV.9 montre les réponses totales en moments fléchissants, normalisées par rapport au cas uniforme en toute section de la poutre. Il apparaît une amplification très importante, due aux effets de la VSMS, aux sections comprises entre l'appui intermédiaire et les mi-travées et une dé-amplification ailleurs pour le sol ferme. Ces pics exagérés sont dus au fait que les valeurs du moment total en cas uniforme en ces sections est très faibles. Afin de

mieux voire la différence, la normalisation a été faite par rapport à la valeur maximale du moment fléchissant uniforme, ce qui est montré sur la figure IV.10. Il apparaît clairement que pour un sol ferme, les effets de la VSMS (cas 2-4) engendrent des moments supérieurs au cas uniforme uniquement aux sections entre l'appui intermédiaire et les mi-travées. Le cas 5 engendre des moments supérieurs le long de la poutre. Pour un sol meuble, le comportement est différent. Les effets de la VSMS surestiment le moment fléchissant par la contribution importante de la composante pseudo-statique malgré la contribution négative de la composante dynamo-statique. Le cas d'excitations indépendantes (cas 5) donne les valeurs les plus importantes atteignant 7 fois les valeurs du moment total uniforme. Cette amplification anormale a été signalée par Der Kiureghian et Neuenhofer [48].

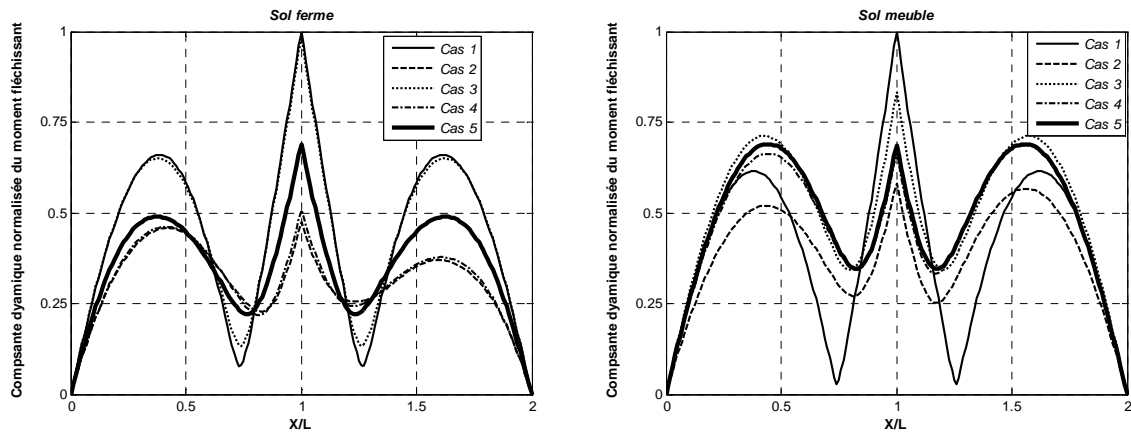


Figure IV.6: Moments fléchissants dynamiques normalisés le long de la poutre

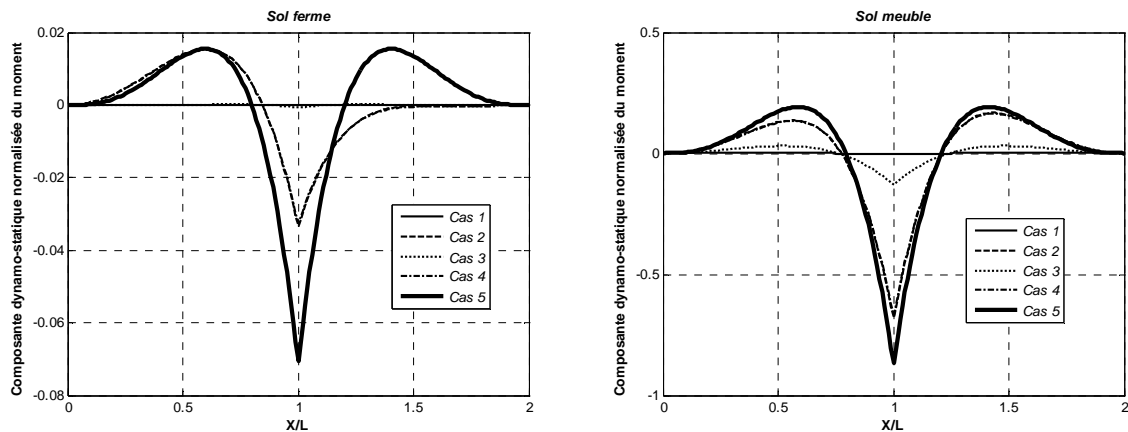


Figure IV.7: Moments fléchissants dynamo-statiques normalisés le long de la poutre

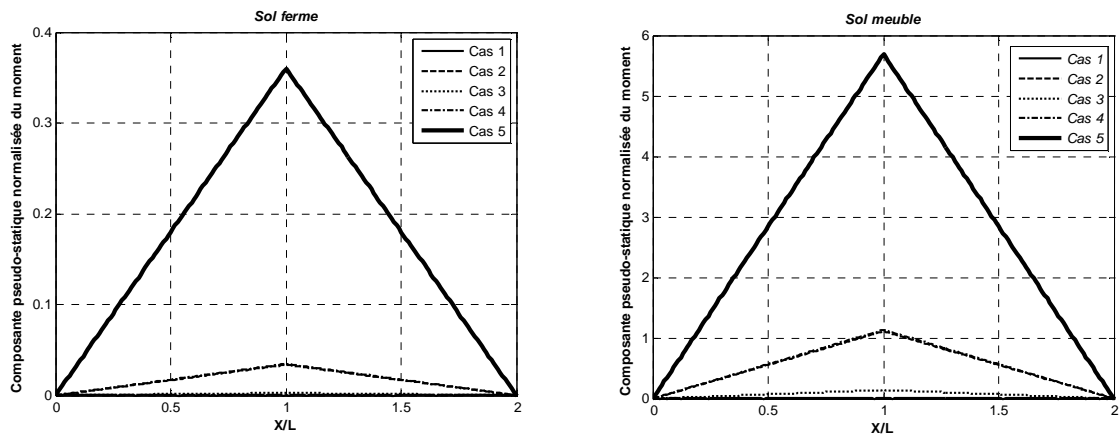


Figure IV.8: Moments fléchissants pseudo-statiques normalisés le long de la poutre

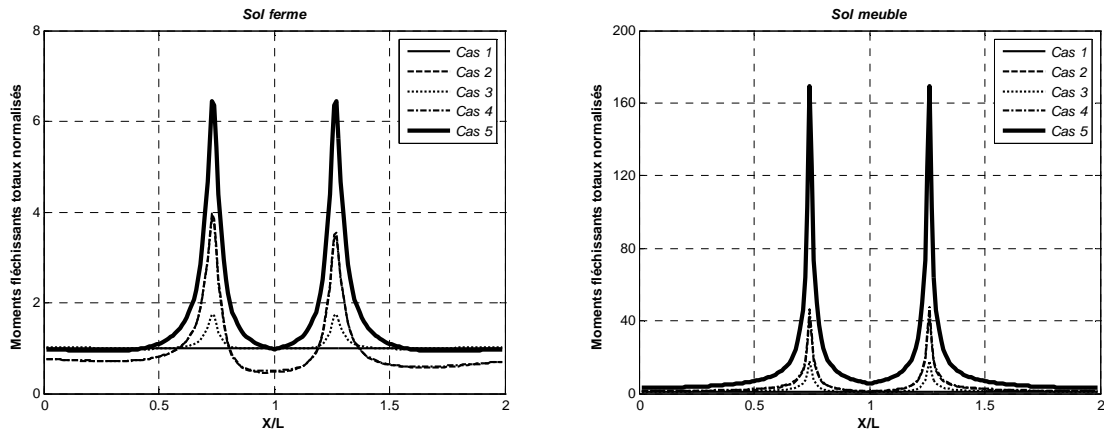


Figure IV.9: Moments fléchissants totaux normalisés section par section le long de la poutre

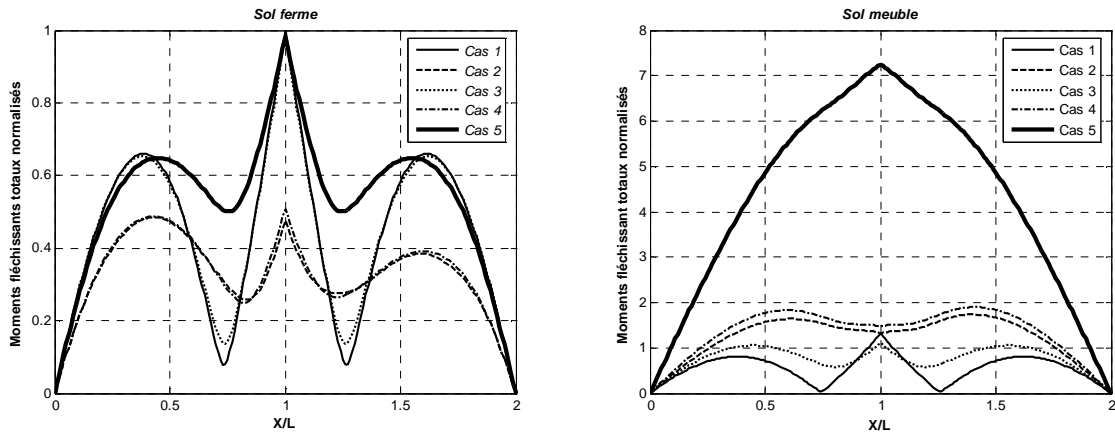


Figure IV.10: Moments fléchissants totaux normalisés le long de la poutre

2.3 Moyenne des maxima des efforts tranchants

La figure IV.11 montre les efforts tranchants dynamiques sous différents cas d'excitations normalisés par rapport à la valeur maximale sous excitation uniforme le long de la poutre. Ils sont maximaux au niveau des supports et particulièrement au niveau du support intermédiaire aussi bien pour le sol ferme que meuble. Ils sont en général, surestimés dans le cas de l'excitation uniforme au voisinage des appuis et sous-estimés au voisinage des mi-travées. L'écart entre les différents cas d'excitation est plus important en présence de sol ferme que meuble. La présence de l'effet de passage d'onde réduit le plus les efforts dynamiques.

Les efforts tranchants dynamo-statiques (figure IV.12) sont aussi maximaux au niveau de l'appui intermédiaire, ils sont nuls lorsque l'excitation est uniforme et admet des valeurs maximales négatives autour de l'appui intermédiaire jusqu'à la moitié de travée de part et d'autre. La normalisation est faite par rapport à la composante dynamique uniforme de l'effort tranchant. Les valeurs des composantes dynamo-statiques sont comparables aux composantes dynamiques lorsque le sol est meuble et surtout autour de l'appui intermédiaire et en présence de l'effet de passage d'onde ou d'excitations totalement incohérentes. En sol ferme, les composantes dynamo-statiques sont très faibles comparées aux composantes dynamiques. L'effet d'incohérence est presque nul.

Les efforts tranchants pseudo-statiques (figure IV.13) ont des valeurs constantes. Le cas d'excitation uniforme ne génère pas d'effort tranchant pseudo statique, la normalisation est faite par rapport à la composante dynamique uniforme. Les effets de la VSMS sont plus importants en sol meuble que ferme. L'effet d'incohérence est moins important que l'effet de passage d'ondes, ce dernier génère des efforts additionnels de l'ordre de 25% en présence de sol meuble et 1% en sol ferme. L'effet d'incohérence pris seul (cas 3) est presque nul, par

contre l'excitation totalement incohérente génère des efforts pseudo-statiques pouvant dépasser les efforts dynamiques en présence de sol meuble et atteignant 10% des efforts dynamiques en sol ferme.

La figure IV.14 montre les réponses totales en efforts tranchants, normalisées par rapport à la valeur maximale de l'effort tranchant total uniforme. Pour un sol ferme, les effets de la VSMS engendrent des efforts légèrement supérieurs au cas uniforme uniquement à mi-travées. Pour un sol meuble, les effets de la VSMS (cas 2-4) surestiment l'effort tranchant par la contribution positive et importante de la composante dynamo-statique autour des appuis extrêmes et le sous-estiment par la même contribution mais négative autour de l'appui intermédiaire. Le cas d'excitations indépendantes (cas 5) donne les valeurs les plus importantes atteignant le double aux appuis extrêmes.

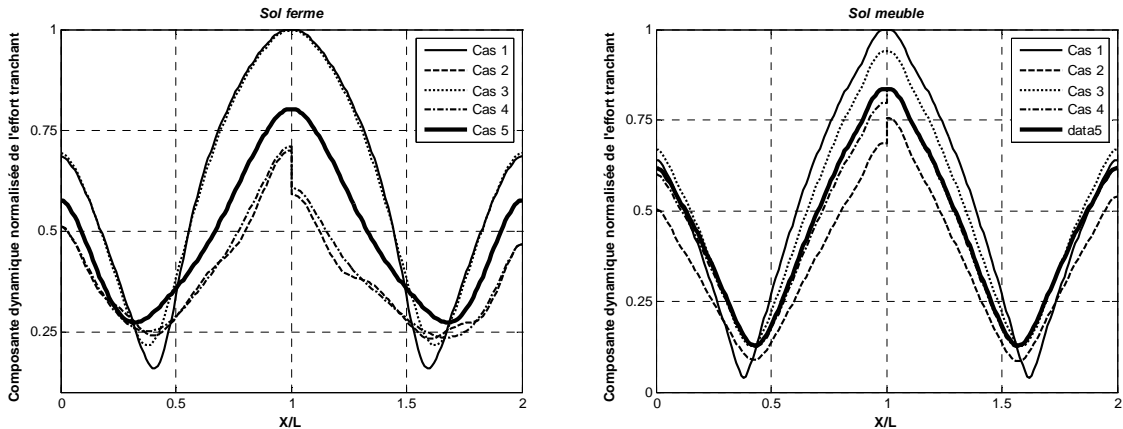


Figure IV.11: Efforts tranchants dynamiques normalisés le long de la poutre

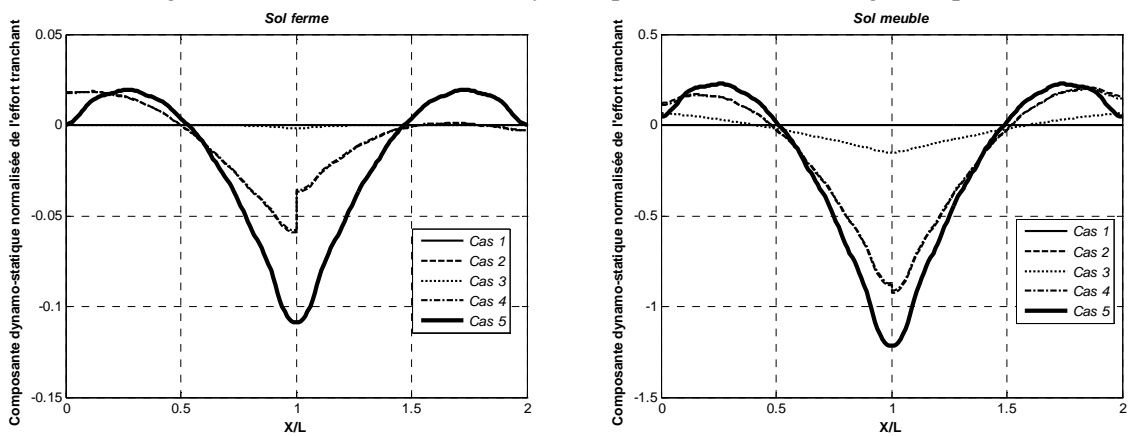


Figure IV.12: Efforts tranchants dynamo-statiques normalisés le long de la poutre

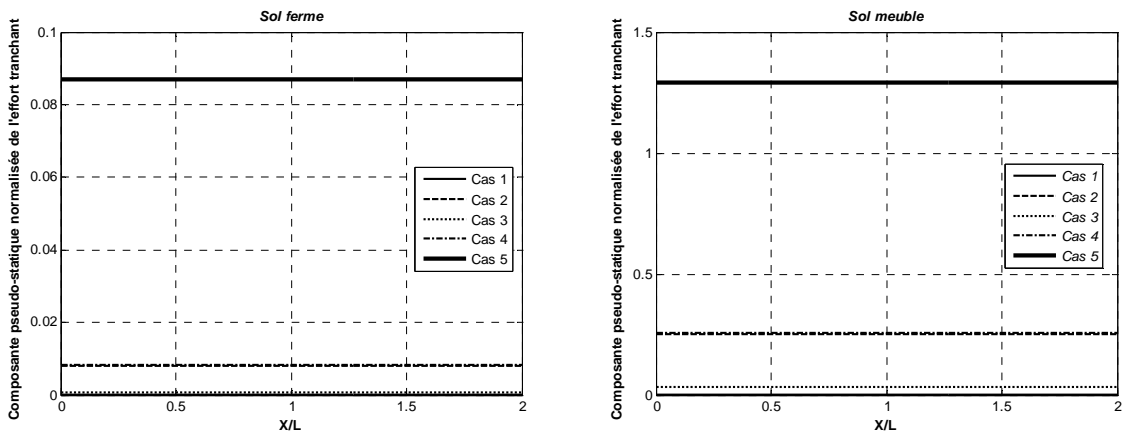


Figure IV.13: Efforts tranchants pseudo-statiques normalisés le long de la poutre

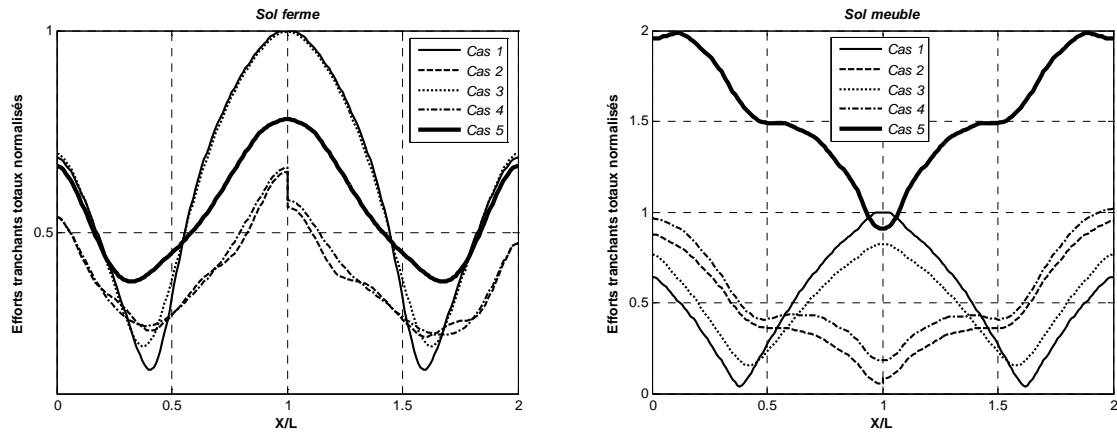


Figure IV.14: Efforts tranchants totaux normalisés le long de la poutre

3 Analyse des effets de la variabilité spatiale sur les réponses maximales au voisinage des sections dangereuses

3.1 Moyenne des maxima des déplacements

Après avoir analysé les effets de la variabilité spatiale du mouvement sismique sur les réponses maximales le long des poutres et détecté les sections dangereuses (les plus défavorables), il est intéressant d'étudier avec plus de détails les réponses au niveau de ces sections en fonction du paramètre « période fondamentale de la poutre, T ». En d'autres termes, il est très intéressant d'analyser les effets de la flexibilité et de la rigidité des structures sur les réponses maximales aux sections les plus défavorables, en tenant compte des effets de la variabilité spatiale du mouvement sismique.

La figure IV.15 montre les composantes de déplacements dynamiques, au milieu de la première travée, dus aux différents effets de la variabilité spatiale, normalisées par rapport à la valeur maximale de la composante obtenue en cas d'excitation uniforme, dans le cas des sols fermes et meubles. Toutes les réponses augmentent avec la flexibilité de la structure. Dans tous les cas d'excitation, la réponse en uniforme est toujours surestimée par rapport au reste des cas en présence de sol ferme. Les effets de la VSMS (autres que l'incohérence totale) sont plus importants sur les structures rigides que flexibles. Ces dernières sont presque insensibles aux effets à partir de périodes fondamentales supérieures à $1.7s$. Pour un sol meuble, les structures rigides présentent des déplacements dynamiques plus importants sous excitation variables que le cas uniforme. Au-delà de $T > 1.5s$, le cas uniforme devient plus important. L'effet de passage d'onde réduit au maximum les réponses. Les courbes présentent des points d'inflexion au voisinage de la période du sol ($T_g = 2\pi/\omega_g$), au voisinage de $0.42s$ dans le cas d'un sol ferme et de $1.26s$ dans le cas d'un sol meuble) et de manière accentuée dans le cas des sols meubles. Ceci signifie que les réponses des structures étendues (ponts) reposant sur des sols meubles exhibent des variations de plus en plus lentes pour des périodes fondamentales de ces structures supérieures à celle du sol, contrairement au cas des sols fermes où la variation reste constante.

La figure IV.16 montre les déplacements dynamo-statiques normalisés de la même manière que les composantes dynamiques. Ces déplacements augmentent avec la flexibilité des structures jusqu'à la période fondamentale. Dans le cas de sol ferme, ces composantes représentent au plus 7% de la composante dynamique et atteignent 20% dans le cas de sol meuble. L'effet de passage d'onde surestime ces composantes en présence de sol ferme quelque soit la flexibilité de la structure. En sol meuble, il surestime uniquement les réponses de structures ayant des $T > 2.2s$. Le cas d'excitation totalement incohérente présente des composantes les plus faibles.

La figure IV.17 montre les déplacements pseudo-statiques normalisés par rapport à la composante obtenue dans le cas 1. Ces déplacements sont constants du fait que les valeurs maximales de déplacements de sol aux appuis sont identiques (absence d'effet de site). Ils sont plus importants pour le cas uniforme que le reste de cas quelque soit le type de sol. Les cas 2-4 ne réduisent pas ces déplacements autant que le cas 5 qui peut atteindre 20%.

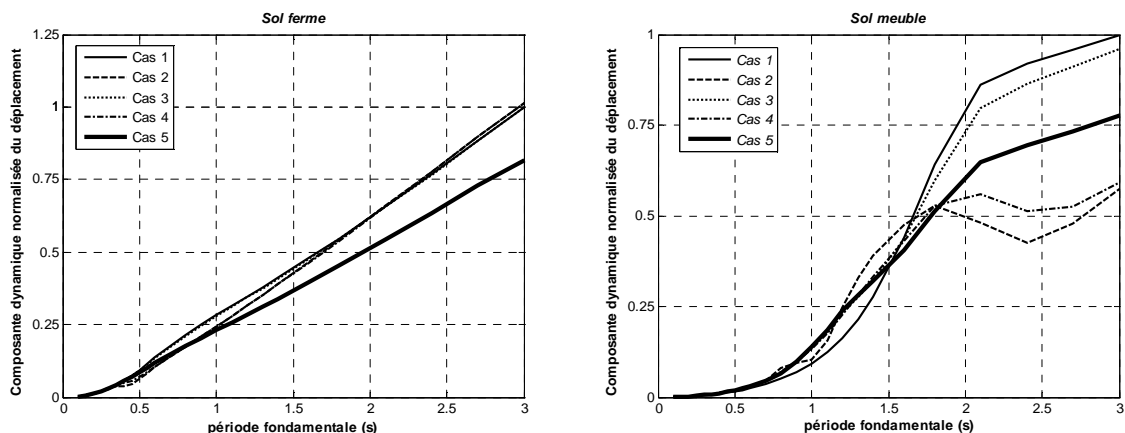


Figure IV.15: Déplacements dynamiques normalisés au milieu de la première travée

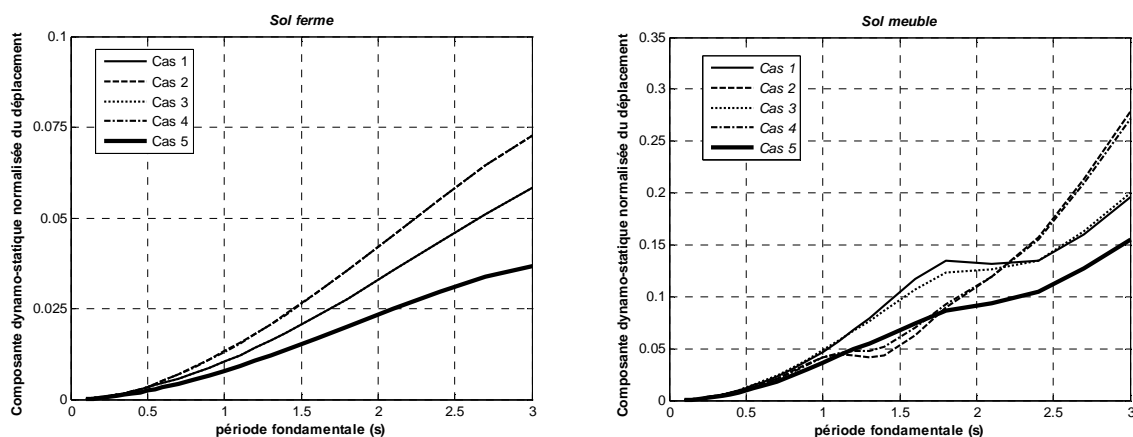


Figure IV.16: Déplacements dynamo-statiques normalisés au milieu de la première travée

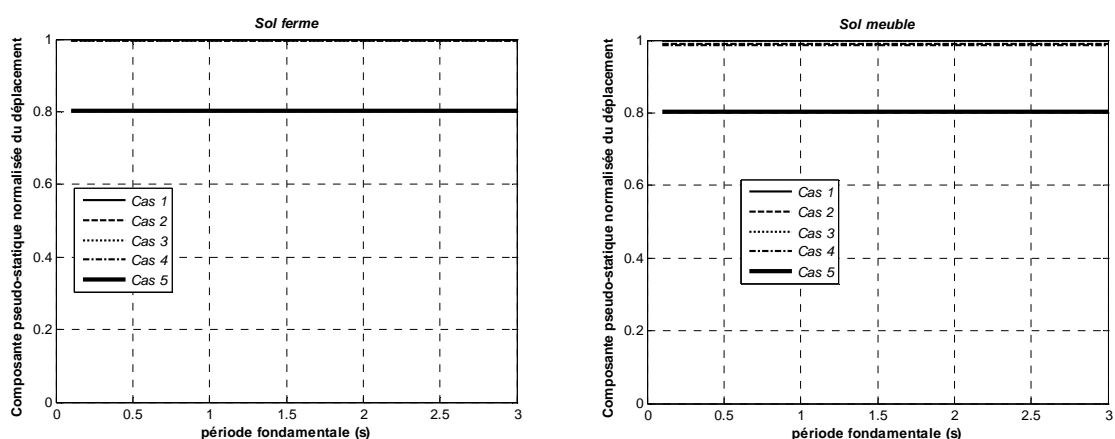


Figure IV.17: Déplacements pseudo-statiques normalisés au milieu de la première travée

La figure IV.18 montre les déplacements totaux normalisés par rapport au cas d'excitation uniforme. L'effet d'excitation totalement indépendante réduit au maximum les déplacements totaux pour les deux types de sol. Dans le cas de sol ferme, les structures ayant des périodes inférieures à celle du sol ne sont pas très influencées par les effets de la VSMS. Pour des

périodes supérieures et jusqu'à $1.7s$, les réponses sous chargement uniforme sont surestimées. Dans cette bande de périodes, l'effet de passage d'onde, pris seul ou associé à l'effet d'incohérence réduit le plus les déplacements totaux. Les structures flexibles ($T > 1.7s$) sous excitation variables, montrent des déplacements plus importants de l'ordre de 4% . Dans le cas d'un sol meuble, les structures ayant une période fondamentale inférieure à celle du sol ($1.42s$) sont moins influencées par les effets de la VSMS. Autour de cette période, les déplacements sous excitation variables sont plus importants que ceux obtenus sous excitation uniforme (4%). Les structures flexibles présentent des déplacements réduits par les effets de la VSMS. Cette réduction peut atteindre sous l'effet de passage d'onde 18% .

La figure IV.19 montre les taux de contribution des différentes composantes de déplacement à la réponse totale pour tous les cas de chargement. Pour les structures rigides, les déplacements pseudo statiques dominent à plus de 90% et les déplacements dynamiques dominent pour les structures flexibles à hauteur de 75% . Les composantes dynamo-statiques participent à la réponse totale avec des taux faibles pouvant atteindre 10% dans les cas extrêmes de structures flexibles sur sol meuble sous l'effet de passage d'onde. Pour les structures rigides, les effets de la VSMS sont négligeables. Les composantes dynamiques surpassent les composantes à partir de périodes supérieure à $1s$ pour un sol ferme. En sol meuble, les contributions des composantes dynamiques et pseudo-statiques ne s'équilibrent pas, les effets de la VSMS surestiment les composantes pseudo-statiques des structures flexibles et par conséquent réduisent la contribution des composantes dynamiques.

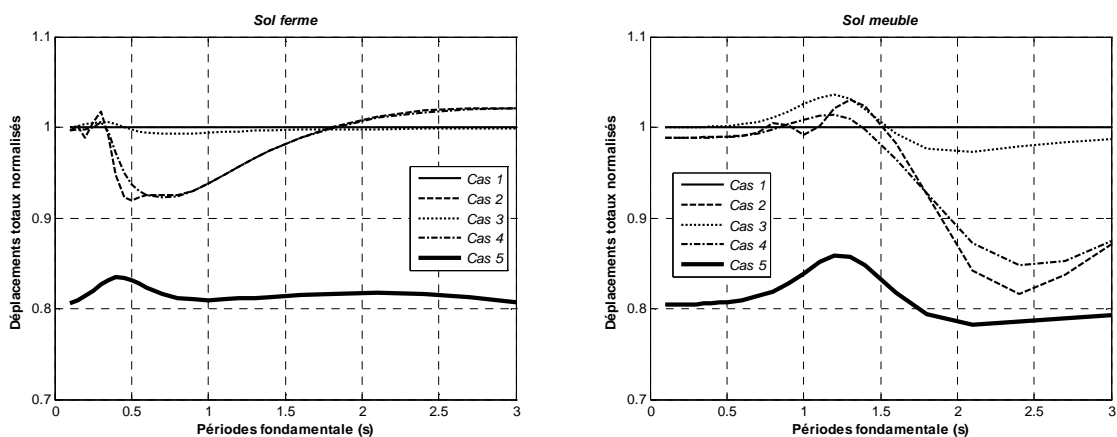


Figure IV.18: Déplacements totaux normalisés au milieu de la première travée

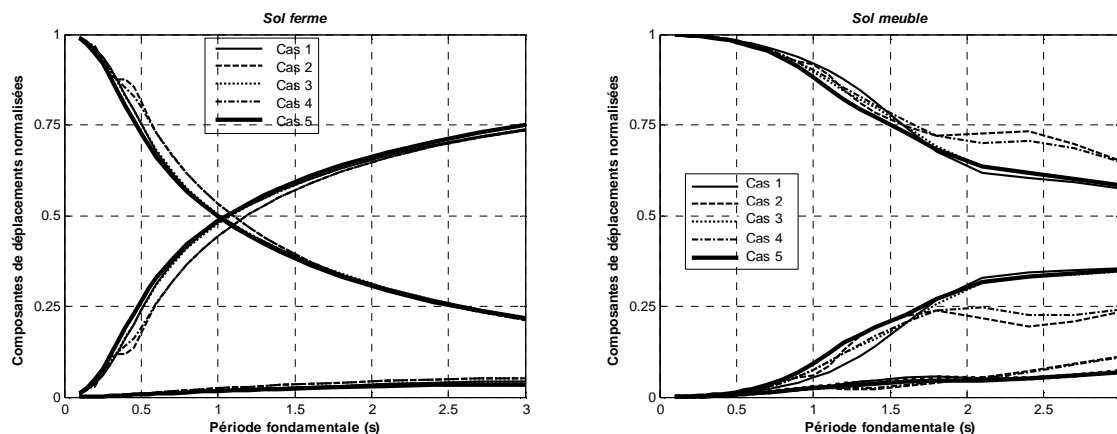


Figure IV.19: Contributions des composantes de déplacements au déplacement total au milieu de la première travée

3.2 Moyenne des maxima des moments fléchissants

La figure IV.20 montre les courbes des moments fléchissants dynamiques au milieu de la poutre normalisés par rapport à la valeur maximale obtenue dans le cas d'excitation uniforme. Le cas d'excitation uniforme surestime les réponses dans le cas de sol meuble de toutes les structures et seulement des structures ayant des périodes inférieures à $1.7s$ sur sol ferme. Les effets de la VSMS affectent beaucoup plus les réponses des structures flexibles fondées sur sol meubles que celles fondées sur sols fermes. Le cas d'excitations totalement incohérentes sous-estime les réponses des structures sur sols fermes alors que pour le cas des sols meubles, c'est les cas de l'effet de passage d'onde qui sous-estime la réponse.

La figure IV.21 montre les composantes dynamo-statiques du moment fléchissant, normalisées par rapport à la composante dynamique obtenue en cas d'excitation uniforme. Dans le cas d'excitation uniforme, ces composantes sont nulles. En cas d'excitations variables, ces composantes négativement corrélées. Le cas 5 réduit au maximum ces composantes. Les effets de la VSMS sont plus importants en sol meuble que ferme et ils augmentent en fonction de la période fondamentale des structures. L'effet de passage d'onde, prépondérant en déplacement, reste le plus important que le reste des effets.

Les composantes pseudo-statiques du moment fléchissant sont montrées sur la figure IV.22. Ces composantes sont normalisées par rapport à la composante dynamique en cas d'excitation uniforme. Elles sont nulles pour le cas 1 (déplacement de corps rigides) et apparaissent en cas d'excitations variables. Elles sont faibles dans le cas de sol ferme, et importantes dans le cas de sol meuble.

La figure IV.23 montre les moments fléchissants totaux normalisés par rapport à la valeur maximale du moment fléchissant obtenu en excitation uniforme (cas 1). Pour les structures rigides, ayant des périodes fondamentales inférieures à celles du sol, l'excitation variable produit des moments dans ces structures plus importants que ceux obtenus par une excitation uniforme. Cette dernière génère uniquement des composantes dynamiques qui sont nulles pour des structures très rigides. Pour des périodes supérieures à celles des sols, les effets de la VSMS ont tendance à réduire les moments fléchissants totaux pour un sol meuble. En sol ferme, les structures très flexibles subissent des moments fléchissants générés par la VSMS plus importants que ceux uniforme.

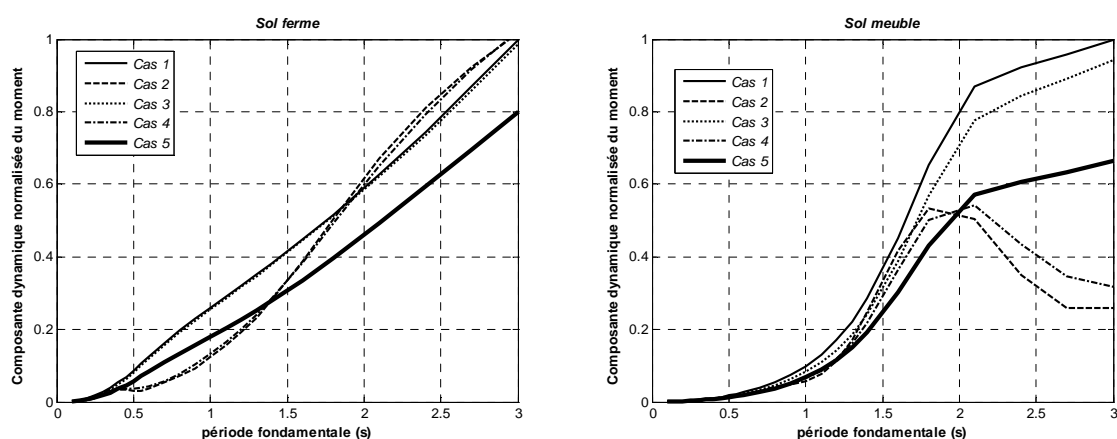


Figure IV.20: Moments fléchissants dynamiques normalisés au milieu de la poutre

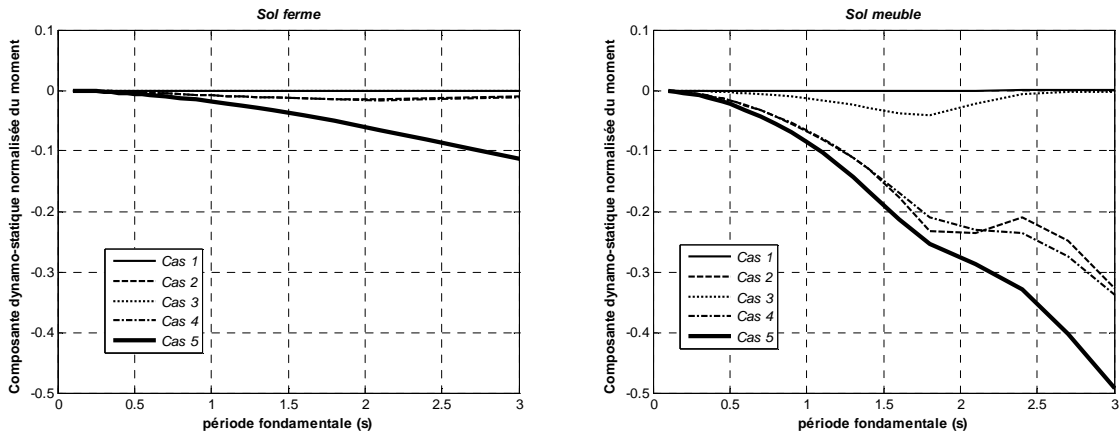


Figure IV.21: Moments fléchissants dynamo-statiques normalisés au milieu de la poutre

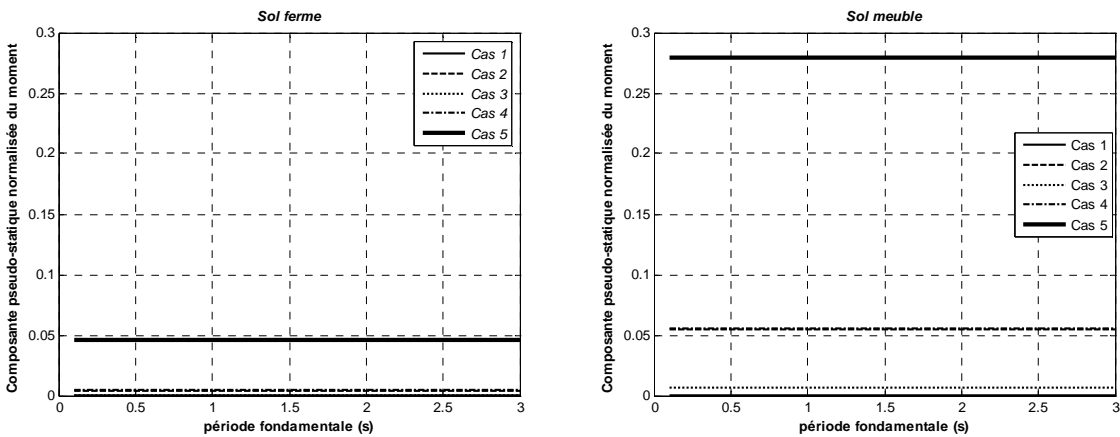


Figure IV.22: Moments fléchissants pseudo-statiques normalisés au milieu de la poutre

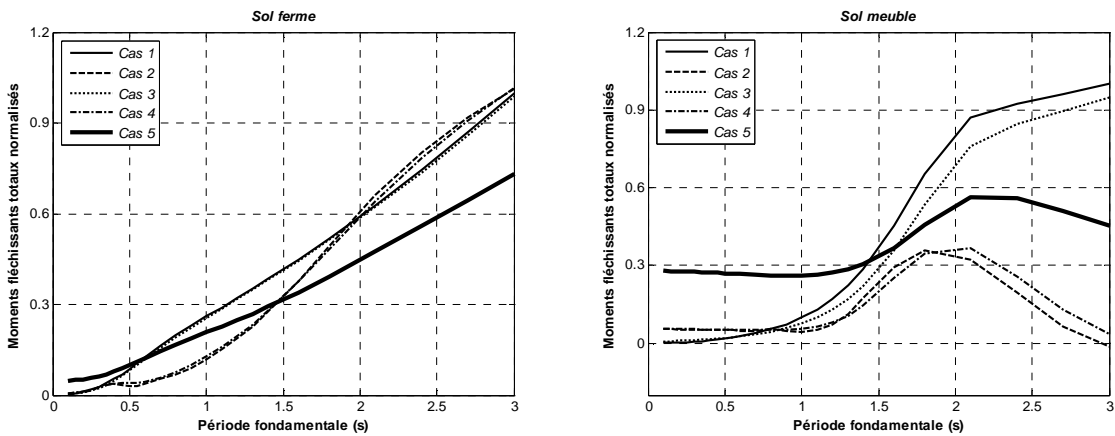


Figure IV.23: Moments fléchissants totaux normalisés au milieu de la poutre

Les contributions de chaque composante à la réponse totale sont données dans les figures IV.24 à IV.28 pour chaque cas d'excitation respectivement. L'excitation uniforme ne génère pas de moments pseudo-statiques ni dynamo-statique, le moment total est égale à la composante dynamique. L'effet de site génère aussi bien des composantes dynamiques, pseudo-statiques et la covariance entre les deux. En présence de sol ferme, cet effet est important pour des structures rigides ayant des périodes inférieures à celle du sol, ceci est aussi valable pour un sol meuble sauf que pour des structures très flexibles, la composante

dynamique dépasse la pseudo-statique et les trois composantes s'équilibrent par la contribution négative de la composante dynamo-statique.

L'effet d'incohérence (cas3) est moins important que l'effet de passage d'onde, probablement à cause de la valeur du facteur d'incohérence faible à moyen ($\alpha = 0.125$). L'effet est plus marqué en présence de sol meuble.

Dans le cas d'excitation 4, où les deux effets de passage d'onde d'incohérence sont considérés, l'effet de passage d'onde domine et les contributions des différentes composantes ressemblent au cas 2. En cas d'excitations totalement indépendantes (cas 5), les structures rigides se comportent comme le cas uniforme jusqu'à des périodes égales à celle du sol, où les composantes pseudo-statiques apparaissent et augmentent avec la flexibilité de la structure pour contribuer presque en totalité à la réponse totale dans le cas de sol ferme et contribuent à hauteur de 80% dans le cas de sol meuble. Les composantes dynamo-statique sont négligeables.

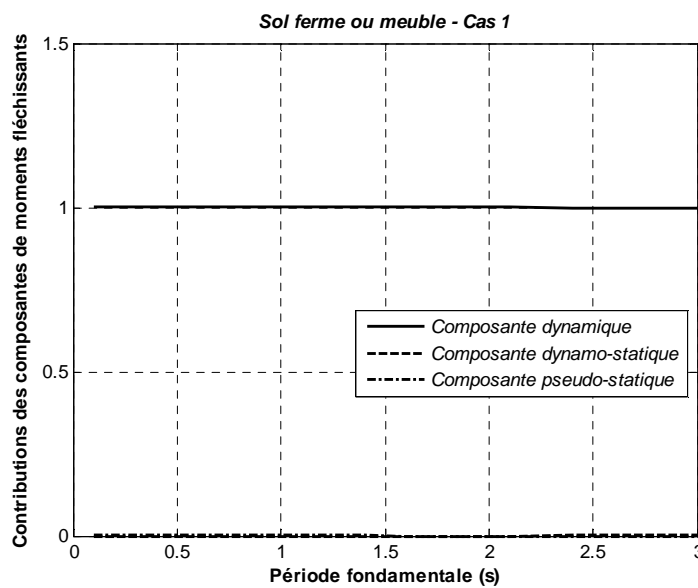


Figure IV.24: Contributions des composantes au moment fléchissant total au milieu de la première travée dans le cas uniforme

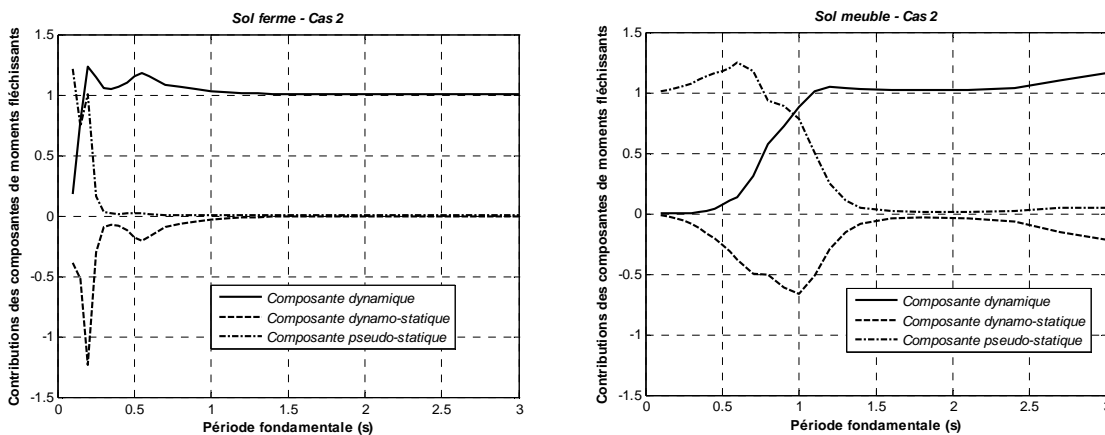


Figure IV.25: Contributions des composantes au moment fléchissant total au milieu de la première travée dans le cas 2

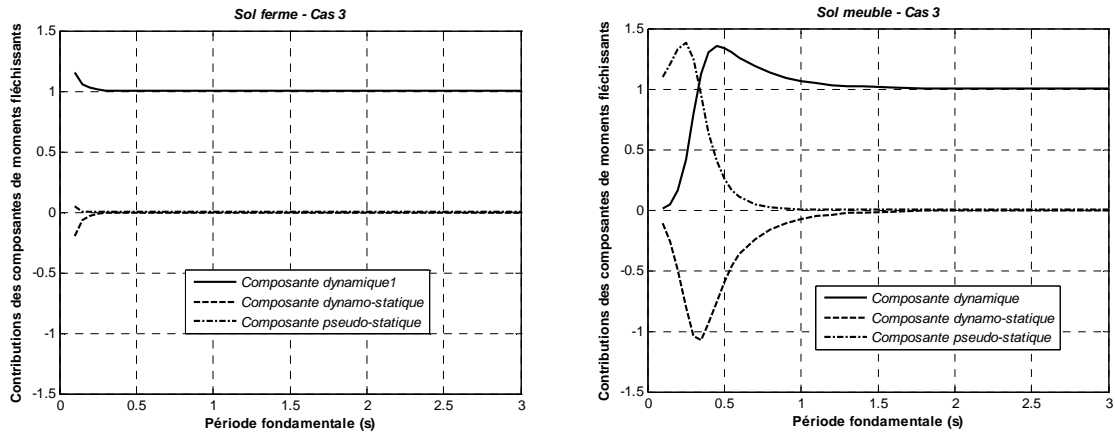


Figure IV.26: Contributions des composantes au moment fléchissant total au milieu de la première travée dans le cas 3

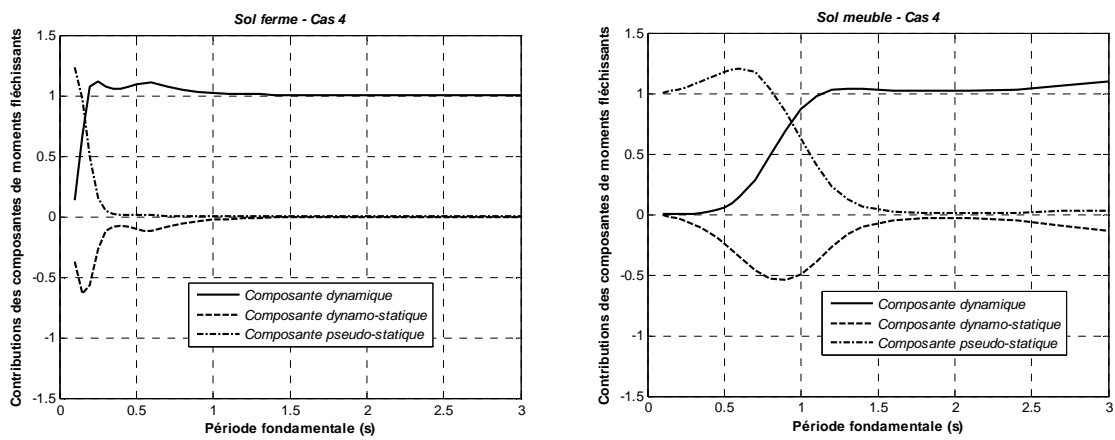


Figure IV.27: Contributions des composantes au moment fléchissant total au milieu de la première travée dans le cas 4

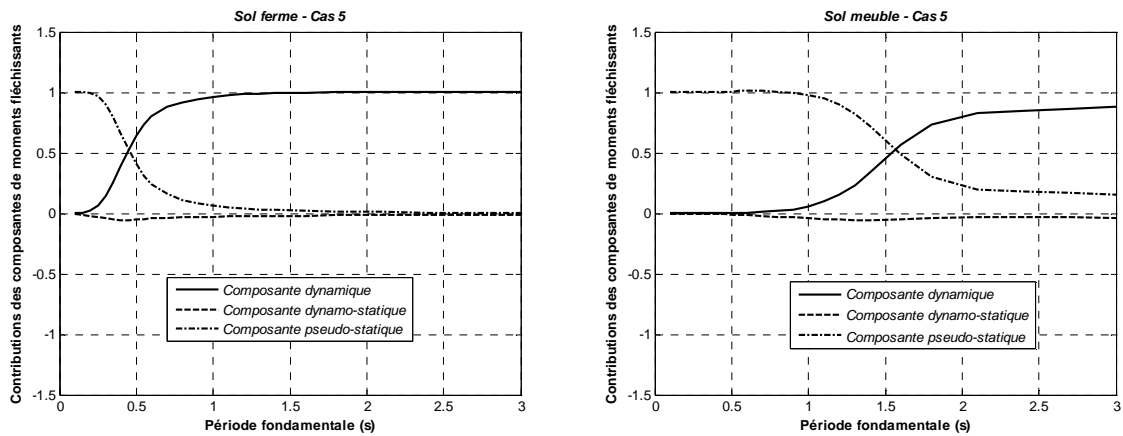


Figure IV.28: Contributions des composantes au moment fléchissant total au milieu de la première travée dans le cas 5

3.3 Moyenne des maxima des efforts tranchants

La figure IV.29 montre les courbes des efforts tranchants dynamiques à gauche du support intermédiaire, normalisés par rapport à la composante uniforme maximale, sous les différents cas d'excitation. Le cas d'excitation uniforme surestime les réponses dans le cas de sol meuble de toutes les structures et seulement des structures ayant des périodes inférieures à 1.4s sur sol ferme. Les effets de la VSMS affectent beaucoup plus les réponses des structures

flexibles fondées sur sol meubles que celles fondées sur sols fermes. L'effet de passage d'onde sous-estime le plus les structure flexibles sur sol meuble.

La figure IV.30 montre les courbes des efforts tranchants à la même section et normalisées par rapport à la composante dynamique uniforme maximale. Ces courbes montrent plus d'effets que celles des moments fléchissants mais les allures sont comparables.

Les composantes pseudo-statiques de l'effort tranchant sont montrées sur la figure IV.31. Ces composantes sont normalisées par rapport à la composante dynamique en cas d'excitation uniforme. Elles sont bien sure nulles pour le cas 1 et apparaissent en cas d'excitations variables. Elles sont faibles dans le cas de sol ferme, et importantes dans le cas de sol meuble.

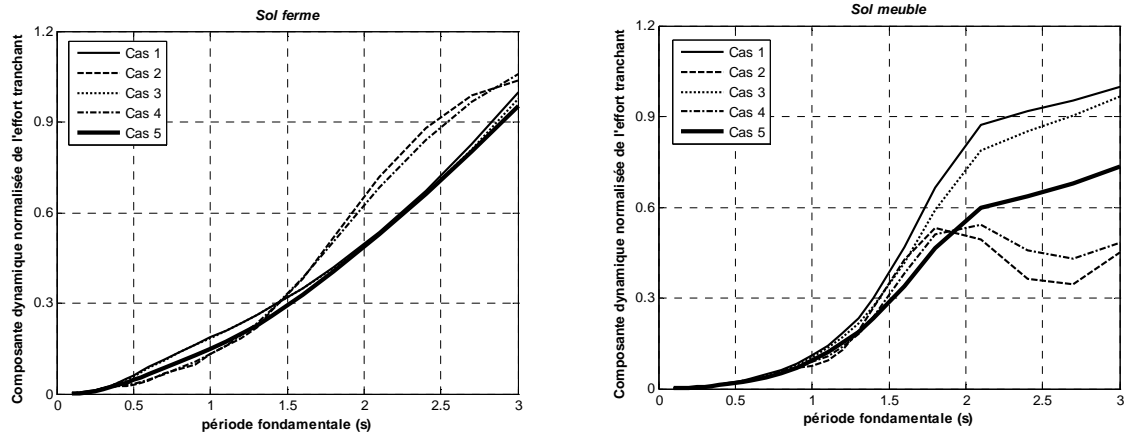


Figure IV.29: Efforts tranchants dynamiques normalisés à gauche de l'appui intermédiaire

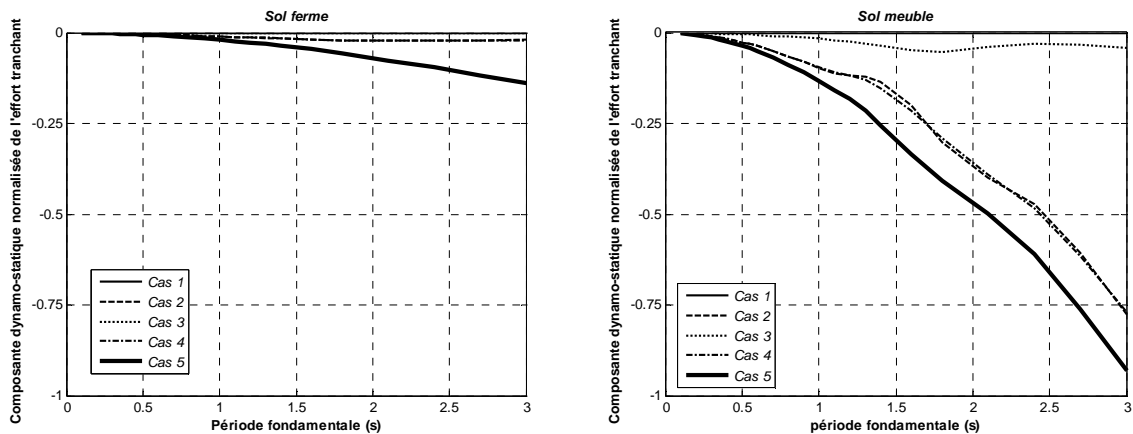


Figure IV.30: Efforts tranchants dynamo-statiques normalisés à gauche de l'appui intermédiaire

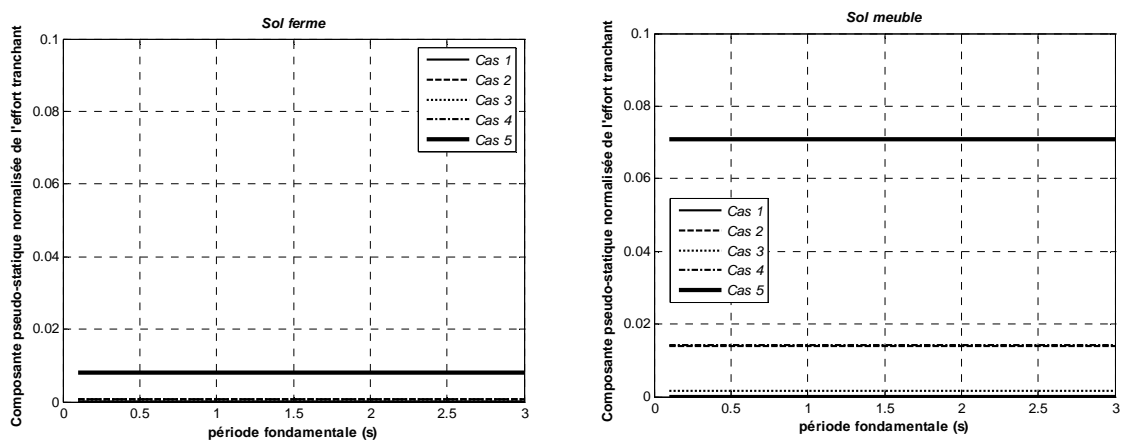


Figure IV.31: Efforts tranchants pseudo-statiques normalisés à gauche de l'appui intermédiaire

La figure IV.32 montre les efforts tranchants totaux normalisés par rapport à la valeur maximale obtenue en excitation uniforme (cas 1). En présence de sol meuble, les effets de la VSMS réduisent les efforts quelque soit la période fondamentale. La contribution des composantes dynamo-statiques, négativement corrélées, inversent les efforts tranchants totaux des structures très flexibles et deviennent négatifs, En présence de sol ferme, la contribution des composantes dynamo-statiques n'est pas aussi importante, les efforts totaux sont plus importants sous les effets de la VSMS sur les structures flexibles.

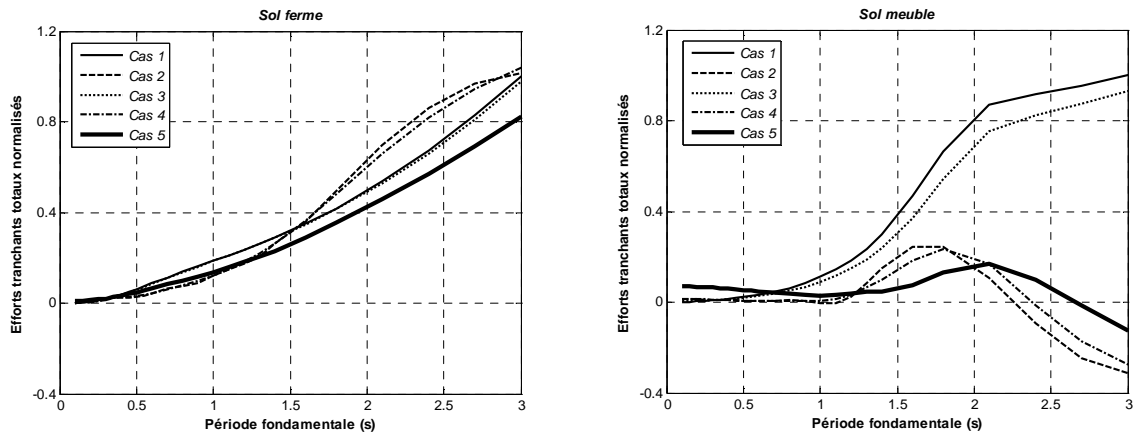


Figure IV.32: Efforts tranchants totaux normalisés à gauche de l'appui intermédiaire

Les contributions de chaque composante à la réponse totale sont données dans les figures IV.33 à IV.37 pour chaque cas d'excitation respectivement. L'excitation uniforme ne génère pas d'effort tranchant pseudo-statiques ni dynamo-statique, la réponse totale est alors égale à la composante dynamique. La VSMS génère aussi bien des composantes dynamiques, pseudo-statiques et la covariance entre les deux. Globalement les mêmes remarques que les moments fléchissants restent valables. L'effet de passage d'onde est plus important, les effets de la VSMS sont plus importants pour des structures rigides ayant des périodes inférieures à celle du sol, ils sont plus significatifs en présence de sol meuble que ferme. Les structures flexibles sont dominées par les composantes dynamiques, et les structures rigides par les composantes pseudo-statiques et dynamo-statiques. Ces dernières sont négativement corrélées.

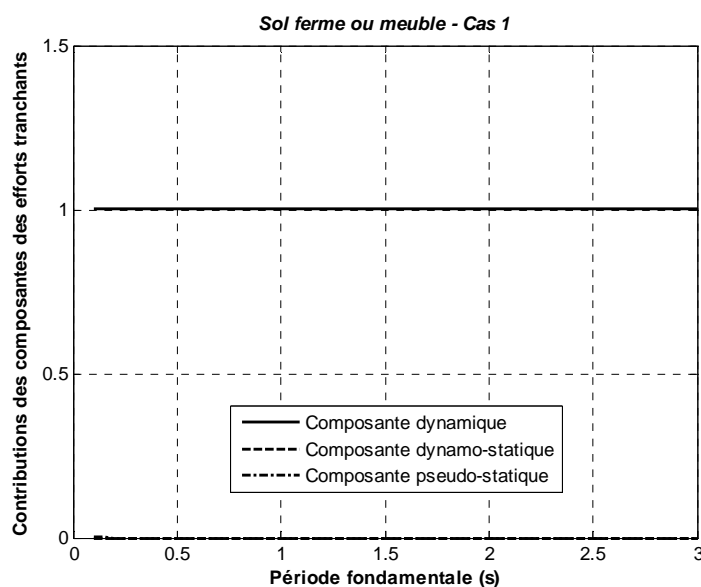


Figure IV.33: Contributions des composantes à l'effort tranchant total à gauche de l'appui intermédiaire dans le cas uniforme

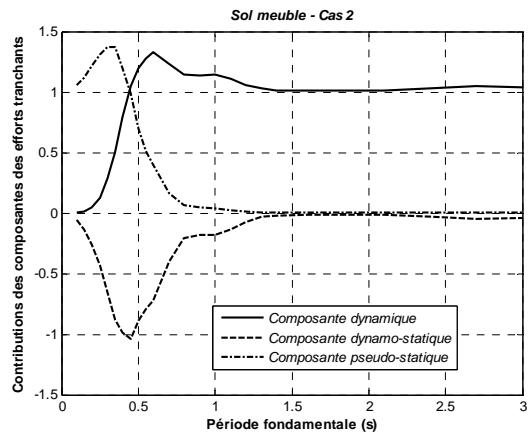
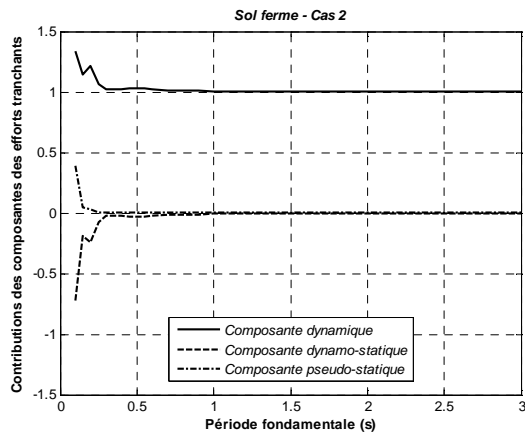


Figure IV.34: Contributions des composantes à l'effort tranchant total à gauche de l'appui intermédiaire dans le cas 2

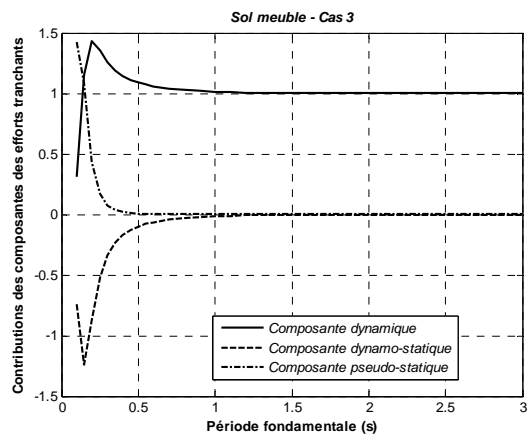
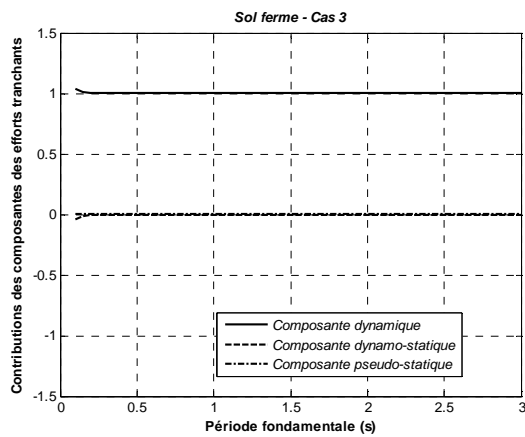


Figure IV.35: Contributions des composantes à l'effort tranchant total à gauche de l'appui intermédiaire dans le cas 3

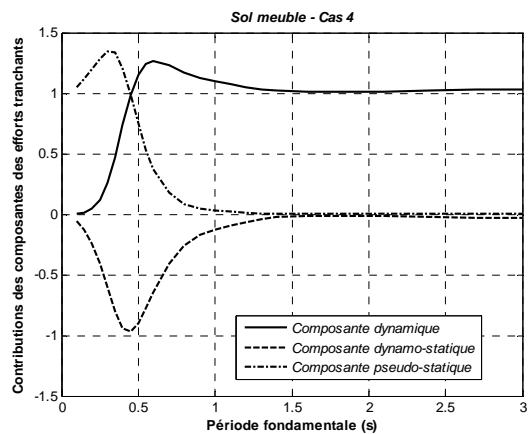
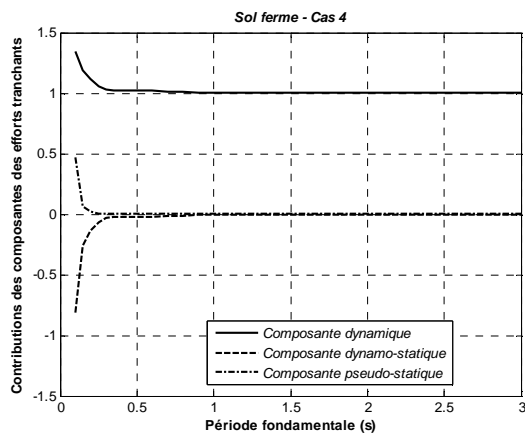


Figure IV.36: Contributions des composantes à l'effort tranchant total à gauche de l'appui intermédiaire dans le cas 4

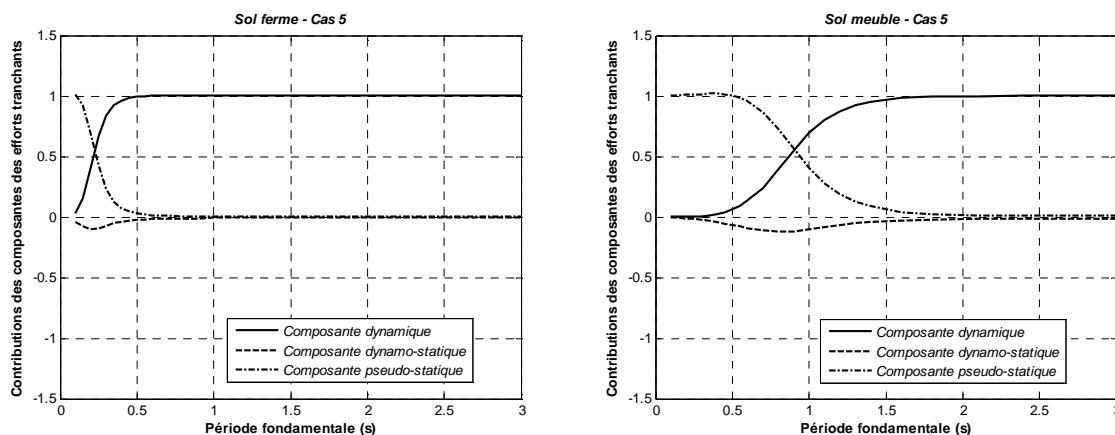


Figure IV.37: Contributions des composantes à l'effort tranchant total à gauche de l'appui intermédiaire dans le cas 5

4 Conclusion

La variabilité spatiale du mouvement sismique est un aspect très important dans la conception parasismique des structures longues. Dans la présente partie, cet aspect est pris en considération à travers le spectre de réponse adapté à la situation d'excitation partiellement corrélé en tenant compte de l'inter corrélation modale et entre excitation d'appuis. La VSMS est traduite par deux effets dans le cas présent, pris indépendamment et combinés pour utiliser dans l'analyse cinq cas d'excitations. Il est à noter que le cas où les excitations aux appuis sont totalement indépendantes donne des réponses complètement différentes des autres cas. Ceci est dû au fait que cette situation de chargement correspond aux cas où les conditions de sol sont différentes d'un appui à l'autre ou bien que les distances entre appuis sont très importantes. Dans ce cas, les fonctions de densité spectrale de puissance des excitations ne peuvent pas être identiques à chaque appui. Le cas 5 est physiquement mal modélisé dans cette partie. Il sera pris en compte convenablement dans la seconde partie.

Des conclusions générales ont été tirées à partir des réponses, sous différents cas d'excitations, le long de la poutre et aux sections dangereuses pour différentes poutres. Quelques conclusions sont résumées :

Les réponses totales en déplacement sont inférieures au cas uniforme le long de la poutre sauf de part et d'autre de l'appui intermédiaire où la contribution positive de la composante dynamo-statique fait que la situation s'inverse avec des dépassements n'excédant pas 5%.

En variant la flexibilité des structures, la période fondamentale du sol devient importante dans la mesure où les structures ayant des périodes inférieures à celle du sol ne sont pas très influencées par les effets de la VSMS. Pour des périodes supérieures, les réponses sous chargement uniforme sont surestimées.

Les structures rigides sont dominées par les déplacements pseudo statiques et les structures flexibles par les déplacements dynamiques. Les composantes dynamo-statiques sont plus importantes en présence de sol meuble.

Pour les efforts internes totaux (moments fléchissants et efforts tranchants) à l'appui intermédiaire, les effets de la VSMS produisent des réponses plus importantes pour les structures rigides, ayant des périodes fondamentales inférieures à celles du sol. Pour des périodes supérieures à celles des sols, les effets de la VSMS ont tendance à réduire les moments fléchissants totaux en présence de sol meuble.

L'excitation uniforme ne génère pas d'efforts internes pseudo-statiques ni dynamo-statique, les efforts totaux sont égaux aux efforts dynamiques. Les composantes pseudo et dynamo-statiques apparaissent et dominent les efforts internes des structures ayant des périodes fondamentales inférieures à celle du sol.

Les réponses totales en moments fléchissants sont amplifiées par les effets de la VSMS, aux sections comprises entre l'appui intermédiaire et les mi-travées et dé-amplifiées ailleurs pour le sol ferme. Pour un sol meuble, les effets de la VSMS surestiment le moment fléchissant le long de la poutre par la contribution importante de la composante pseudo-statique malgré la contribution négative de la composante dynamo-statique.

PARTIE V

Effets de la variabilité spatiale du mouvement sismique due aux effets de site sur les structures modélisées en poutres continues

5

Effets de la variabilité spatiale du mouvement sismique due aux effets de site sur les structures modélisées en poutres continues

1. Introduction

Le phénomène d'amplification du mouvement sismique en présence de dépôts de sol meubles est connu. Les amplitudes du mouvement sismique augmentent significativement en surface libre d'un site, plusieurs chercheurs ont analysé ce phénomène et ont développé un certain nombre de modèles analytiques de la fonction d'amplification de site.

La composante de la fonction de cohérence concernant l'effet de site requiert la caractérisation des profils de sol sous chaque appui en termes de fonction d'amplification pour son introduction. Les modèles de fonction d'amplification proposés dépendent de plusieurs facteurs complexes : le champ d'onde incident qui peut être proche, contenant les ondes de volume ou de surface, la modélisation du site en 1D, 2D ou 3D et le comportement mécanique des différentes couches de sol qui constituent le site (viscoélastiques, non linéaire, bi-phasique,...). En général, les modèles analytiques basés sur la linéarité et une modélisation 1D de la structure du site traduisent assez fidèlement la physique du phénomène (effets de contraste d'impédance entre les couches de sol, superficielles et le substratum rocheux et la variation des caractéristiques mécaniques des couches en profondeur) et conduisent par conséquent à des conclusions représentatives. Il existe différentes méthodes pour estimer les effets de site :

- Les techniques expérimentales empiriques qui utilisent les enregistrements du mouvement sismique ou bien les bruits de fond pour estimer les fonctions de transfert.
- Les méthodes empiriques basées sur la classification des sites, la moyenne des vitesses d'ondes de cisaillement, des relations d'amplifications,...
- Les méthodes théoriques, basées sur la propagation des ondes sismiques à travers un modèle unidimensionnel, 2D ou bien 3D, l'avantage de ces méthodes est que différents types d'ondes avec différents angles d'incidence peuvent être utilisées.
- Et les méthodes hybrides.

Quand la structure géologique du site ainsi que les données géotechniques des différentes couches de sol constituant le site sont disponibles, les méthodes analytiques sont les plus utilisées. L'une des plus utilisée est la propagation verticale des ondes sismiques planes S dans un milieu stratifié. Les paramètres requis pour cette analyse sont les densités, les épaisseurs, l'amortissement matériel et les modules de cisaillement de chaque couche. La détermination des différents modules de cisaillement est relativement coûteuse et onéreuse, des chercheurs ont proposé des variations de module de cisaillement d'un profil de sol qui augmentent avec la profondeur en puissance [192, 193, 194]. Pour ces modèles, il suffit d'avoir le module de cisaillement maximal. Le modèle proposé par ces auteurs est utilisé dans la présente étude afin de déterminer les fonctions de transfert des colonnes de sol sous chaque appui qui serviront à la détermination de la composante « effet de site » de la fonction de cohérence.

2. Fonction de cohérence due aux effets de site

En tenant en compte seulement de l'effet de site, l'expression analytique de l'inter-densité spectrale de puissance entre deux stations données k et l est définie comme suit [20, 194]

$$S_{kl}(\omega, d_{kl}) = \gamma_{kl}(\omega, d_{kl})^{effet\ de\ site} \sqrt{S_{kk}(\omega)S_{ll}(\omega)} \quad (V.1)$$

avec $\gamma_{kl}^{effet\ de\ site}$ est la fonction de cohérence qui tient compte uniquement des effets de site, elle peut s'écrire aussi sous la forme :

$$\gamma_{kl}(\omega, d_{kl})^{effet\ de\ site} = exp(i\theta_{kl}(\omega)) \quad (V.2)$$

Où $i = \sqrt{-1}$ et $\theta_{kl}(\omega)$ est la phase spectrale définie complètement en terme des deux fonctions de transfert $\Lambda_k(\omega)$ et $\Lambda_l(\omega)$. Ces fonctions dépendent de la fréquence d'excitation et des caractéristiques géométriques et mécaniques du sol sous chaque appui k et l respectivement. La phase due à l'effet de site s'écrit alors :

$$\theta_{kl}(\omega) = \tan^{-1} \left(\frac{Im[\Lambda_k(\omega)\Lambda_l(-\omega)]}{Re[\Lambda_k(\omega)\Lambda_l(-\omega)]} \right) \quad (V.3)$$

d_{kl} est la distance entre les appuis k et l ; et $S_{kk}(\omega)$ et $S_{ll}(\omega)$ sont les fonctions de densité spectrale de puissance de l'accélération à la surface libre de chaque station k et l , respectivement. La densité spectrale de puissance au substratum rocheux est supposée constante et égale à S_0 (bruit blanc). On note aussi que les expressions mathématiques *exp*, *tan*, *Im* et *Re* désignent les fonctions : exponentielle, tangente, partie imaginaire et partie réelle, respectivement.

3. Fonction d'amplification d'un profil de sol non homogène

Les fréquences propres de vibration et la fonction d'amplification d'un profil de sol dépendent essentiellement de ses caractéristiques géométriques, mécaniques et dynamiques. Les caractéristiques dynamiques et, en particulier, le module de cisaillement du sol varient en fonction de la profondeur, à partir de la surface libre. Les expériences ont montré que cette variation est en puissance de la profondeur [195]. Par exemple [192], pour un site uniforme d'argile molle normalement consolidée, le module de cisaillement du sol varie linéairement en fonction de la profondeur z ; pour un site uniforme de sol cohérent, il varie en racine carrée de z et pour un site d'argile raide surconsolidée, il est constant. La connaissance des fréquences propres de vibration ainsi que la fonction d'amplification d'un site est très importante pour l'étude de l'effet de la variation des conditions géologiques locales de site sur les structures multi appuis.

Des méthodes simplifiées peuvent être utilisées pour l'évaluation de la réponse sismique d'un profil de sol surmontant un substratum rocheux, en se basant sur l'hypothèse de multicouches, chaque couche est homogène et présente des caractéristiques constantes [192]. Dans le présent travail, le modèle de sol est considéré ayant des caractéristiques continues en profondeur, ceci évite en général les erreurs de discrétisation lors de l'évaluation des fonctions de transfert. Le profil est alors représenté par une variation de son module de cisaillement en augmentant avec la profondeur en puissance qui dépend du type du sol. Le profil de la figure V.1, surmontant un substratum ou un demi-espace élastique, de hauteur H . La variation de son module de cisaillement est de la forme suivante [193, 194] :

$$G_s(z_s) = G_0 \left(\frac{z_s}{H} \right)^p, \quad 0 \leq p \leq 1 \quad (\text{V.4})$$

où G_0 est le module de cisaillement du sol à l'interface couche de sol-substratum rocheux. Le paramètre p , appelé paramètre de non-homogénéité, peut être obtenu en minimisant, au sens des moindres carrés, l'écart entre les valeurs réelles des vitesses de cisaillement fournies par l'essai de sismique des puits (cross-hole par exemple), et les valeurs théoriques. Il est donné par [193] :

$$p = \ln(V_0) \frac{1}{H} \int_0^H \ln \left(\frac{z_s}{H} \right) \ln(\hat{V}(z_s)) dz_s \quad (\text{V.5})$$

Où $\hat{V}(z_s)$ est le profil de vitesses réelles (mesurées), V_0 est la vitesse des ondes de cisaillement du sol à l'interface avec le substratum rocheux.

Des exemples typiques des valeurs de p ont été rapportées dans la littérature [192, 193, 194] : zéro pour des dépôts d'argiles surconsolidés très raides (fermes), proche de l'unité pour les mêmes dépôts quand ils sont normalement consolidés et varie de 0.45 à 0.6 pour les sols non cohérents.

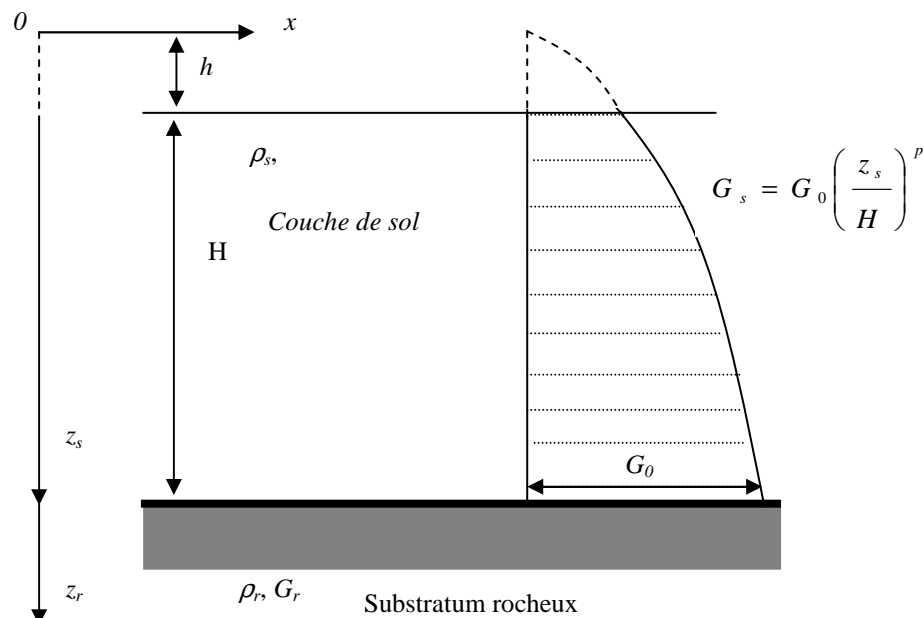


Figure V.1: Profil de sol non-homogène avec sa distribution de module de cisaillement avec la profondeur

3.1 Equations de mouvement

L'équation de la propagation d'onde de cisaillement dans un profil de sol non-homogène peut être obtenue en considérant l'équation d'équilibre dynamique d'un élément infinitésimal de dimension latérale infinie (figure V.1) :

$$\rho_s \frac{\partial^2 u_s(z_s, t)}{\partial t^2} = \frac{\partial}{\partial t} \left[G_s(z_s) \frac{\partial u_s(z_s, t)}{\partial z_s} \right] \quad (\text{V. 6})$$

Où ρ_s est la masse volumique de la couche de sol, u_s est le déplacement horizontal de sol, z_s est la variable spatiale verticale, t est la variable temps et G_s est le module de cisaillement du sol.

La solution générale de l'équation (V.6) est une série infinie. Si l'on considère que la couche du sol vibre dans un mode donné à la fréquence ω , une solution harmonique de (V.6) peut être recherchée en considérant les conditions aux limites de déplacement relatif nul à l'interface sol-substratum rocheux ($u_s(H, t) = 0$) et des contraintes de cisaillement nulles en surface libre ($\tau_s(h, t) = 0$) d'une part et en supposant un découplage modal, sous la forme [194]:

$$u_s(\xi, t) = U_s(\xi) e^{i\omega t} \quad (\text{V. 7})$$

avec $\xi = \frac{z_s}{H}$

$U_s(\xi)$ désigne la déformée modale du mode de vibration considéré et $i^2 = -1$. En substituant l'équation (V.7) dans (V.6), nous obtenons l'équation adimensionnelle d'équilibre modale suivante :

$$\xi^2 \frac{d^2 U_s(\xi)}{d\xi^2} + p\xi \frac{dU_s(\xi)}{d\xi} + \tilde{\omega}^2 \xi^{2-p} U_s(\xi) = 0 \quad (\text{V. 8})$$

où $\tilde{\omega} = \frac{\omega H}{V_0}$ est la fréquence adimensionnelle et $V_0 = \sqrt{\frac{G_0}{\rho_s}}$ est la vitesse des ondes de cisaillement du sol à l'interface sol-substratum rocheux.

L'équation (V.8) est une équation différentielle de Bessel qui admet la solution suivante [196]

$$U_s(\xi) = \xi^{\frac{1-p}{2}} \left[A_s J_\nu \left(\frac{2}{2-p} \tilde{\omega} \xi^{1-\frac{p}{2}} \right) + A'_s Y_\nu \left(\frac{2}{2-p} \tilde{\omega} \xi^{1-\frac{p}{2}} \right) \right] \quad (\text{V. 9})$$

où A_s et A'_s sont des constantes à déterminer en utilisant les conditions aux limites, J_ν et Y_ν sont des fonctions de Bessel de première et deuxième espèce respectivement et d'ordre $\nu = \frac{p-1}{2-p}$

La contrainte de cisaillement est définie par la relation suivante

$$\tau_s(\xi) = G_s(\xi) \frac{dU_s(\xi)}{d\xi} = -G_0 \tilde{\omega} \xi^{\frac{1}{2}} \left[A_s J_{\nu+1} \left(\frac{2}{2-p} \tilde{\omega} \xi^{1-\frac{p}{2}} \right) + A'_s Y_{\nu+1} \left(\frac{2}{2-p} \tilde{\omega} \xi^{1-\frac{p}{2}} \right) \right] \quad (\text{V. 10})$$

En appliquant la condition au limite de la contrainte nulle à la surface libre de sol, $\tau_s(h) = 0$, on obtient :

$$A'_s = -A_s \frac{J_{\nu+1} \left(\frac{2}{2-p} \tilde{\omega} \xi^{1-\frac{p}{2}} \right)}{Y_{\nu+1} \left(\frac{2}{2-p} \tilde{\omega} \xi^{1-\frac{p}{2}} \right)} \quad (\text{V. 11})$$

En posant $\lambda = \frac{h}{H}$, on obtient les expressions de la déformée modale et de la contrainte de cisaillement comme suit:

$$U_s(\xi) = \frac{A_s}{Y_{\nu+1} \left(\frac{2}{2-p} \tilde{\omega} \lambda^{1-\frac{p}{2}} \right)} \xi^{1-\frac{p}{2}} C_\nu \left(\frac{2}{2-p} \tilde{\omega} \xi^{1-\frac{p}{2}} \right) \quad (\text{V. 12})$$

$$\tau_s(\xi) = -G_0 \tilde{\omega} \frac{A_s}{Y_{\nu+1} \left(\frac{2}{2-p} \tilde{\omega} \lambda^{1-\frac{p}{2}} \right)} \xi^{\frac{1}{2}} C_{\nu+1} \left(\frac{2}{2-p} \tilde{\omega} \xi^{1-\frac{p}{2}} \right) \quad (\text{V. 13})$$

Avec

$$C_\mu(a) = J_\mu(a) Y_{\nu+1} \left(\frac{2}{2-p} \tilde{\omega} \lambda^{1-\frac{p}{2}} \right) - J_{\nu+1} \left(\frac{2}{2-p} \tilde{\omega} \lambda^{1-\frac{p}{2}} \right) Y_\mu(a) \quad (\text{V. 14})$$

Dans notre cas $a = \frac{2}{2-p} \tilde{\omega} \xi^{1-\frac{p}{2}}$

On note que :

$$\tau_s(z_s) = G_s(z_s) \frac{dU_s(z_s)}{dz_s} = -G_0 \xi^p \frac{dU_s(\xi)}{d\xi} \frac{d\xi}{dz_s} = \frac{1}{H} \tau_s(\xi) \quad (\text{V. 15})$$

Au substratum rocheux, le module de cisaillement est constant et vaut G_r , le déplacement et la contrainte de cisaillement sont donnés respectivement sous la forme suivante

$$U_r(z_r) = A_r e^{i\omega \frac{z_r}{V_r}} + A'_r e^{-i\omega \frac{z_r}{V_r}} \quad (\text{V. 16})$$

$$\tau_r(z_r) = G_r \frac{dU_s(z_r)}{dz_r} = i\rho_r V_r \omega \left[A_r e^{i\omega \frac{z_r}{V_r}} - A'_r e^{-i\omega \frac{z_r}{V_r}} \right] \quad (\text{V. 17})$$

où z_r est une variable spatiale verticale, $V_r = \sqrt{\frac{G_r}{\rho_r}}$ est la vitesse des ondes de cisaillement du substratum rocheux et A_r et A'_r sont des constantes à déterminer en utilisant les conditions de continuité à l'interface sol-substratum rocheux.

3.2 Fréquences de vibration

Les fréquences de vibration du profil non-homogène s'obtiennent à partir de la condition au limite $U_s(1) = 0$, soit

$$C_\nu(a) = J_\nu(a) Y_{\nu+1} \left(a \lambda^{1-\frac{p}{2}} \right) - J_{\nu+1} \left(a \lambda^{1-\frac{p}{2}} \right) Y_\nu(a) \quad (\text{V. 18})$$

Avec

$$a = \frac{2}{2-p} \tilde{\omega} \quad (\text{V. 19})$$

L'équation (V.16) a un nombre infini de racine, $a_n = a_n(p, \lambda)$, $n = 1, 2, \dots$ qui peuvent être calculées numériquement. La $n^{\text{ième}}$ fréquence de vibration du profil de sol non-homogène, est donnée par :

$$\omega_n = \frac{a_n(2-p)V_0}{2H} \quad (\text{V. 20})$$

Les valeurs de a_n dépendent du paramètre de non-homogénéité p , pour chaque valeur de λ .

3.3 Fonction d'amplification

En utilisant les conditions de continuité de déplacement et de la contrainte à l'interface sol-substratum rocheux :

$$U_s(1) = U_r(0) \quad (\text{V. 21})$$

$$\tau_s(H) = \frac{1}{H} \tau_s(1) = \tau_r(0) \quad (\text{V. 22})$$

On obtient le système d'équation suivant :

$$\begin{cases} A_r + A'_r = \frac{A_s}{Y_{\nu+1} \left(\frac{2}{2-p} \tilde{\omega} \lambda^{1-\frac{p}{2}} \right)} C_\nu \left(\frac{2}{2-p} \tilde{\omega} \right) \\ A_r - A'_r = iq \frac{A_s}{Y_{\nu+1} \left(\frac{2}{2-p} \tilde{\omega} \lambda^{1-\frac{p}{2}} \right)} C_{\nu+1} \left(\frac{2}{2-p} \tilde{\omega} \right) \end{cases} \quad (\text{V. 23})$$

Où $q = \frac{\rho_s V_0}{\rho_r V_r}$ est le rapport d'impédance, désignant le contraste d'impédance entre le substratum rocheux et la couche de sol.

La résolution de système d'équation (V.23) permet de déterminer les constantes A_r et A'_r . D'où la fonction d'amplification entre la surface libre et l'affleurement rocheux qui s'écrit :

$$\Lambda(\tilde{\omega}) = \frac{U_s(z_s = h)}{U_s(z_r = 0)} = \frac{U_s(\lambda)}{2A_r} = \lambda^{\frac{1-p}{2}} \frac{C_\nu \left(\frac{2}{2-p} \tilde{\omega} \lambda^{1-\frac{p}{2}} \right)}{C_\nu \left(\frac{2}{2-p} \tilde{\omega} \right) + iq C_{\nu+1} \left(\frac{2}{2-p} \tilde{\omega} \right)} \quad (\text{V. 24})$$

Cette équation peut être écrite en fonction de la nouvelle fréquence adimensionnelle, $\tilde{\omega}_0 = \frac{\omega(H-h)}{V_0} = \tilde{\omega}(1-\lambda)$, comme suit

$$\Lambda(\tilde{\omega}_0) = \lambda^{\frac{1-p}{2}} \frac{C_\nu \left(\frac{2}{2-p} \frac{\lambda^{1-\frac{p}{2}}}{1-\lambda} \tilde{\omega}_0 \right)}{C_\nu \left(\frac{2}{2-p} \frac{1}{1-\lambda} \tilde{\omega}_0 \right) + iq C_{\nu+1} \left(\frac{2}{2-p} \frac{1}{1-\lambda} \tilde{\omega}_0 \right)} \quad (\text{V. 25})$$

L'équation (V.25) peut être écrite explicitement pour les valeurs de $\lambda \ll 1$ comme suit [194]

$$\Lambda(\tilde{\omega}_0) = \frac{1}{\Gamma \left(\frac{1}{2-p} \right)} \frac{\left(\frac{1}{2-p} \tilde{\omega}_0 \right)^\nu}{J_\nu \left(\frac{2}{2-p} \tilde{\omega}_0 \right) + iq J_{\nu+1} \left(\frac{2}{2-p} \tilde{\omega}_0 \right)} \quad (\text{V. 26})$$

Où Γ désigne la fonction Gamma.

Cette simplification n'affecte aucunement la précision pour de faible valeurs de λ , ce qui est démontré sur la figure V.2, qui montre la fonction d'amplification pour différentes valeurs faibles de λ .

L'amortissement peut être pris en compte en substituant G_0 dans les équations précédentes par $G_0 = G_0(1 + 2i\beta)$, où β désigne le coefficient d'amortissement.

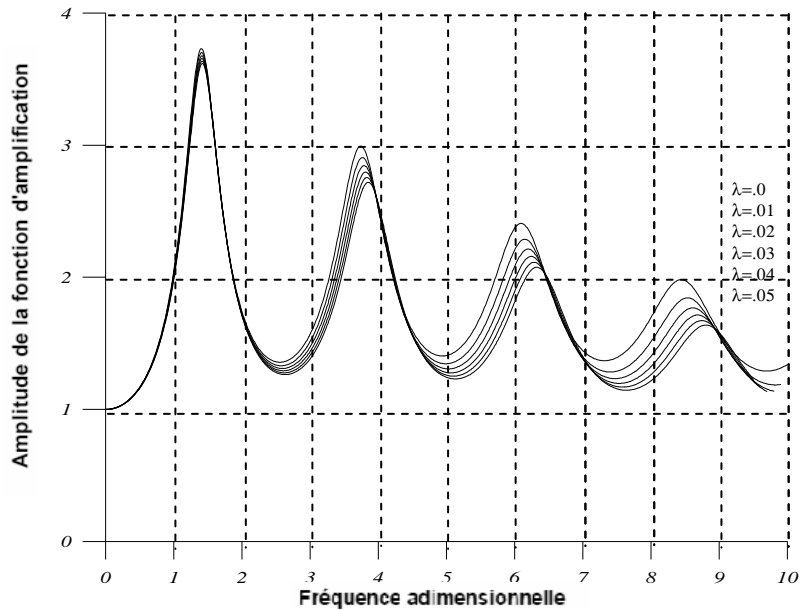


Figure V.2: Fonction de transfert pour différentes valeurs de λ
($q = 0.25, \beta = 0.05$ et $p = 0.5$)

La fonction d'amplification [194] donnée par l'équation est schématisée sur les figures V.3 à V.5 en fonction de la fréquence adimensionnelle, $\tilde{\omega}$ et du rapport d'impédance q , pour différents types de dépôts de sol, ayant des paramètres de non homogénéité p différents ($p = 0, 0.5, \text{ et } 1$) et sur la figure V.6 en fonction de la fréquence adimensionnelle, $\tilde{\omega}$ et du paramètre de non homogénéité p , pour une valeur du rapport d'impédance $q = 0.5$. L'amortissement matériel du sol considéré est pris égal à 0.05.

A partir de ces figures, nous distinguons que la variation en profondeur du module de cisaillement du sol définie par le paramètre p affecte le contenu fréquentiel et l'amplitude de la fonction d'amplification. Plus ce paramètre augmente, plus les pics apparaissant dans la fonction d'amplification présentent d'importantes amplitudes et l'amortissement radiatif diminue. Ainsi, l'amplification est plus importante pour des sols relativement lâches (valeurs élevées de p) que pour des sols fermes. La rigidité du substratum définie par le paramètre q affecte uniquement les amplitudes de la fonction d'amplification et l'amortissement radiatif augmente avec l'augmentation du contraste d'impédance q .

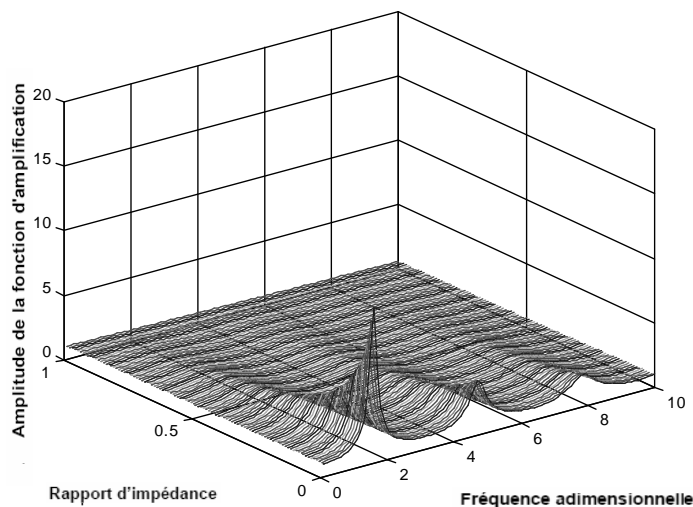


Figure V.3: Fonction d'amplification de profil de sol non homogène ($\beta = 0.05$ et $p = 0$)

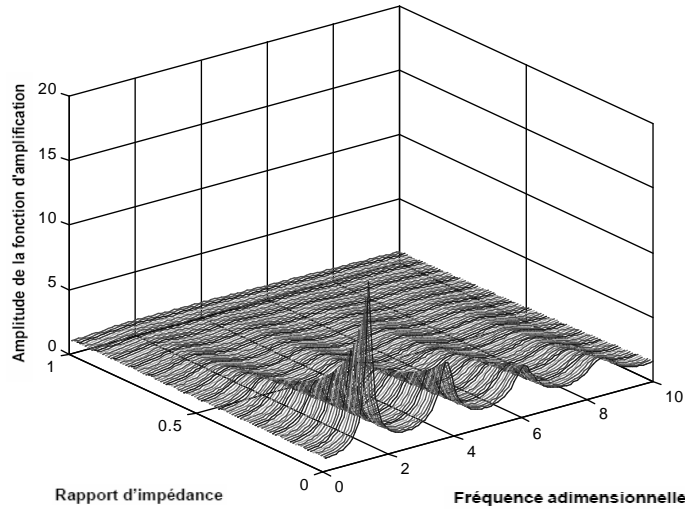


Figure V.4: Fonction d'amplification de profil de sol non homogène ($\beta = 0.05$ et $p = 0.5$)

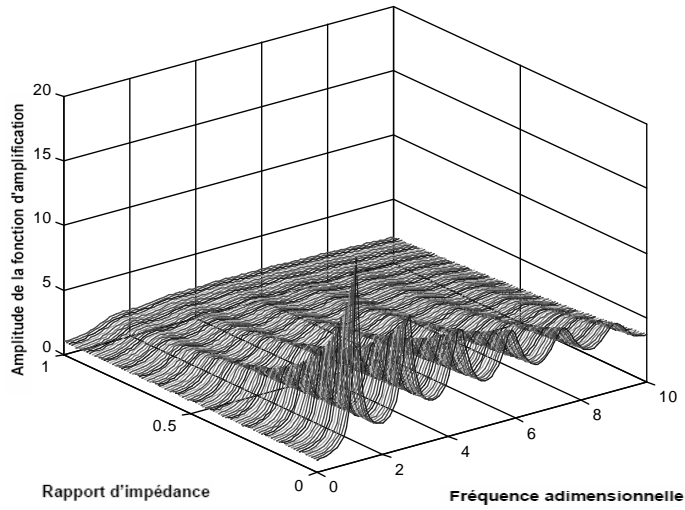


Figure V.5: Fonction d'amplification de profil de sol non homogène ($\beta = 0.05$ et $p = 1$)

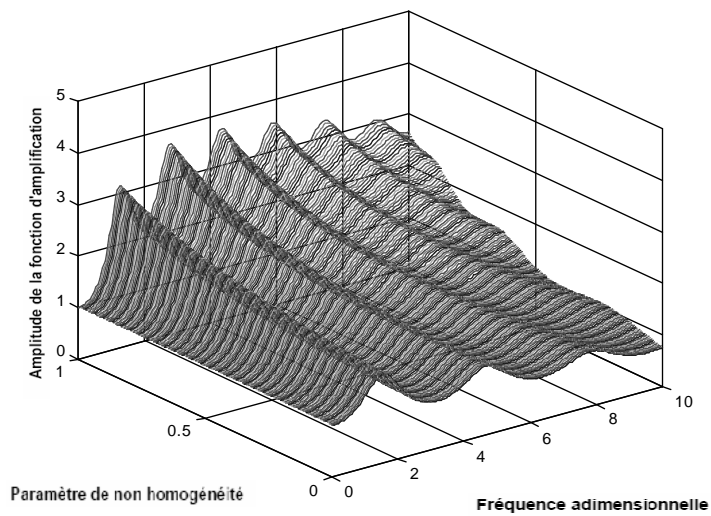


Figure V.6: Fonction d'amplification de profil de sol non homogène ($\beta = 0.05$ et $q = 0.5$)

L'objectif recherché est de trouver la fonction de cohérence due aux effets de site représentée par l'équation V.3 et de montrer comment utiliser la fonction d'amplification pour estimer les paramètres des filtres de Kanai-Tajimi représentant les fonctions de densité spectrale de puissance de l'accélération à la surface libre des colonnes de sol, données dans l'équation V.1. Ces paramètres dépendent des caractéristiques physiques et géométriques du profil de sol et peuvent être estimés par des approximations analytiques données par Hadid et Afra [194] :

$$\begin{cases} \xi_g = \frac{1}{2\sqrt{S_{max}^2 - 1.15}} \\ \omega_g = \frac{2\xi_g}{[(1 + 8\xi_g^2)^2 - 1]^{1/2}} \omega_{max} \end{cases} \quad (V.27)$$

Où :

$$\begin{cases} \omega_{max} = \left(-0.3725p + \frac{\pi}{2}\right) \frac{V_0}{H} \\ S_{max} = \frac{1}{\Gamma\left(\frac{1}{2-p}\right)} \frac{\left(\frac{1}{2-p} \tilde{\omega}_{max}\right)^{\nu}}{J_{\nu}\left(\frac{2}{2-p} \tilde{\omega}_{max}\right) + iqJ_{\nu+1}\left(\frac{2}{2-p} \tilde{\omega}_{max}\right)} \\ \tilde{\omega}_{max} = \omega_{max} \frac{H}{V_0} \end{cases} \quad (V.28)$$

S_{max} est la valeur maximale de l'amplitude de la fonction d'amplification de la couche de sol non homogène à la fréquence fondamentale ω_{max} . Il est à noter que ω_{max} est dérivée en utilisant une approximation polynomiale, au sens des moindres carrés, de a_1 (première racine de l'équation V.18, pour un facteur de non homogénéité p variant entre 0 et 1, et les quantités ξ_g et ω_g représentent l'amortissement et la fréquence angulaire du modèle de sol à injecter dans le filtre de Kanai-Tajimi :

$$S_{KT}(\omega) = S_0 \frac{\omega_g^4 + 4\xi_g^2 \omega_g^2 \omega^2}{(\omega_g^2 - \omega^2)^2 + 4\xi_g^2 \omega_g^2 \omega^2} \quad (V.29)$$

Où S_0 est l'intensité du spectre de puissance de l'accélération au substratum rocheux (Bruit blanc). La figure V.7 montre la variation du taux d'amortissement du sol du modèle de Kanai Tajimi en fonction du paramètre de non homogénéité p et du rapport d'impédance q . Cet amortissement est affecté significativement par la variation du paramètre du rapport d'impédance q et du paramètre de non homogénéité du sol p . Ce qui démontre que ce facteur ne peut être pris en considération sans considérations physiques telles que le type du sol et le mécanisme de dissipation de l'énergie qui est complètement contrôlé par le rapport d'impédance.

La figure V.8 montre la variation de la fréquence du sol du filtre de Kanai-Tajimi, normalisée par rapport à la fréquence fondamentale de la colonne de sol homogène ($p = 0$), en fonction du paramètre de non homogénéité p et du rapport d'impédance q . Il est clair que la fréquence du sol du filtre de Kanai-Tajimi n'est pas aussi sensible que l'amortissement au contraste d'impédance [194] surtout pour les sols fermes, $p < 0.30$ et $q < 0.75$.

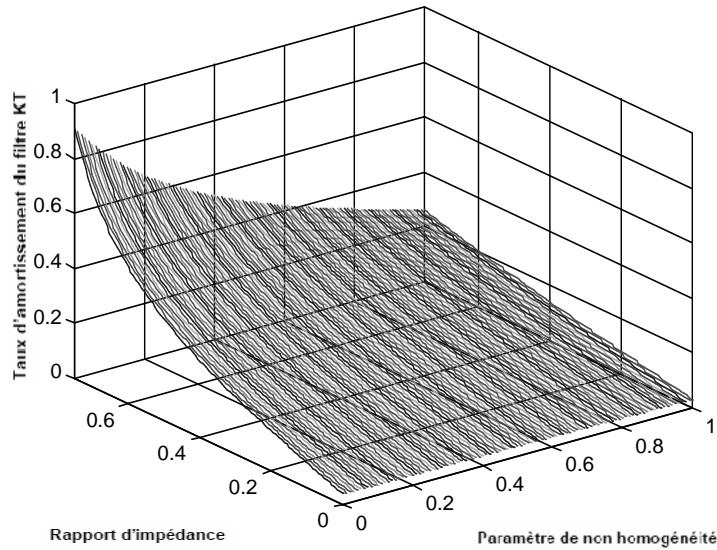


Figure V.7 : Variation de l'amortissement du sol du modèle de Kanai Tajimi en fonction du rapport d'impédance et du paramètre de non homogénéité du sol

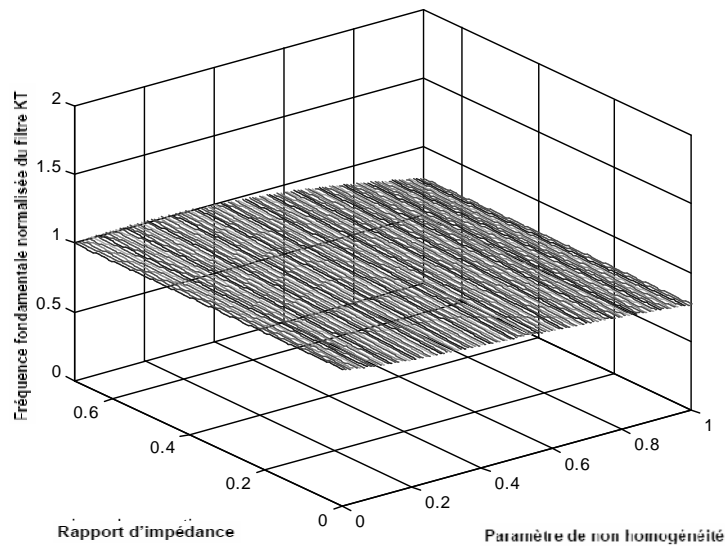


Figure V.8 : Variation de la fréquence fondamentale du sol normalisée du modèle de Kanai Tajimi en fonction du rapport d'impédance et du paramètre de non homogénéité du sol

3.4 Fonction de cohérence due aux effets de site

La fonction de cohérence due aux effets de site est décrite par les fonctions d'amplification $A_k(\omega)$ et $A_l(\omega)$ qui représentent les filtres des couches de sol entre le substratum et la surface libre aux appuis k et l respectivement (équation V.3). Afin d'analyser l'effet des conditions de sols sur la fonction de cohérence, nous considérons un sol meuble à l'appui k et ferme à l'appui l . Les caractéristiques de chaque colonne de sol sont données dans le tableau 1 [197].

La vitesse des ondes de cisaillement et la masse volumique du substratum sont respectivement : $V_r = 1200 \text{ m/s}$ and $\rho_r = 2200 \text{ kg/m}^3$.

Tableau V.1: Caractéristiques des colonnes de sol

	$V_0(m/s)$	$H(m)$	$\rho (kg/m^3)$	q	p	ω_g	ξ_g
<i>Sol meuble</i>	200	50	1700	0.11	0.0	6.31	0.06
					0.5	5.55	0.05
					1.0	4.80	0.03
<i>Sol ferme</i>	500	50	2000	0.37	0.0	16.29	0.20
					0.5	14.15	0.15
					1.0	12.10	0.10

Des exemples de fonctions d'amplification sont donnés dans les figures V.9 et V.10 pour les sols meubles et fermes et pour différentes valeurs du paramètre p . Pour un type de sol, en général, plus p augmente plus la colonne de sol devient plus meuble. Ceci se traduit par la réduction de la première fréquence fondamentale et des amplifications plus importantes.

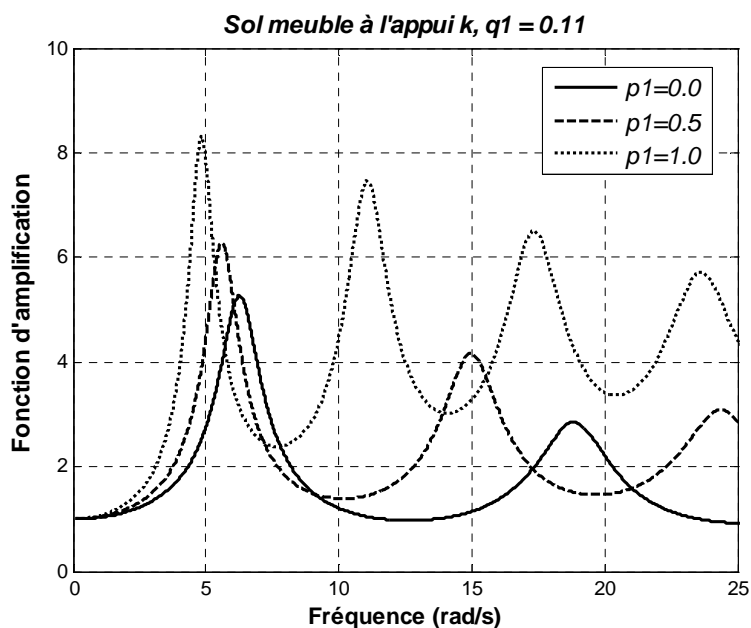


Figure V.9 : Amplitude de la fonction d'amplification du sol meuble à l'appui k pour différents paramètres de non homogénéité.

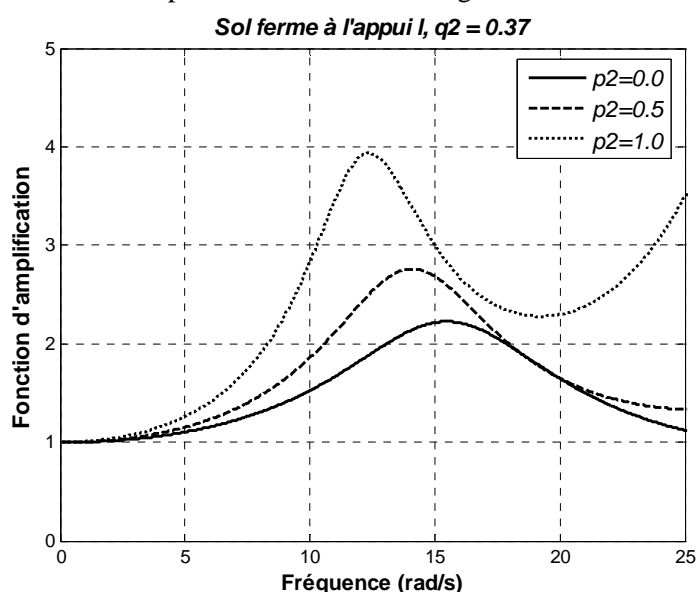


Figure V.10 : Amplitude de la fonction d'amplification du sol ferme à l'appui l pour différents paramètres de non homogénéité.

Les composantes de la fonction de cohérence due aux effets de site, complètement définie par les fonctions de transfert aux deux appuis $\Lambda_k(\omega)$ et $\Lambda_l(\omega)$, est montrée sur les figures V.11 à V.13. L'influence du paramètre de non homogénéité est de réduire la fréquence de chute de la fonction de cohérence, aussi bien aux fréquences du site meuble que ferme.

Les paramètres du filtre Kanai-Tajimi ont été déduits et montrés dans le tableau V.1. Ces paramètres ont servi à la détermination des densités spectrales de puissance de l'accélération aux appuis k et l . Ces DSP sont tracés sur la figure V.14 pour les mêmes valeurs des paramètres p et q .

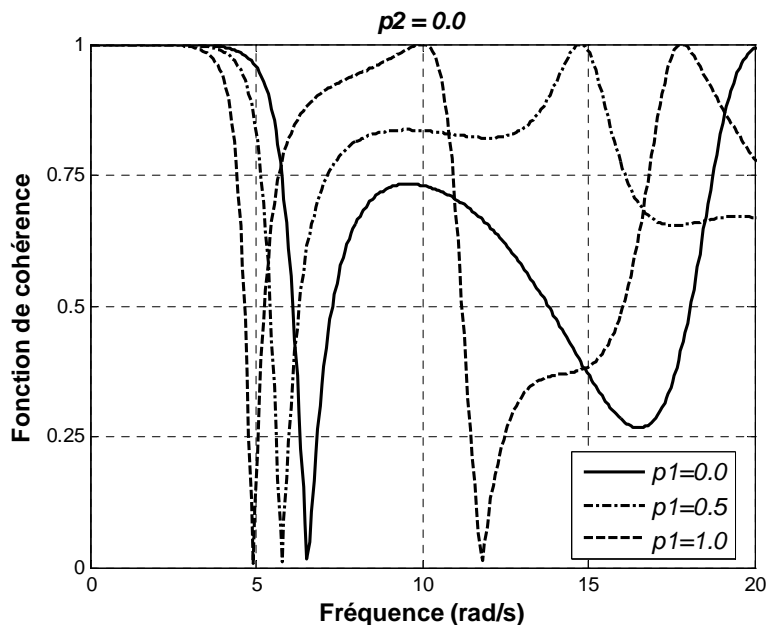


Figure V.11 : Variation de la fonction de cohérence due aux effets de site, sol meuble en k ($p_1 = 0.0, 0.5, 1.0$) et ferme en l ($p_2 = 0.0$)

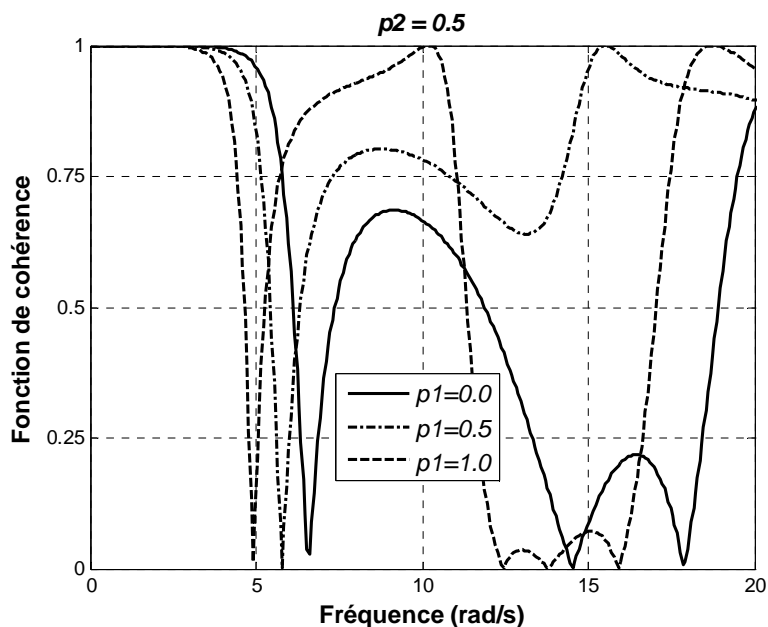


Figure V.12 : Variation de la fonction de cohérence due aux effets de site, sol meuble en k ($p_1 = 0.0, 0.5, 1.0$) et ferme en l ($p_2 = 0.5$)

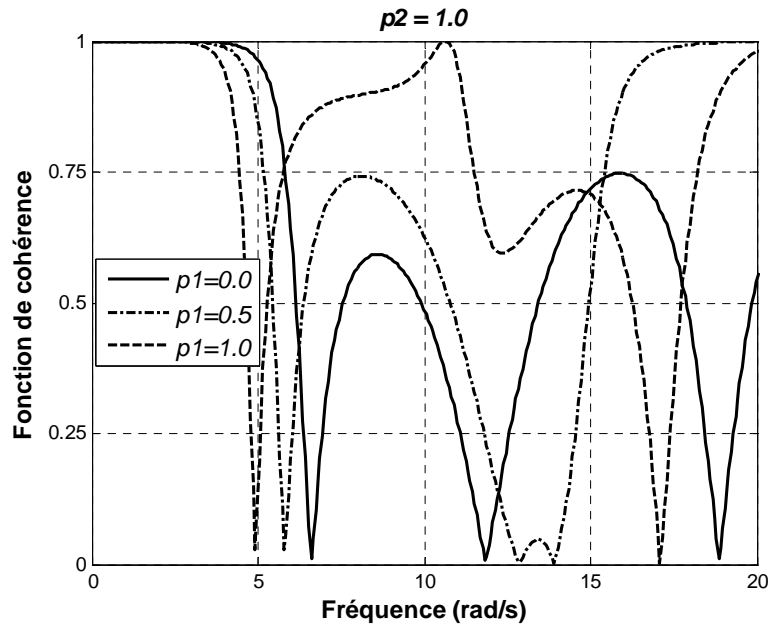


Figure V.13 : Variation de la fonction de cohérence due aux effets de site, sol meuble en k ($p_1=0.0, 0.5, 1.0$) et ferme en l ($p_2=1.0$)

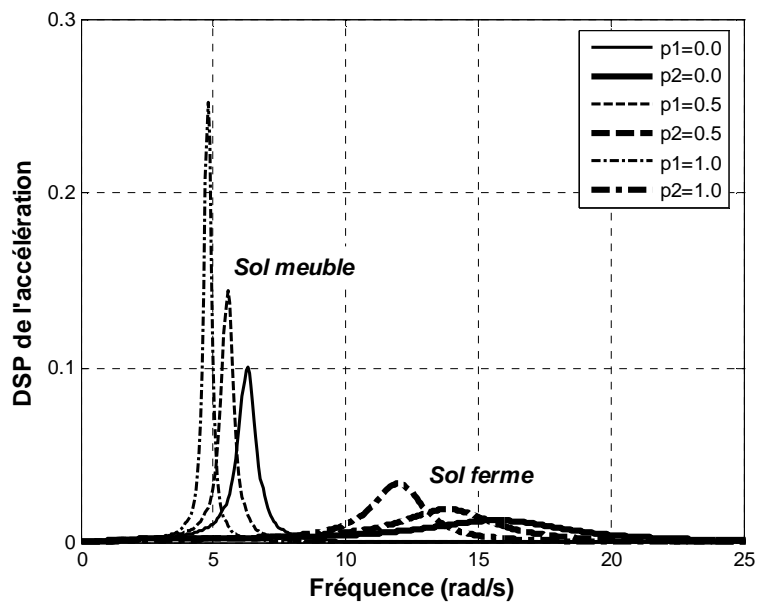


Figure V.14 : Fonctions de Densité spectrale de puissance des accélérations aux deux appuis k et l pour différentes valeurs de p

4. APPLICATION

4.1 Description de l'application

Une étude paramétrique des effets de site dus aux conditions de sol différentes sous chaque appui d'une structure de poutre continue à deux travées (figure V.15) est faite en analysant les réponses stochastiques maximales sous excitations multiples [197].

La méthode de spectre de réponse pour l'analyse des structures soumises à des excitations multiples, proposée par Der Kiureghian et Neuenhofer [138] est utilisée. La moyenne des réponses maximales est donnée par l'expression IV.1 et répétée dans cette partie:

$$\begin{aligned}
E[|max|z(t)|] = & \left[\sum_{k=1}^m \sum_{l=1}^m a_k a_l \rho_{u_k u_l} u_{k,max} u_{l,max} \right. \\
& + 2 \sum_{k=1}^m \sum_{l=1}^m \sum_{j=1}^n a_k b_{lj} \rho_{u_k s_{lj}} u_{k,max} D_l(\omega_j, \xi_j) \\
& \left. + \sum_{k=1}^m \sum_{l=1}^m \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^n b_{ki} b_{lj} \rho_{s_{ki} s_{lj}} D_k(\omega_i, \xi_i) D_l(\omega_j, \xi_j) \right]^{1/2}
\end{aligned} \tag{V.29}$$

Tous les autres termes de cette équation ont été définis dans le chapitre IV. La même poutre que celle de l'application précédente est étudiée (figure V.15).

Les effets d'incohérence et de passage d'onde ne sont pas considérés dans cette application. Les réponses sous excitation incohérentes (effet de site) sont comparées à celles obtenues dans le cas d'excitation uniforme. Cette dernière obtenue en supposant que le sol sous les trois appuis ferme et ayant les caractéristiques du tableau V.2.

La vibration de la structure due aux excitations aux supports transversales est analysée. Les réponses le long de la poutre considérées dans l'analyse sont : les déplacements transversaux, les moments fléchissant (autour de l'axe vertical) et les efforts tranchants.

Les appuis de la structure sont fondés sur des sols ayant des conditions différentes. L'appui intermédiaire est fondé dans un sol non homogène avec le paramètre p qui varie de zéro pour un sol ferme à 1 pour un sol très meuble. Les appuis extrêmes sont fondés sur un sol homogène ferme ($p = 0$). Dans le cas où tous les paramètres aux trois supports sont identiques et caractérisent un sol ferme, la structure vibre sous excitation uniforme, sinon l'excitation est variable et la corrélation entre excitations décroît graduellement avec l'augmentation de p . Il est à noter que le changement du paramètre de non homogénéité induit un changement dans le rapport d'impédance et le taux d'amortissement du sol, plus p augmente plus l'amortissement et l'impédance diminuent et le sol devient plus meuble. Les caractéristiques de chaque colonne de sol (figure V.15), d'épaisseur de 50 m, sont listées dans le tableau V.2.

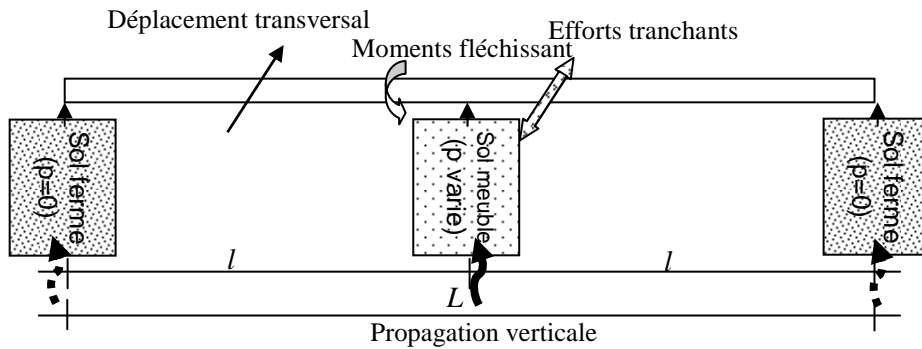


Figure V.15 : Modèle de structure pris dans l'application

Tableau V.2 : Caractéristiques des colonnes de sol

$V_0(m/s)$	$\rho (kg/m^3)$	p	q	ω_g	ξ_g	ω_f	ξ_f
500	1900	0.0	0.55	17.19	0.34	1.72	0.6
400	1850	0.2	0.43	12.48	0.22	1.25	0.6
300	1800	0.4	0.32	8.68	0.14	0.87	0.6
200	1750	0.6	0.20	5.42	0.08	0.54	0.6
150	1700	0.8	0.15	3.85	0.05	0.39	0.6
100	1650	1.0	0.10	2.42	0.03	0.24	0.6

La vitesse des ondes de cisaillement du substratum est de $V_r = 800 \text{ m/s}$, sa masse volumique est de $\rho_r = 2200 \text{ kg/m}^3$.

La fonction de densité spectrale de puissance des accélérations aux supports est celle du filtre de Kanai-Tajimi avec les paramètres estimés à partir des équations V.26, en utilisant les fonctions d'amplification des profils de sol sous chaque appui.

S_0 est l'amplitude du spectre de l'excitation au substratum rocheux, ce dernier est considérée comme bruit blanc (constante). Le choix de S_0 est basé sur l'accélération maximale en surface (PGA) qui ne doit pas dépasser $0.35g$. Shinozuka [198] a proposé pour chaque type de sol l'expression de S_0 suivante :

$$S_0 = \frac{\left(\frac{PGA}{P_s}\right)^2}{\left[\pi w_g \left(\frac{1}{2\xi_g} + 2\xi_g\right)\right]} \quad (V.30)$$

Où w_g et ξ_g sont la fréquence et le taux d'amortissement du sol et P_s est le facteur de pic (équation III.42)

Le mouvement à chaque appui est du à une propagation verticale. Les spectres moyens $D_k(\omega_i, \xi_i)$ et $D_l(\omega_j, \xi_j)$ sont défini de telle sorte qu'ils soient compatible avec les DSP des accélérations en surface représentées par les filtres de Kanai-Tajimi avec des paramètres déduits à partir des fonctions d'amplification des colonnes de sol sous les appuis. Il est à noter que ces spectres sont prolongés pour les basses fréquences ($f < 0.33 \text{ Hz}$, $T > 3s$) en se basant sur différents enregistrements réels et la littérature [76]. La figure V.16 montre le spectre de réponse à la surface de la colonne de sol ferme (extrémité). Le déplacement maximal de l'appui est égal à $D_k(0, \xi_i) = 0.104 \text{ m}$. Ce déplacement varie à l'appui intermédiaire en fonction de la nature du sol sous cet appui.

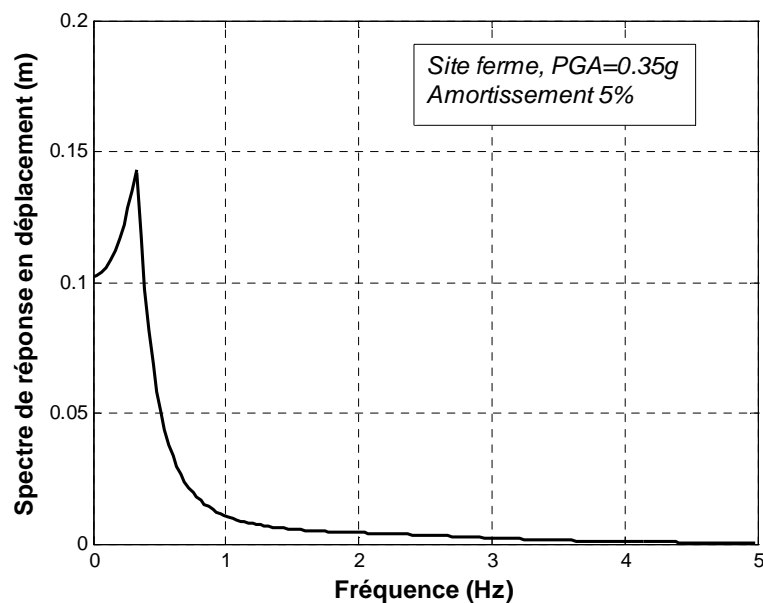


Figure V.16 : Spectre de réponse en déplacement relatif consistant avec la DSP de l'accélération à la surface du sol ferme

La figure V.17 montre des fonctions d'amplification de certains profils du tableau 3, (sol ferme avec $p = 0$ et un sol non homogène ayant $p = 0.6$). Pour ces mêmes profils, les DSP correspondantes aux accélérations en surface sont montrées sur la figure V.18. La fonction de cohérence entre les mouvements à la surface de ces deux profils est donnée dans la figure V.19. Cette fonction est comparée au cas où les fonctions d'amplification (fonction de transfert) des colonnes de sol étaient représentées par les fonctions de réponse fréquentielles prise égales à :

$$\Lambda = \frac{\omega_g^2 + 2i\xi_g\omega_g\omega}{\omega_g^2 - \omega^2 + 2i2i\xi_g\omega_g\omega} \quad (\text{V. 30})$$

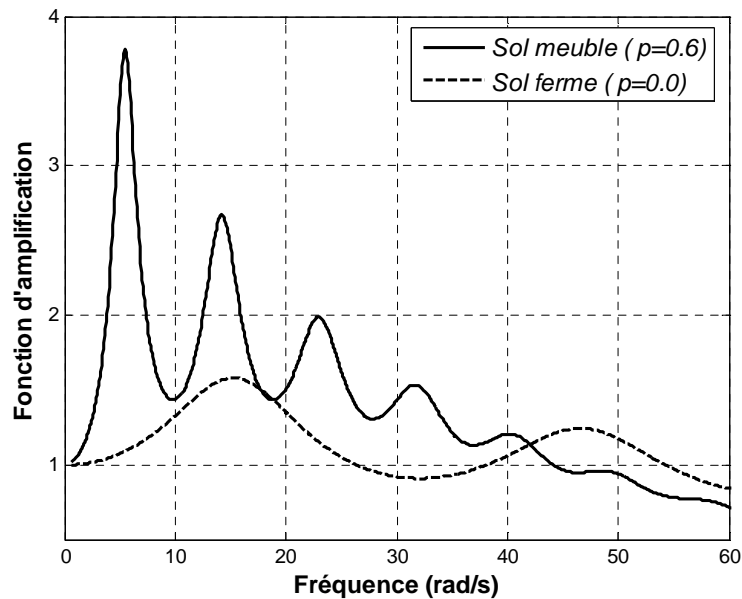


Figure V.17 : Fonctions d'amplification de profils de sol ferme ($p=0.0$) et meuble ($p=0.6$)

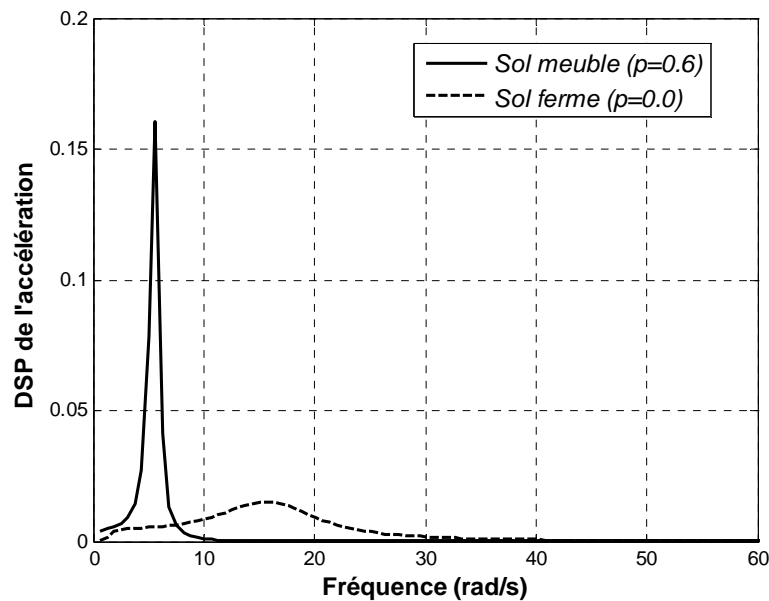


Figure V.18 : Fonctions de densité spectrale des accélérations à la surface des profils de sol ferme ($p=0.0$) et meuble ($p=0.6$)

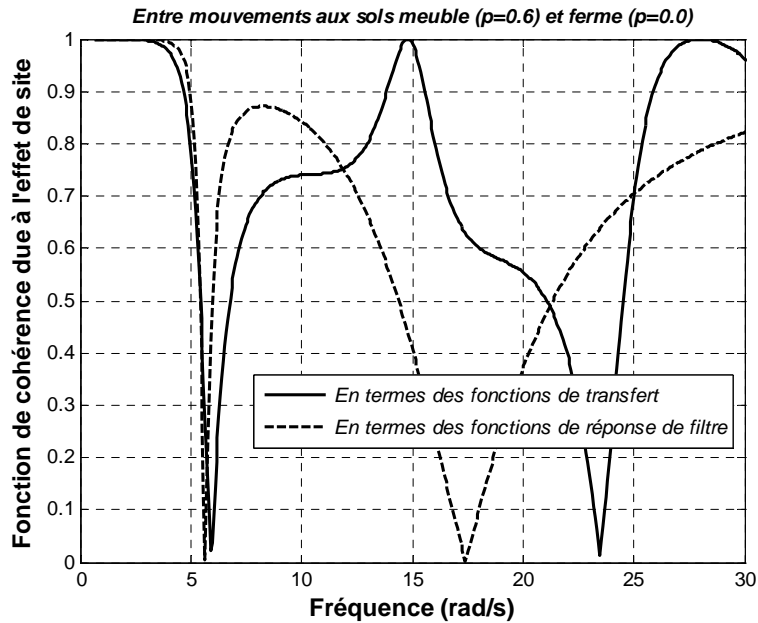


Figure V.19 : Fonctions de cohérence entre accélérations à la surface des profils de sol ferme ($p=0.0$) et meuble ($p=0.6$)

4.2 Les effets sur la moyenne des maxima des déplacements

Les composantes dynamiques des déplacements sont maximales à mi-travées (les parties flexibles) quelque soit le degré d'inhomogénéité du sol à l'appui intermédiaire, en d'autres termes, quelque soit le cas d'excitation. L'effet de site n'affecte pas les composantes dynamiques autour des appuis, ailleurs, une légère différence est à noter tel que montré sur la figure V.20. En analysant de près cette différence, nous notons que le maximum est atteint pour $p=0.6$, ce qui correspond à un sol ayant la fréquence la plus proche de celle de la structure. Aussi, les déplacements dynamiques induits par l'excitation uniforme sont supérieurs à ceux induits par les excitations variables dues aux conditions de sol différentes quand la fréquence du sol est plus grande que celle la fréquence fondamentale de la structure ($\omega_g > 6.28\text{rad/s}$) et inférieurs dans le cas contraire, i.e $\omega_g < 6.28\text{rad/s}$

Les composantes pseudo-statiques sont montrées sur la figures V.21, elles sont constantes le long de la poutre dans le cas de conditions de sol identiques avec $p=0$ (mouvement de corps rigide) et égal à la valeur moyenne du déplacement maximum du sol ferme (10.4 cm).

Pour différents paramètres d'inhomogénéité, un déplacement différentiel apparait, variant entre la valeur moyenne maximale du déplacement du sol aux appuis extrêmes qui correspond à $p=0$ et celle de l'appui intermédiaire qui correspond à différentes valeurs de p . Plus p augmente, plus la contribution de la composante pseudo-statique augmente.

La covariance entre les composantes dynamique et pseudo-statique (dynamo-statique) est faiblement corrélée et peut être négligée car elle contribue au déplacement total avec moins de 3% pour les valeurs les plus élevées de p (figure V.22). En conséquence, le déplacement maximum total (figure 23) est contrôlé par la contribution des composantes pseudo-statiques. Il augmente avec l'augmentation du degré d'inhomogénéité et la réduction du rapport d'impédance. Les valeurs extrêmes du déplacement total se produisent aux mi-travées dans le cas d'excitation uniforme, elles se décalent vers l'appui intermédiaire avec l'augmentation de p (perte de corrélation).

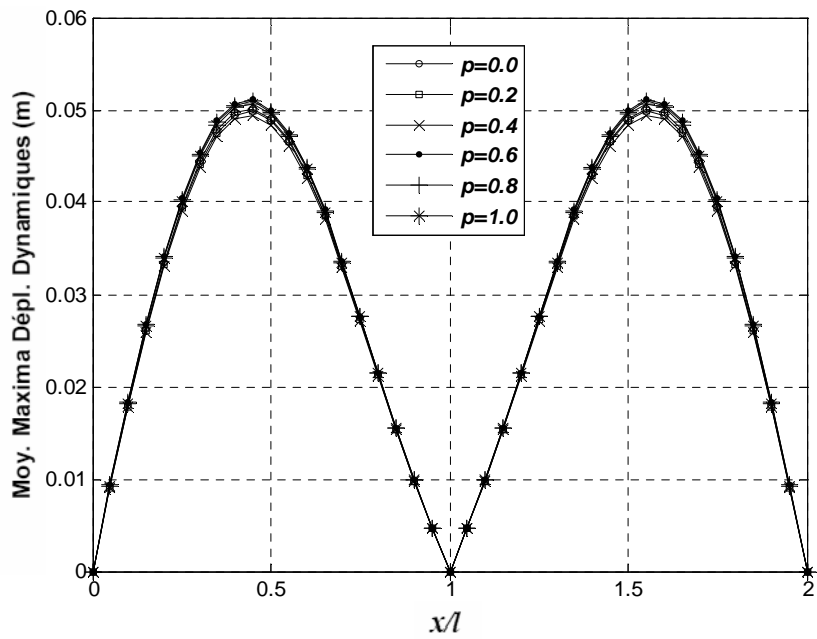


Figure V.20 Moyenne des maxima des composantes dynamiques des déplacements

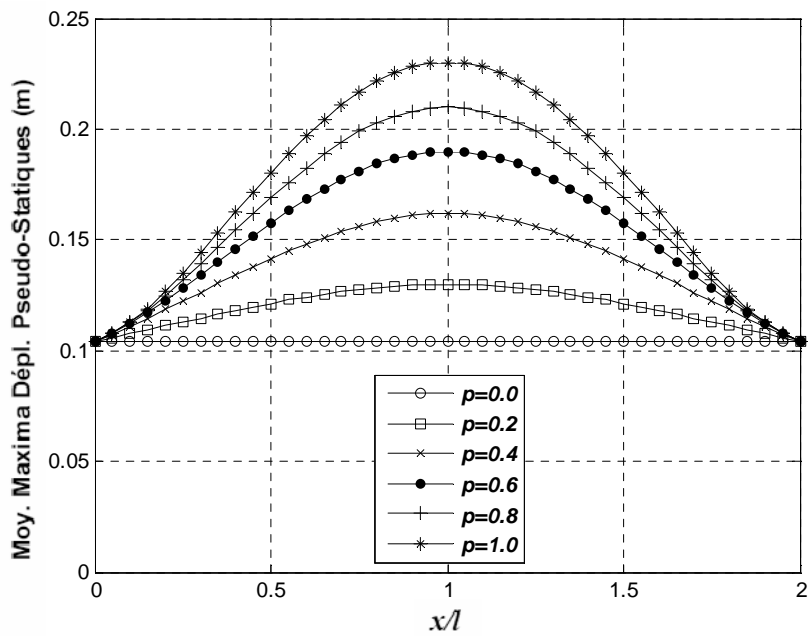


Figure V.21 Moyenne des maxima des composantes pseudo-statiques des déplacements

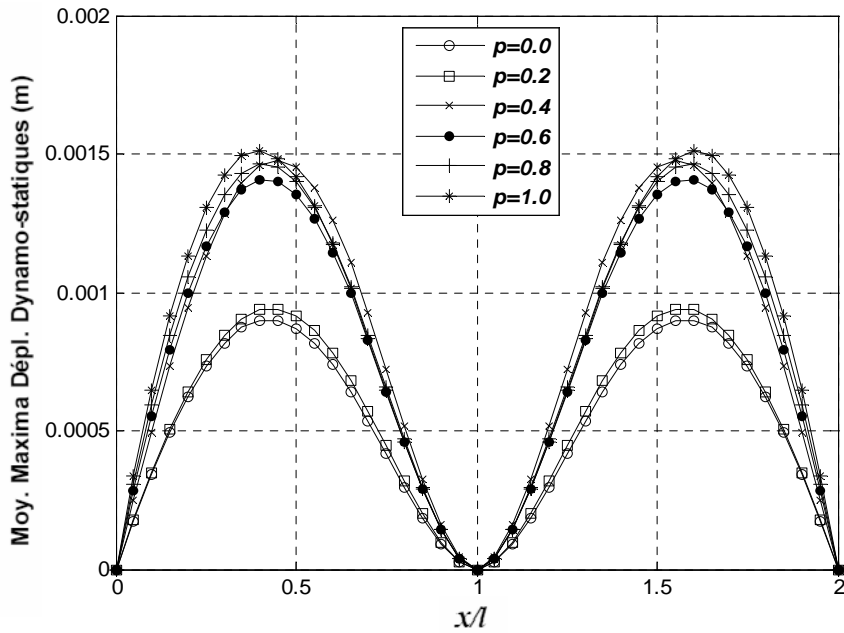


Figure V.22 Moyenne des maxima des composantes dynamo-statiques des déplacements

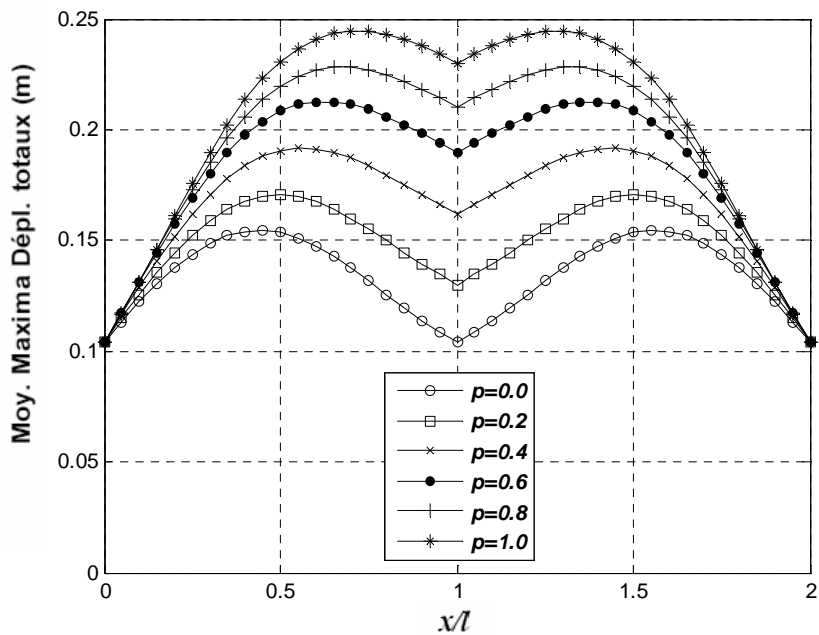


Figure V.23 Moyenne des maxima des déplacements totaux

La figure 24 montre l'effet des conditions de sol différentes sur les contributions de chaque composante au déplacement total, à la section la plus sollicitée, à savoir celle entre la première mi-travée et l'appui intermédiaire. Les courbes sont normalisées par rapport à la valeur moyenne maximale de déplacement sous excitation uniforme à la même section. Les composantes dynamiques contribuent significativement au déplacement total qui reste dominée par les composantes pseudo-statiques qui augmentent avec l'augmentation de p . La contribution des composantes dynamiques est globalement constante (autour de 32%) quelque soit la valeur de p . La contribution des composantes dynamo-statiques est insignifiante dans tous les cas et peut être négligée.

En conclusion, l'effet de site n'affecte pas les déplacements dynamiques mais génère des composantes pseudo-statiques importantes autour de l'appui intermédiaire, ancré dans le sol inhomogène ayant un contraste d'impédance avec le substratum important.

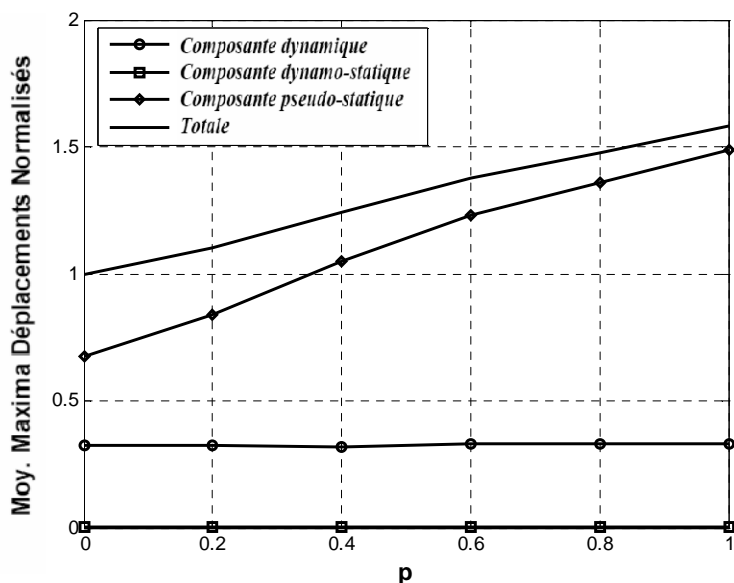


Figure V.24 Influence relative de l'effet de site sur les composantes de déplacement à la section entre l'appui intermédiaire et la mi-travée

4.3 Les effets sur la moyenne des maxima des moments fléchissants

La composante dynamique du moment fléchissant est relativement pas sensible à l'effet de site (figure V.25), elle est maximale autour de l'appui intermédiaire. La composante pseudo-statique qui ne contribue pas dans le cas d'excitation uniforme (figure V.26) augmente avec l'augmentation du paramètre p . Elle varie linéairement de zéro aux appuis extrêmes à la valeur maximale, à l'appui intermédiaire. La covariance entre ces deux composantes montrée sur la figure V.27, est maximale à l'appui intermédiaire où les deux composantes pseudo-statique et dynamique contribuent avec leurs valeurs maximales. Pour des valeurs basses de p , la covariance est négative autour de l'appui intermédiaire et positive partout ailleurs. Pour $p > 0.4$, la situation est inversée. Ce changement dans le signe de la composante dynamo-statique est due à la différence entre les fréquences naturelles dominantes des différents types de sol et celle de la structure. Les sols ayant des valeurs faibles du paramètre p désignent des sols relativement fermes à fréquences dominantes plus importante que celle de la structure (6.28 rad/s). Plus p augmente, le sol devient de plus en plus meuble et sa fréquence dominante devient inférieure à 6.28 rad/s . La composante dynamo-statique contribue au plus avec 4% pour des valeurs élevées de p et peut être négligée.

Les moments fléchissants totaux sont donnés pour différentes valeurs de p sur la figure V.28. Le long des quarts de travées, gauche et droite, le moment est essentiellement le même, l'influence des effets de site est importante ailleurs. Le moment fléchissant obtenu sous excitation uniforme est le plus faible, il augmente avec l'augmentation de p pour s'accroître de plus de 60% de la composante uniforme au support intermédiaire où la composante pseudo-statique est amplifiée.

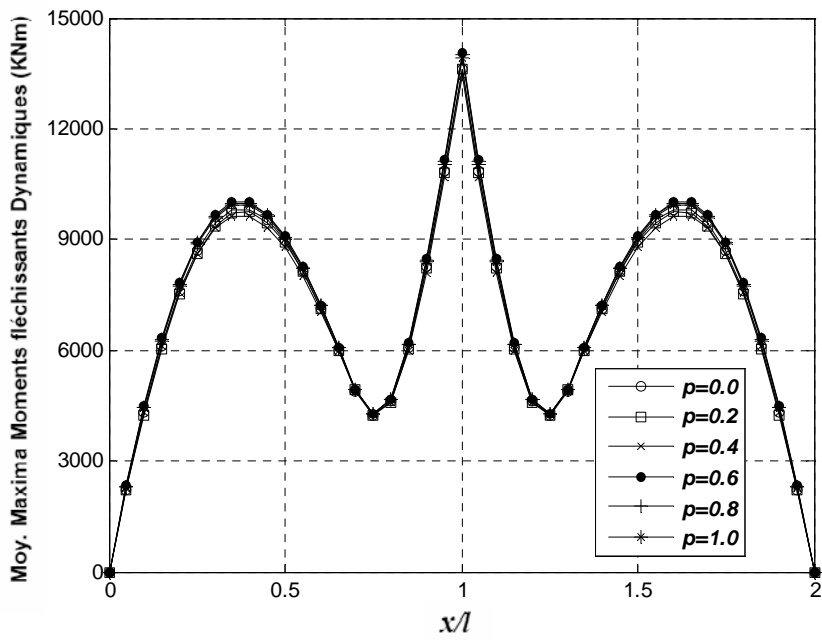


Figure V.25 Moyenne des maxima des composantes dynamiques des moments fléchissants

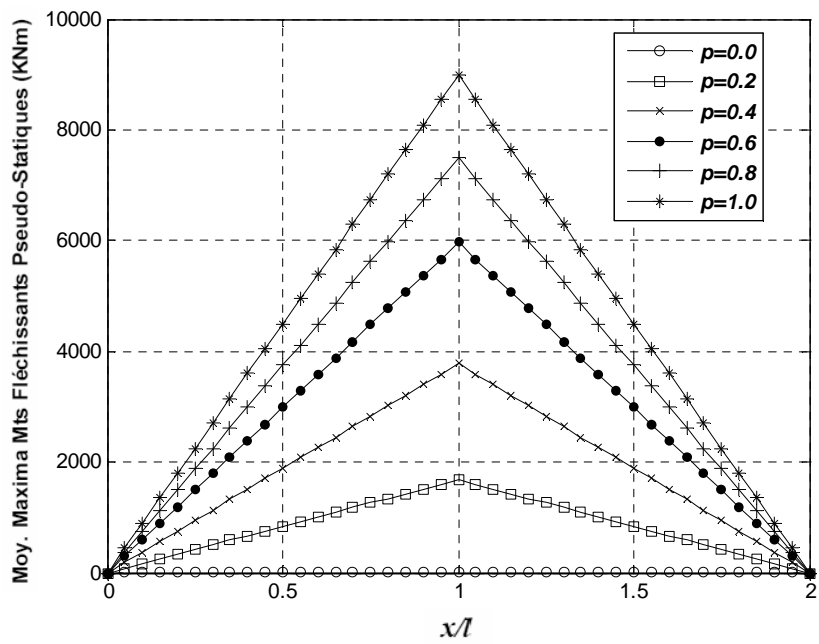


Figure V.26 Moyenne des maxima des composantes pseudo-statiques des moments fléchissants

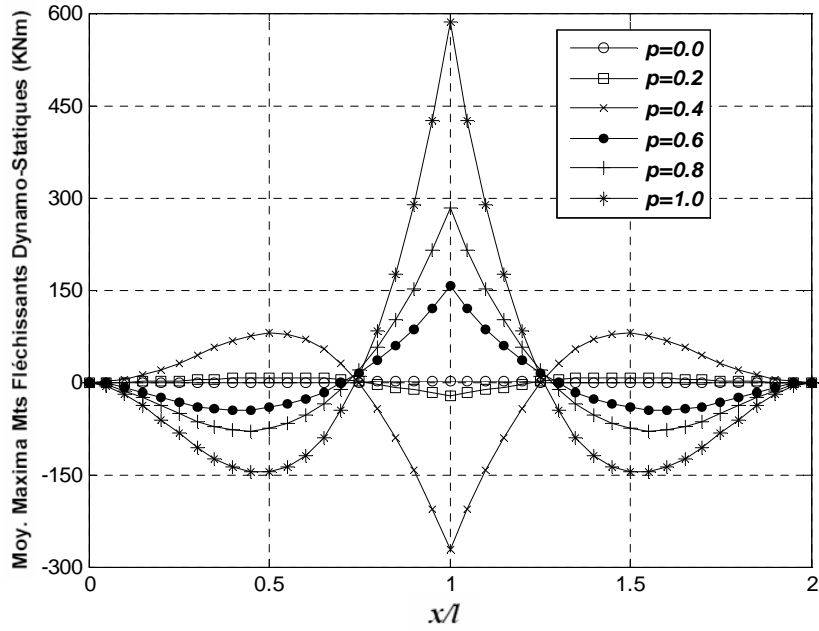


Figure V.27 Moyenne des maxima des composantes dynamo-statiques des moments fléchissants

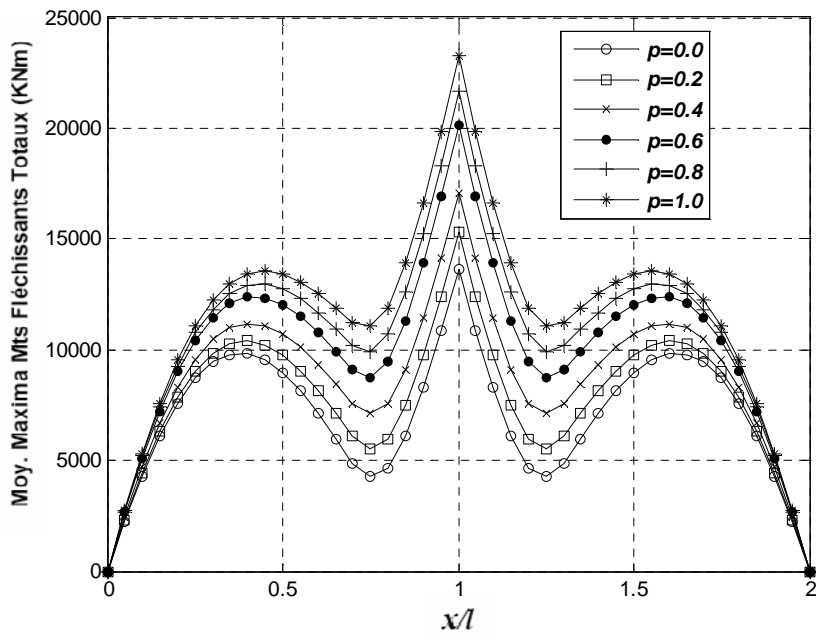


Figure V.28 Moyenne des maxima des moments fléchissants totaux

Les trois composantes du moment fléchissant à l'appui intermédiaire sont normalisées par rapport à la composante totale uniforme, afin de voir la contribution de chacune au moment total en fonction du paramètre p . Elles sont montrées sur la figure V.29. Dans le cas où les conditions de sol sont identiques ($p=0$), le moment fléchissant est totalement contrôlé par les composantes dynamiques. En conditions de sol différentes, le moment fléchissant total est dominé par la contribution de la composante dynamique, mais la contribution des composantes pseudo-statiques reste importante et pouvant atteindre 12% pour $p=0.2$ jusqu'à 70% pour $p=1.0$. Les composantes dynamo-statiques contribuent avec moins de 4% pour les valeurs de p les plus importantes et le contraste d'impédance le plus faible. Elles peuvent être négligées.

L'effet de site n'affecte pas significativement les moments dynamiques et génère des composantes pseudo-statiques qui augmentent avec l'augmentation du paramètre d'inhomogénéité. Ces composantes font que les moments totaux soient supérieures à ceux induit par une excitation uniforme due aux conditions de sol identiques.

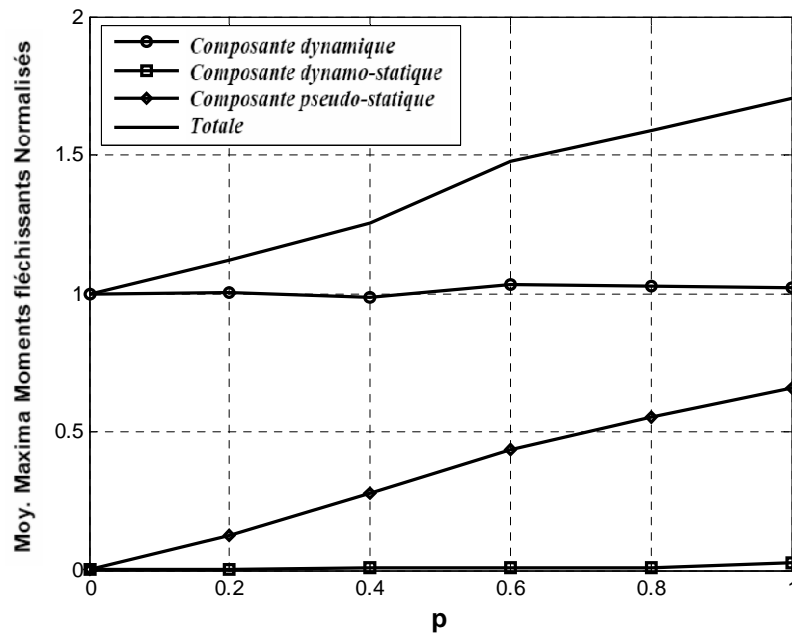


Figure V.29 Influence relative de l'effet de site sur les composantes des moments à l'appui intermédiaire

4.4 Les effets sur la moyenne des maxima des efforts tranchants

Comme toutes les composantes dynamiques des moments fléchissants, les efforts tranchants dynamiques sont légèrement influencés par les effets de site autour des appuis (figure V.30). Les valeurs extrêmes sont atteintes pour un profil de sol ayant un $p=0.6$, ce profil possède une fréquence très proche de celle de la structure. Les composantes pseudo-statiques apparaissent le long de la poutre, seulement en cas de présence d'effet de site, avec des valeurs constantes (figure V.31). Elles contribuent à l'effort total avec 3% pour des valeurs basses de p jusqu'à 14% pour $p=1$. Il est à noter cette contribution est faible par rapport à celle des moments fléchissants ; Ceci s'explique par le fait que les efforts tranchants sont d'un ordre dérivatif supérieur que les moments fléchissants. Les composantes dynamiques et pseudo-statiques sont négativement corrélées, autour de l'appui intermédiaire, pour les faibles valeurs du paramètre p et positivement pour les valeurs élevées. Cette situation est inversée autour des appuis extrêmes (figure V.32). Cette composante est nulle aux sections de la poutre où les composantes dynamiques sont minimales, elle atteint au plus 2% de la composante dynamique à l'appui intermédiaire pour $p=1$. Sa contribution est alors faible et peut être négligée.

Les efforts tranchants totaux sont montrés sur les courbes de la figure V.33, ces figures indiquent que l'influence des effets de site augmente avec l'augmentation de l'inhomogénéité du sol. Les moyennes des maxima augmentent graduellement avec l'augmentation de p , de la valeur $p=0$, correspondant au cas uniforme, jusqu'à la valeur de $p=1$, correspondant d'effet de site important.

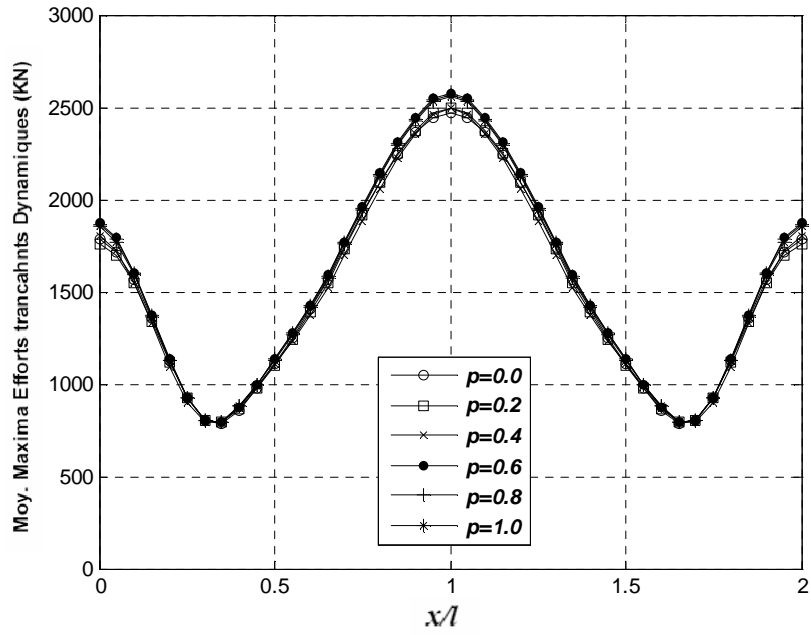


Figure V.30 Moyenne des maxima des composantes dynamiques des efforts tranchants

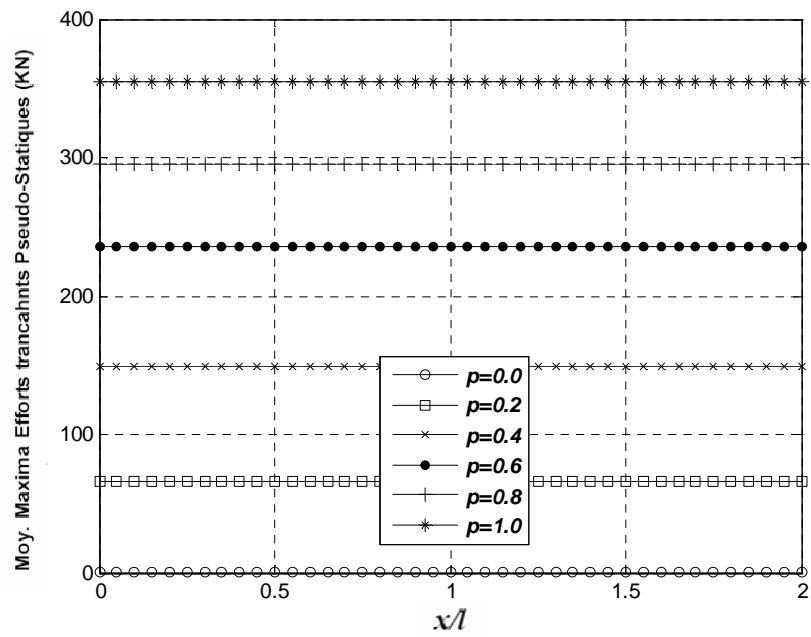


Figure V.31 Moyenne des maxima des composantes pseudo-statiques des efforts tranchants

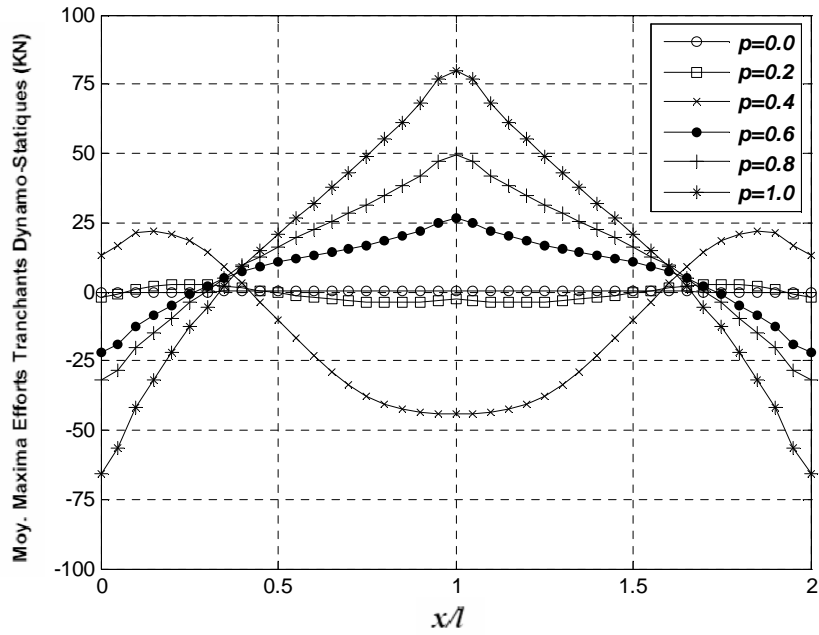


Figure V.32 Moyenne des maxima des composantes dynamo-statiques des efforts tranchants

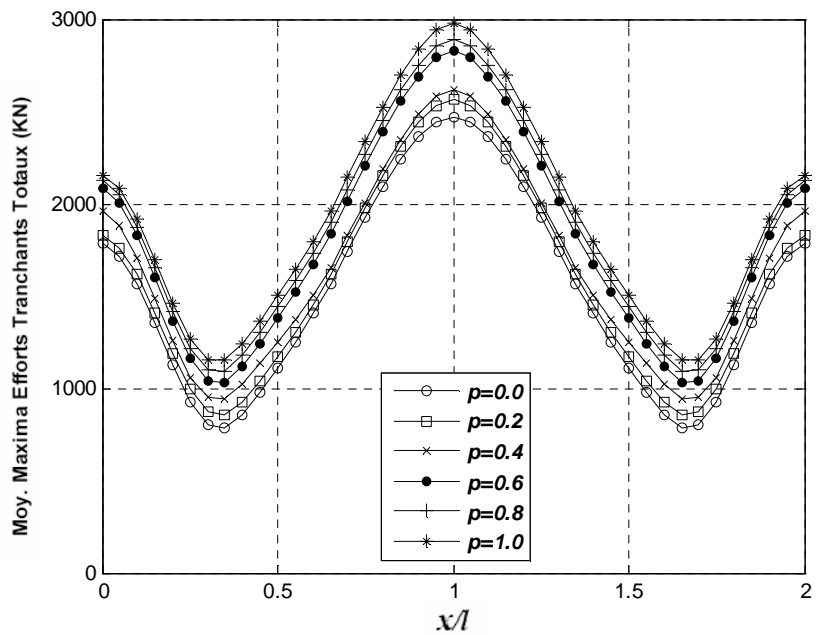


Figure V.33 Moyenne des maxima des efforts tranchants totaux

La figure V.34 montre l'influence relative des effets de site sur les contributions des composantes de l'effort tranchant à l'effort total autour de l'appui intermédiaire. La normalisation est faite par rapport à l'effort tranchant total obtenu dans le cas uniforme ($p=0$) à la même section. Dans le cas d'excitation uniforme, les composantes dynamiques constituent la totalité de l'effort tranchant. En présence d'effets de site, les composantes dynamiques dominent la réponse totale mais les composantes pseudo-statiques qui apparaissent contribuent aussi à l'augmentation de la réponse totale avec 4% pour $p=0.2$ jusqu'à 12% pour $p=1$. Les composantes dynamo-statiques contribuent avec moins de 2%

pour les valeurs les plus élevées de p et ces composantes peuvent être négligées dans les calculs sans toucher la précision des résultats. Il est à noter que les efforts tranchants sont moins affectés par les effets de site que les moments fléchissants.

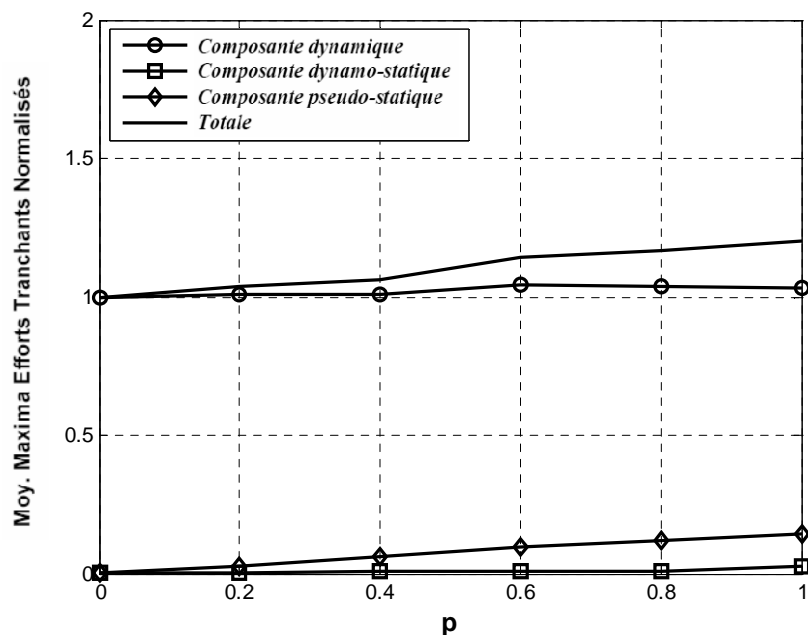


Figure V.34 Influence relative de l'effet de site sur les composantes des efforts à l'appui intermédiaire

5. Conclusion

Dans cette partie, une poutre à deux travées ancrée sur des colonnes de sol ayant des conditions géotechniques différentes est étudiée. Le modèle de Kanai-Tajimi modifié, décrivant les densités spectrales de puissance d'accélération aux appuis, a été utilisé. Les paramètres des filtres ont été déterminés à partir des fonctions d'amplification des colonnes de sol sous appuis. Ces fonctions ont été exprimées analytiquement, elles capturent l'essentiel des effets amplificateurs de colonne de sol inhomogène (épaisseur, module de cisaillement et sa variation en profondeur, masse volumique, contraste d'impédance, amortissement). Une étude paramétrique concernant les effets de site sur les réponses maximales le long de la poutre a été menée, en se basant sur l'hypothèse que les appuis extrêmes sont fondés sur un sol ferme et l'appui intermédiaire sur différentes colonnes de sol ayant divers degrés d'inhomogénéité, traduits par le paramètre p . Dans le cas de conditions de sol identiques (ferme, $p=0$), la structure vibre sous excitation uniforme, autrement, elle vibre sous excitations variables et la corrélation entre ces excitations diminue graduellement avec l'augmentation du paramètre p . Les résultats obtenus à partir de cette analyse montrent que :

Plus le degré d'inhomogénéité augmente plus les effets de site sont importants.

Le sol d'ancrage présente des caractéristiques différentes, les déplacements aux appuis diffèrent et des déplacements différentiels dans la structure apparaissent et spécialement autour de l'appui intermédiaire où le sol inhomogène est imposé. Ces déplacements différentiels augmentent avec l'augmentation de l'inhomogénéité et du contraste d'impédance. Ce résultat est conforme avec celui de Zembaty et Rutenberg [102].

L'effet de site conduisant à des déplacements différentiels, induit des forces (moments fléchissants et efforts tranchants) pseudo-statiques additionnelles qui contribuent significativement aux forces totales. Ces forces additionnelles augmentent avec

l'augmentation du degré d'inhomogénéité (plus de perte d'incohérence), ceci est en agrément avec les résultats de Zerva [103] si on compare l'effet de site au cas de très faible incohérence entre les mouvements du sol pris dans l'étude de Zerva. L'effet de site est plus important sur les moments que les efforts tranchants du fait que les efforts tranchants sont d'un degré dérivatif supérieur aux moments.

L'effet de site affecte légèrement les composantes dynamiques du fait de la résonance qui se produit quand les fréquences propres de la structure se rapprochent de celle du sol.

Les excitations uniformes génèrent des composantes de réponse dynamiques plus importantes que celles induites par les excitations en présence de conditions de sol différentes quand la fréquence dominante du sol inhomogène est supérieure à celle de la structure, et plus faibles dans le cas contraire.

La covariance entre les composantes dynamiques et pseudo-statiques contribue marginalement à la réponse totale, elle peut être négligée dans tous les cas sans affecter la précision.

L'effet de site est tellement important pour spécifier les excitations aux appuis qu'il faut le prendre en considération avec beaucoup d'attention lors de l'analyse sismique des structures ancrées dans des conditions de sol différentes. La détermination des composantes pseudo-statiques des réponses est essentielle. Ces dernières traduisent les déplacements différentiels et induisent des forces additionnelles qui peuvent causer des ruptures.

PARTIE VI

Effets de site sur le pont à Haubans de Mila

6

Effets de site sur le pont à Haubans de Mila

1. Introduction

Dans cette partie, nous nous intéresserons à l'analyse des réponses moyennes du pont à Haubans sur l'Oued Dib dans la région de Mila, à l'est Algérien, soumis à des excitations d'appuis verticales variables. Les réponses sont comparées aux cas d'excitations uniformes, représentés par une densité spectrale de puissance en sites ferme et meuble.

L'excitation variable est considérée en supposant les appuis intermédiaires ancrés dans des sols meubles, alors que les culées reposent sur des sols fermes. Les effets d'incohérence et de passage d'ondes ne sont pas considérés dans la présente application, car en présence de conditions de sols d'appuis différentes, les effets de site sont prépondérants. Aussi, l'intercorrélation entre les composantes dynamiques et pseudo statique (composantes dynamostatiques) ont été négligées car, elles contribuent de manière marginale (au plus avec 4%) à la réponse. Le fait de les négliger n'affecte aucunement la précision.

2. Description de la structure

L'ouvrage étudié dans ce chapitre est le pont à haubans sur l'Oued Dib dans la région de Mila qui est constitué de trois travées de longueur de 111 , 280 et 111 m respectivement, pour une longueur totale de 502 m (Figure VI.1 et VI.2). Il relie les villes de Mila à Jijel [199].

Le tablier, composé de deux voies, est en béton précontraint avec une largeur totale de 13.30 m (10.50 m asphaltés plus deux trottoirs de 1.05 m et deux rebords de 0.35 m). Il est constitué d'une dalle (partie supérieure du voussoir) de 20 cm d'épaisseur, raidi par trois nervures de 2 m de haut et 22 cm de large (Figure VI.3). Il est porté par deux pylônes qui sont en forme de H et qui ont une hauteur de 110 m et 140 m respectivement. Les mâts des pylônes ont une hauteur d'environ 60 m au dessus du tablier (Figure VI.4).

Le haubanage du tablier est en demi-éventail et latéral, avec un total de 88 câbles, 44 soutenant la travée centrale et 22 pour chaque travée de rive. Trois paires de haubans de retenue relient chaque tête de pylône aux culées voisines. Les câbles des haubans sont constitués avec des barres en acier de 7 mm de diamètre et ont des sections variant entre 22.5 et 55.5 cm².



Figure VI. 1: Vue générale du pont à haubans sur l'Oued Dib à Mila

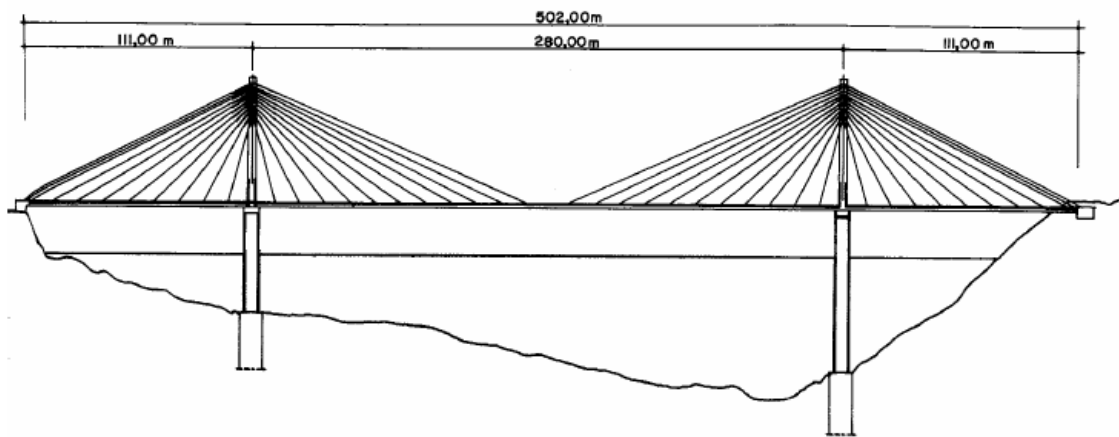


Figure VI.2: Vue en élévation du pont à haubans de l'Oued Dib à Mila

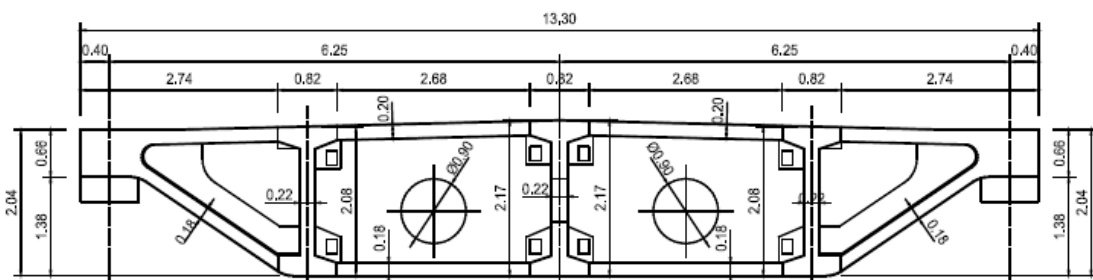


Figure VI.3: Section transversale du tablier du pont à haubans sur l'Oued Dib à Mila

3 Modélisation du Pont

Le modèle numérique du pont a été élaboré en utilisant le logiciel Sap2000 (Figure VI.4). Le tablier a été modélisé par 41 éléments de type poutres équivalentes et 82 éléments de type liaisons (link element). 150 éléments poutres ont été utilisés pour modéliser les pylônes et leurs chevêtres. Les haubans ont été modélisés par des éléments types câbles. En résumé le modèle comporte 272 nœuds, 191 éléments poutres 80 éléments câbles et 82 éléments link.

Les caractéristiques mécaniques utilisées dans son modèle sont données dans le tableau VI.1. Un coefficient d'amortissement de 5% est adopté dans l'analyse.

Tableau VI.1: caractéristiques mécaniques des éléments du pont

	Module d'élasticité E (kN/m ²)	Poids volumique (kN/m ³)	Coefficient de Poisson
Tablier	39x10 ⁶	25	0.2
Haubans	190 x 10 ⁶	80	0.3
Pylônes	39x10 ⁶	25	0.2

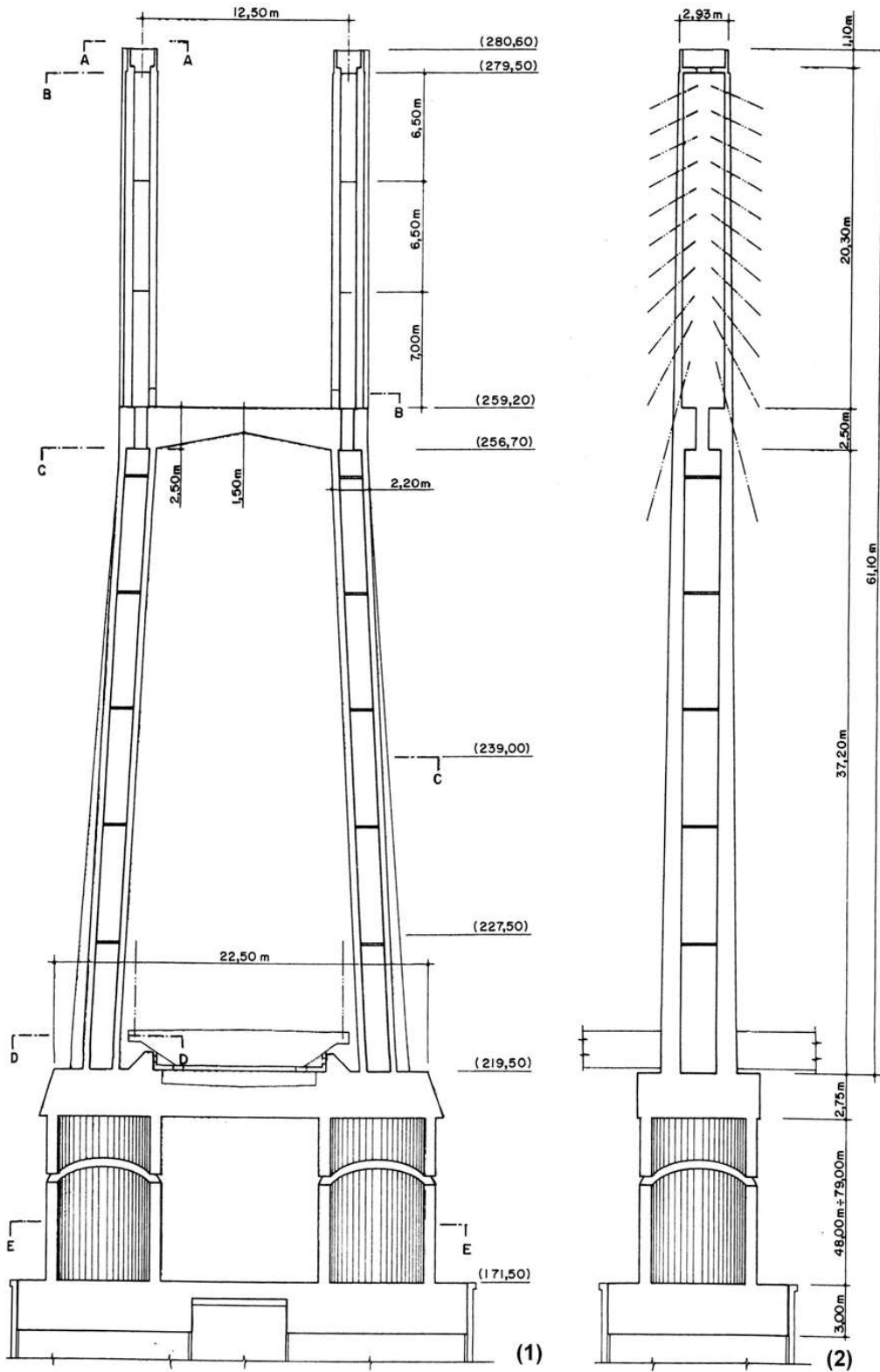


Figure VI.4: Vue en élévation du pylône du pont à haubans sur l'Oued Dib à Mila, (1) Vue de face du pylône ; (2) Vue de profil du pylône

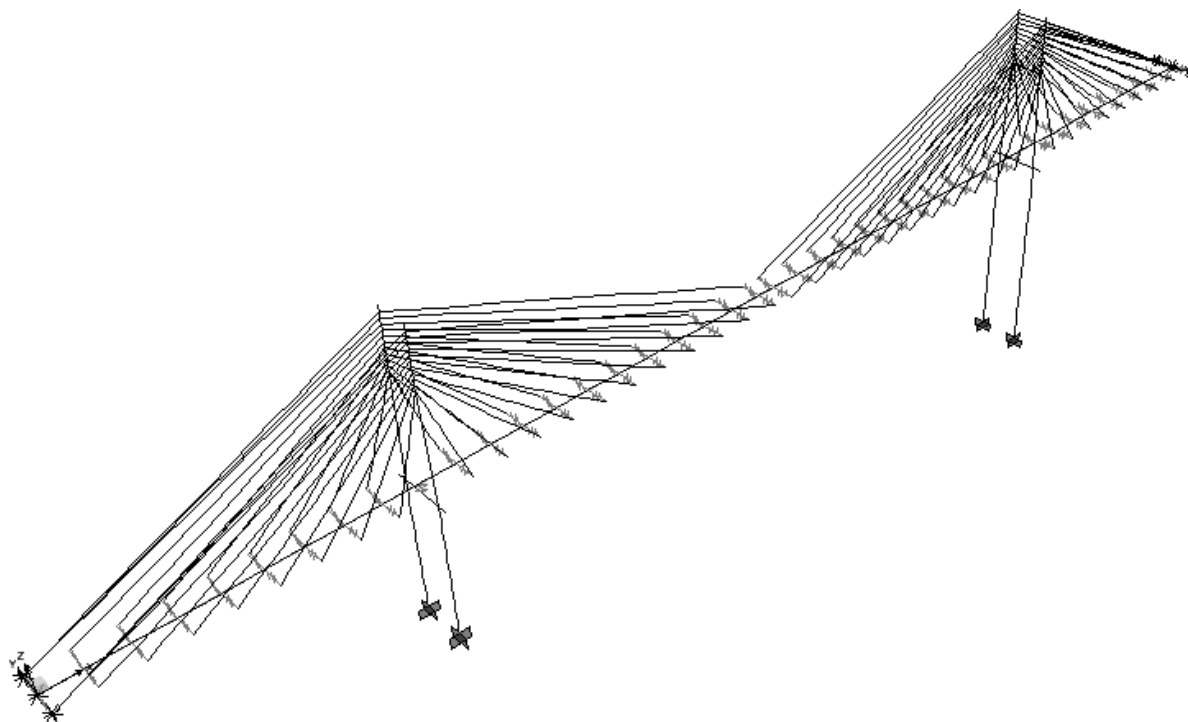


Figure VI.5: Modèle numérique du pont

Les résultats de l'analyse modale du modèle sont donnés dans le tableau VI.2

Tableau VI.2: Périodes et fréquences modales.

Mode	Période (Sec)	Fréquence (Hz)	Sens
1	3,69222	0,27084	Verticale
2	3,362713	0,29738	Transversale
3	2,728865	0,36645	Longitudinale
4	2,136481	0,46806	Transversale
5	1,896026	0,52742	Longitudinale
6	1,603868	0,62349	
7	1,510077	0,66222	
8	1,496822	0,66808	
9	1,398246	0,71518	
10	1,178454	0,84857	
11	1,154222	0,86638	
12	0,996017	1,004	

Les figures VI. 6 à VI.9 montrent les formes modales des 4 premiers modes de vibration du pont.

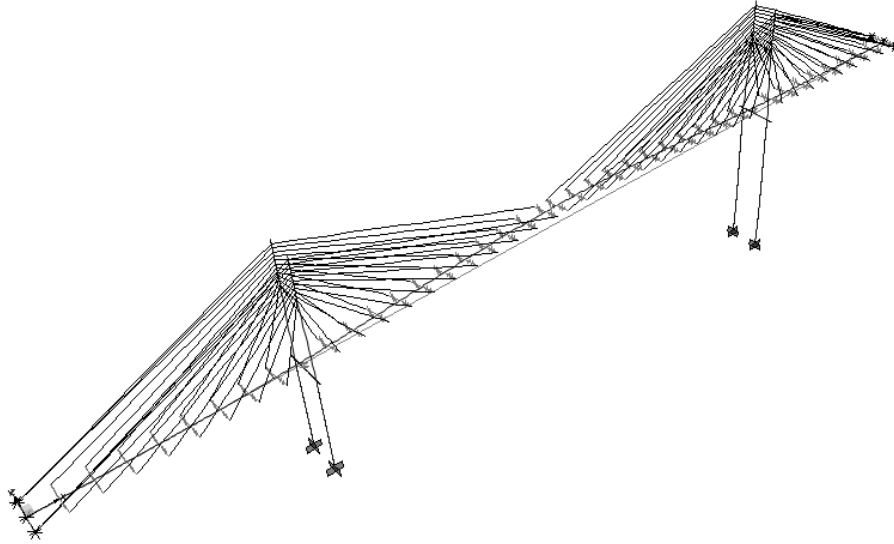


Figure VI.6: Premier mode de vibration, vertical, $f_1 = 0.271 \text{ Hz}$

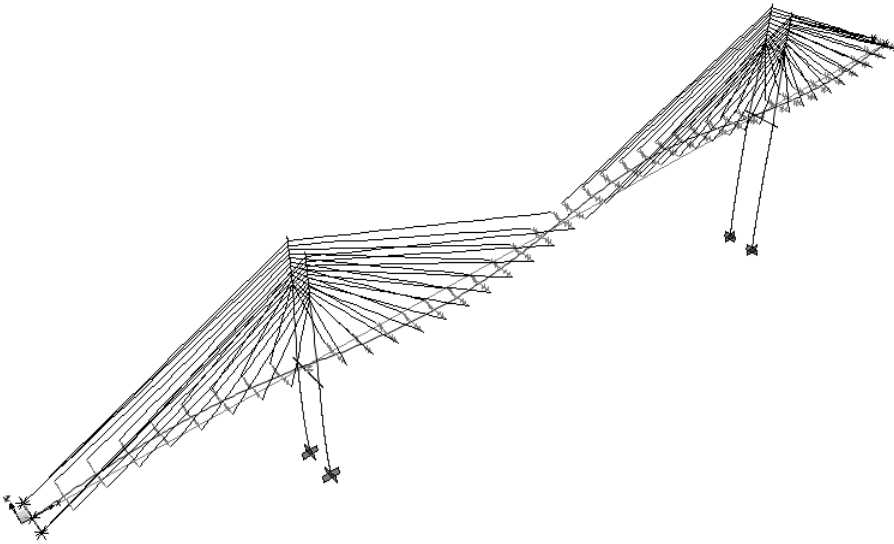


Figure VI.7: Deuxième mode de vibration, transversal, $f_2 = 0.297 \text{ Hz}$

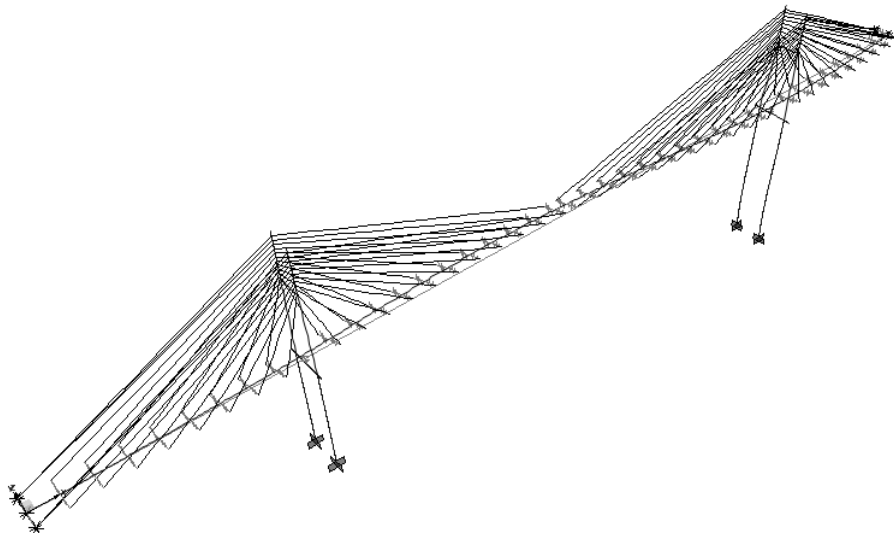


Figure VI.8: Troisième mode de vibration, longitudinal, $f_3 = 0.366 \text{ Hz}$

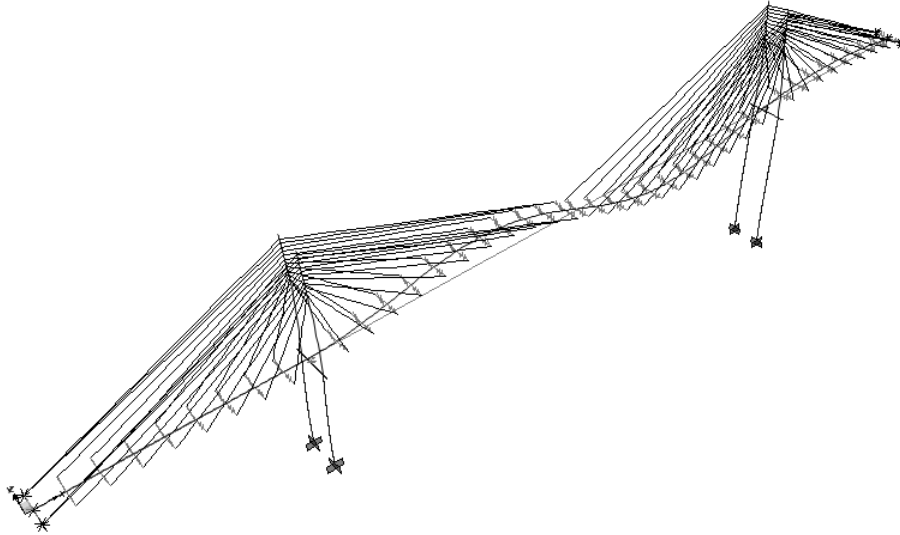


Figure VI.9: Quatrième mode de vibration, transversal, $f_4 = 0.468 \text{ Hz}$

4. Modélisation des mouvements variables du sol

La géologie du site de l'Oued Dib est constituée d'alternance de formations marneuses du paléocène et des formations calcaire d'âge hypsésin et lutétien inférieur. Des dépôts alluvionnaires qui constituent le lit de l'Oued [200]. Les culées sont ancrées dans les premières formations géotechniques, considérées fermes. Elles possèdent une pression limite moyenne de 27 bars ($>20\text{bars}$) et une résistance à la compression simple de 470 bars, ces valeurs correspondent à des vitesses d'ondes de cisaillement de 450m/s [201].

Les pylônes reposent sur le lit de l'oued, constitué de dépôts alluvionnaires relativement meubles ayant des vitesses d'ondes de cisaillement autour de 200m/s.

Les effets d'incohérence et de passage d'onde ne sont pas considérés dans cette application. Les réponses sous excitation incohérentes (effet de site) sont comparées à celles obtenues dans le cas d'excitation uniforme. Cette dernière obtenue en supposant que le sol sous les appuis est ferme dans une première hypothèse et meuble ensuite. Nous aurons à comparer à chaque fois les réponses sous les trois cas d'excitations : deux uniformes et un cas variables crée par les conditions de sol différentes sous les appuis intermédiaires et les appuis extrêmes

La fonction de densité spectrale de puissance des accélérations aux supports est celle du filtre de Kanai-Tajimi modifié par Clough et Penzien, donnée par :

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

Les paramètres de ce filtre sont ceux proposés par Der Kiureghian et Neuenhofer [48], ils sont donnés dans le tableau VI.3

Tableau VI.3: Paramètres des filtres de Kanai-Tajimi modifié selon Der Kiureghian et Neuenhofer

Type de sol	$\omega_g \text{ (rad/s)}$	ξ_g	$\omega_f \text{ (rad/s)}$	ξ_f
Meuble	5	0.2	0.5	0.6
Ferme	15	0.6	1.5	0.6

S_0 est l'amplitude du spectre de l'excitation au substratum rocheux, cette dernière est considérée comme bruit blanc (constante). Le choix de S_0 est basé sur l'accélération maximale en surface (PGA) qui ne doit pas dépasser $0.25g$.

Les DSP correspondantes aux accélérations en surface sont montrées sur la figure VI.10. . La fonction de cohérence entre les mouvements à la surface de ces deux profils est donnée dans la figure VI.11.

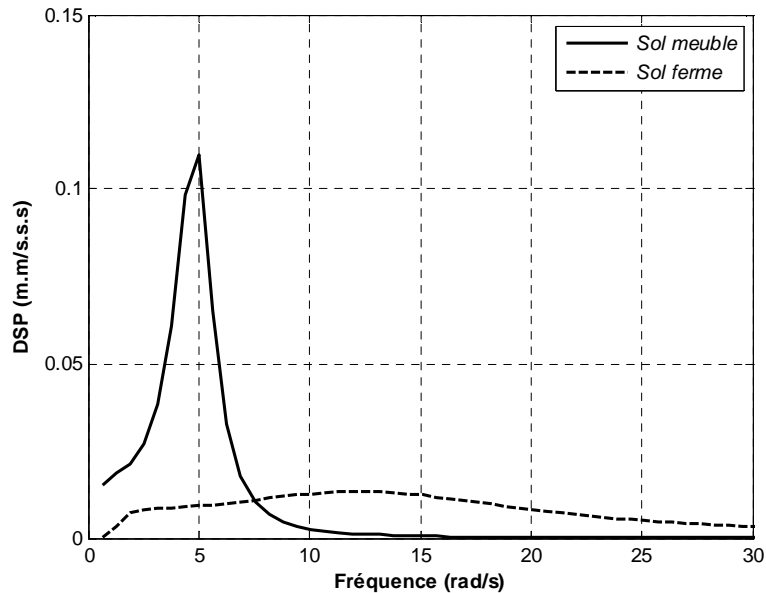


Figure VI.10 : Fonctions de densité spectrale des accélérations à la surface des profils de sol ferme et meuble

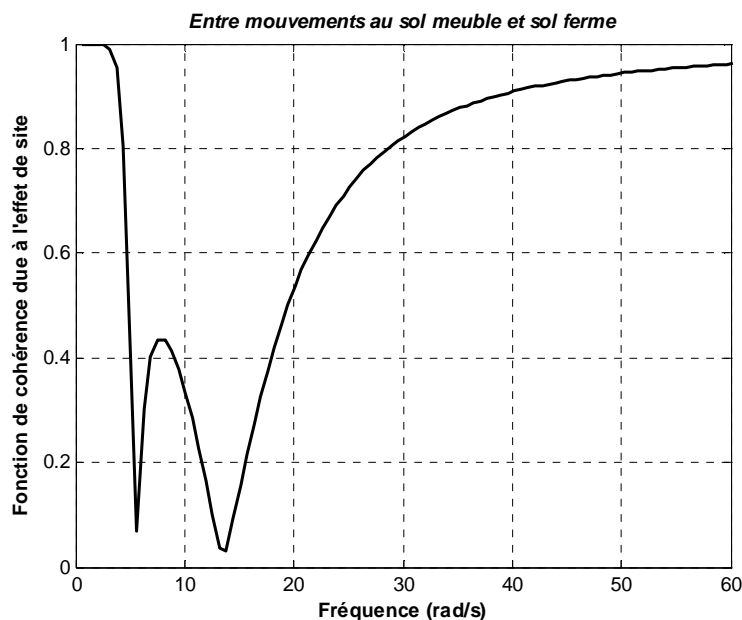


Figure VI.11 : Fonctions de cohérence due à l'effet de site (profils de sol ferme et meuble)

La vibration du pont due aux excitations aux supports verticales est analysée. Les réponses considérées le long du tablier sont : les déplacements verticaux, les moments fléchissants (autour de l'axe transversal) et les efforts tranchants. Pour les pylônes, les réponses

considérées sont : les déplacements axiaux, les moments fléchissants (autour de l'axe transversal) et les efforts normaux.

La moyenne carrée des réponses totales, donnée par l'équation III. 30, est répétée ici et donnée par :

$$\begin{aligned} \sigma_z^2 = & \sum_{k=1}^m \sum_{l=1}^m a_k a_l \rho_{D_{gk}D_{gl}} \sigma_{D_{gk}} \sigma_{D_{gl}} + 2 \sum_{k=1}^m \sum_{l=1}^m \sum_{j=1}^n a_k b_{lj} \rho_{D_{gk}S_{lj}} \sigma_{D_{gk}} \sigma_{S_{lj}} \\ & + \sum_{k=1}^m \sum_{l=1}^m \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^n b_{ki} b_{lj} \rho_{S_{ki}S_{lj}} \sigma_{S_{ki}} \sigma_{S_{lj}} \end{aligned} \quad (VI.2)$$

σ_z^2 est la valeur moyenne carrée de la réponse totale qui nous intéresse (Déplacement, effort tranchant, moment fléchissants,...).

Tous les autres termes de cette équation ont été définis dans le chapitre III.

5. Analyse des effets de site sur les réponses du pont

5.1 Tablier

Les figures VI.12 à VI.14 représentent les composantes de déplacements maxima en termes de moyenne dynamiques, pseudo statiques et totales le long du tablier du pont, pour trois cas d'excitations :

- Excitation uniforme en considérant le sol meuble sous tous les appuis
- Excitation uniforme en considérant le sol ferme sous tous les appuis
- Excitations variables en considérant le sol meuble sous les appuis intermédiaires et ferme sous les culées (cas réel)

La figure VI.12 montre les déplacements pseudo-statiques. Il s'agit de mouvements de corps rigide dans le cas d'excitation uniforme (constants). Dans le cas d'excitations variables, ces composantes varient, en augmentant, du déplacement du sol aux appuis extrêmes jusqu'à doubler le déplacement du sol meuble autour de la mi-travée centrale.

Les déplacements dynamiques (figure VI.13) sont maximaux au voisinage du milieu des travées et nuls aux appuis. Le cas d'excitations variables engendre des composantes dynamiques les plus importantes. Ceci est complètement différents des cas variables ou l'effet de site n'est pas pris en considérations (partie IV) car dans ce cas, les composantes dynamiques de la réponse dépendent essentiellement de la structure et ses caractéristiques dynamiques. En présence d'effet de site, les composantes dynamiques sont significativement influencées par l'excitation.

La figure VI.14 montre les réponses totales en déplacement, les effets de site engendrent des déplacements supérieurs sur une grande partie du tablier et surtout à mi-travée centrale. Autour des appuis extrêmes, le cas uniforme en considérant le sol meuble donne les déplacements importants.

Ces déplacements ont été normalisés et montrés sur la figure VI.15. La normalisation a été effectuée en toute section du tablier, par rapport au cas d'excitation variable. La prise en considération de la VSMS sous-estime les déplacements totaux autour des culées, cette sous-estimation peut atteindre 80%. Loin de ces appuis, les réponses sous excitation uniforme sous-estiment les déplacements. Cette sous-estimation peut atteindre 30% en cas de sol meuble et dépasse le double en cas de sol ferme.

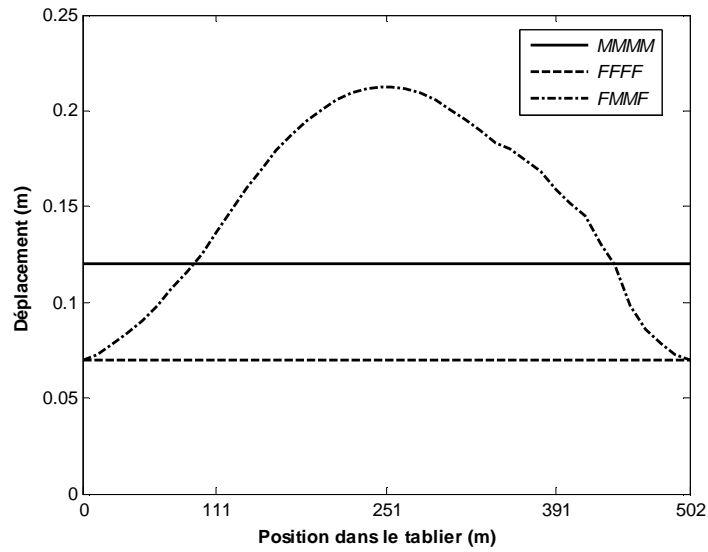


Figure VI.12 : Composantes du déplacement pseudo-statique le long du tablier

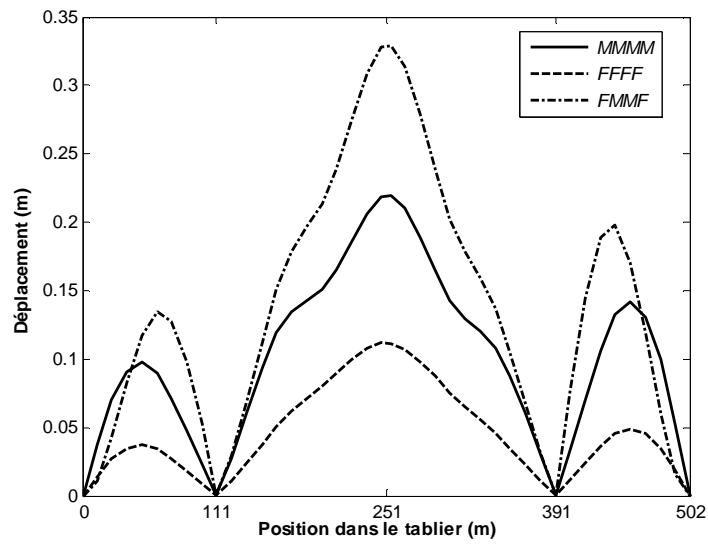


Figure VI.13 : Composantes du déplacement dynamique le long du tablier

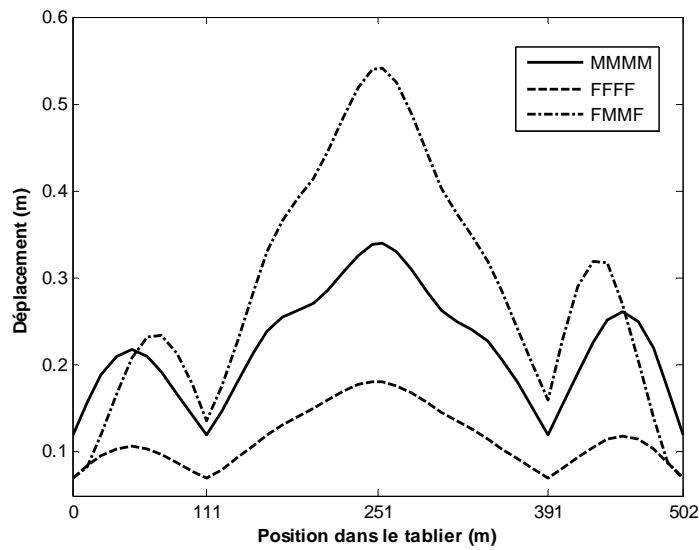


Figure VI.14 : Déplacement total le long du tablier

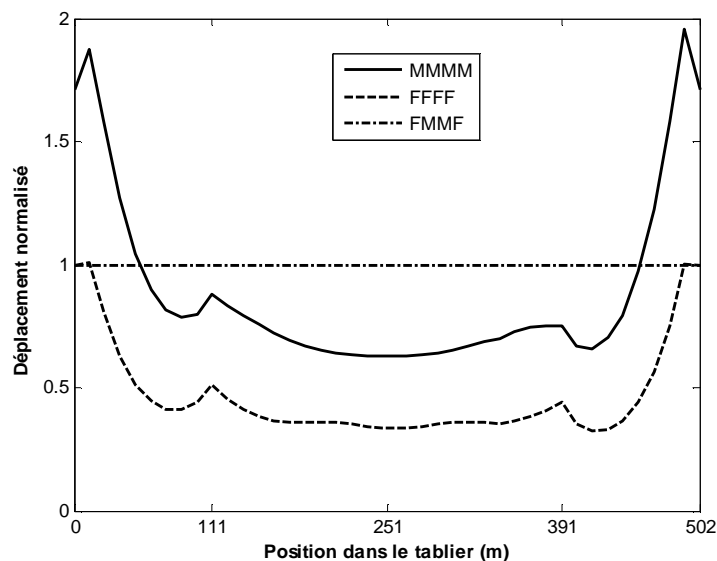


Figure VI.15 : Déplacement total normalisé le long du tablier

Les figures VI.16 à VI.18 représentent les composantes du moment fléchissant en termes de moyenne dynamique, pseudo statiques et totales le long du tablier du pont, pour les mêmes cas d'excitations. Les composantes pseudo-statiques du moment fléchissants sont montrées sur la figure VI.16. Les cas d'excitation uniforme ne contribuent pas bien sur au moment fléchissant total. Les effets de site génèrent des composantes pseudo-statiques assez importantes surtout aux pylônes et à la mi-travée centrale.

Les moments fléchissants dynamiques (figure VI.17) générés par une excitation variable sont plus importants que ceux induits par les excitations uniformes en sol ferme le long du tablier. Cette différence est réduite dans le cas d'excitation uniforme en considérant un sol meuble. En présence de ce sol, les moments dynamiques uniformes sont parfois supérieurs autour des culées. La superposition des composantes dynamiques et pseudo-statiques fait accroître la différence entre les cas d'excitation observée sur les composantes. Cette superposition donne les moments totaux (figure VI.18), ils sont très important entre les deux pylônes, la VSMS augmente les moments en cette zone. Autour des culées, le cas uniforme avec sol meuble génère les moments les plus importants.

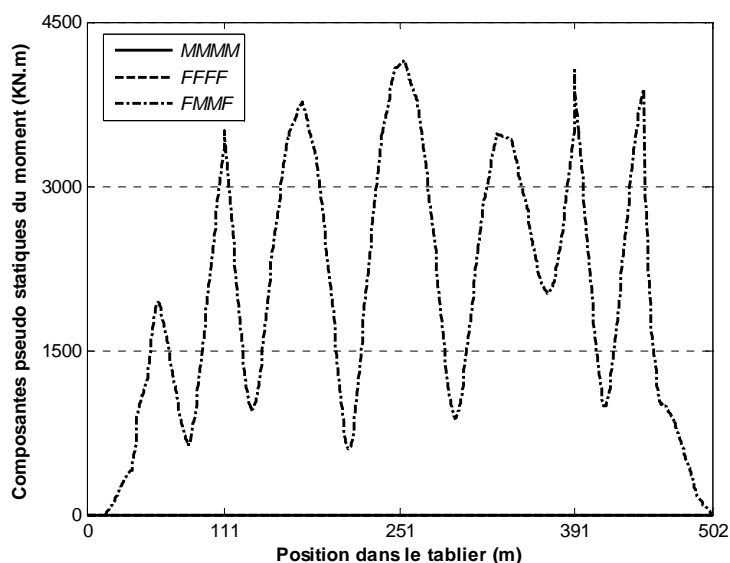


Figure VI.16 : Composantes pseudo-statiques du moment le long du tablier

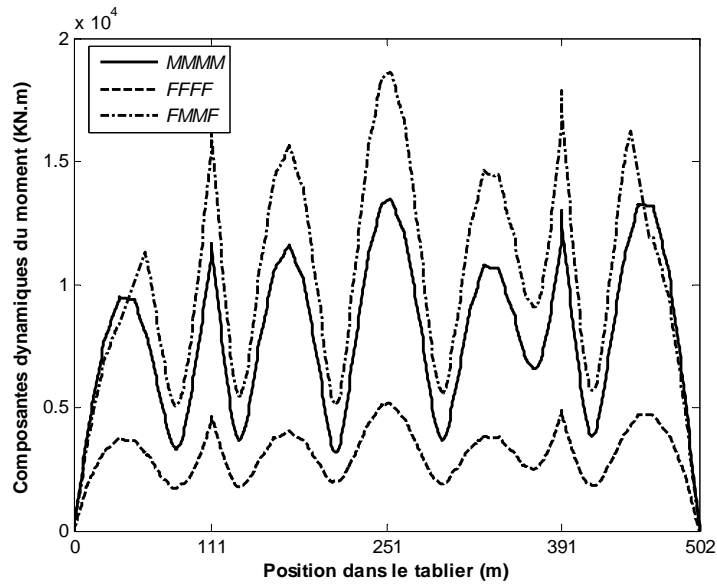


Figure VI.17 : Composantes dynamiques du moment fléchissant le long du tablier

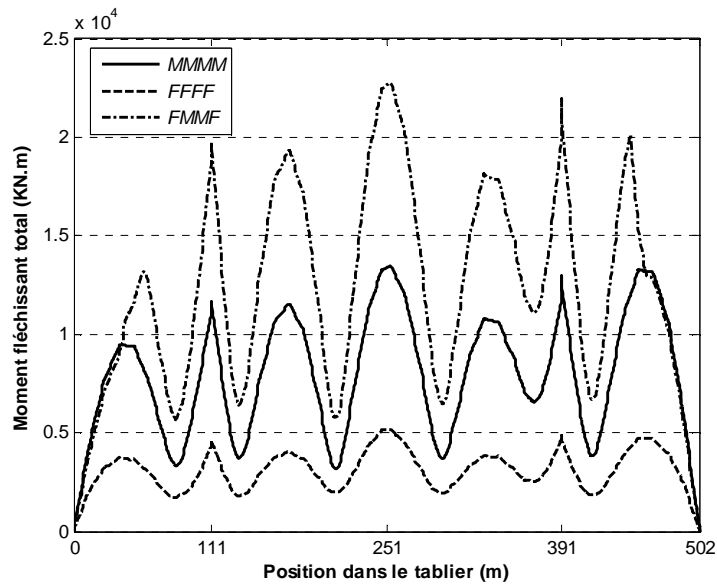


Figure VI.18 : Moment fléchissant total le long du tablier

Comme les déplacements, les moments totaux ont été normalisés par rapport au cas d'excitation variable et montrés sur la figure VI.19. La prise en considération de la VSMS surestime les moments totaux sur la travée centrale et autour des pylônes, cette surestimation peut atteindre 60% dans le cas de sol meuble et dépasser 75% dans le cas de sol ferme. Loin de cette zone, les réponses sous excitation uniforme, en présence de sol meuble, sont plus importantes, de 10% que celles induites par une excitation variable.

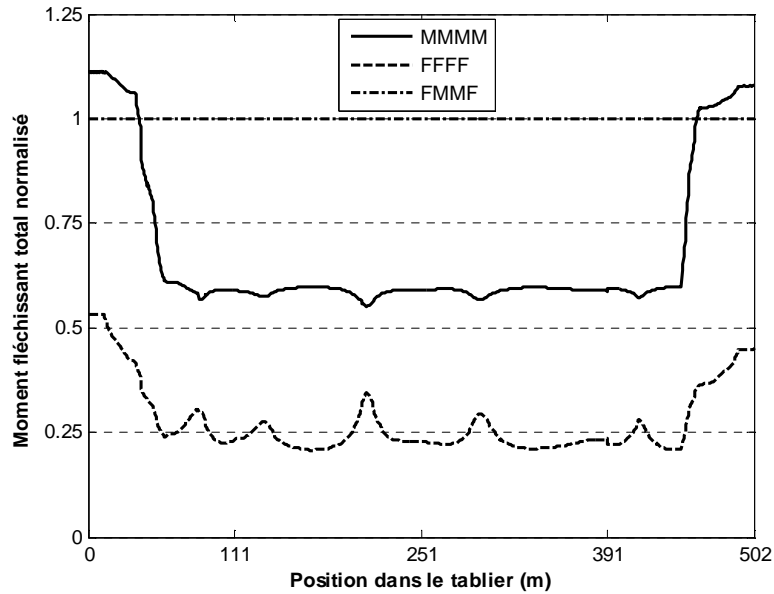


Figure VI.19 : Moment fléchissant total normalisé le long du tablier

Les figures VI.20 à VI.22 montrent les composantes de l'effort tranchant pseudo statiques, dynamiques et totales le long du tablier du pont, induites par les trois cas d'excitations. Les composantes pseudo-statiques sur la figure VI.20. Les cas d'excitation uniforme ne contribuent pas bien sur à l'effort total. Les effets de site génèrent des composantes pseudo-statiques assez importantes surtout aux pylônes.

Les efforts tranchants dynamiques (figure VI.21) générés par une excitation variable sont en général plus importants que ceux induits par les excitations uniformes. Quelques exception sont à signaler, il s'agit des sections comprises entre les culées et la moitié des travées courtes et aussi à mi-travée centrale. Les efforts tranchants totaux (figure VI.22) montrent globalement les mêmes allures que les efforts dynamiques. La composante pseudo-statique, générée par le cas d'excitation variable ne compense pas la supériorité de la composante dynamique obtenue par une excitation uniforme en considérant un sol meuble aux sections citées précédemment.

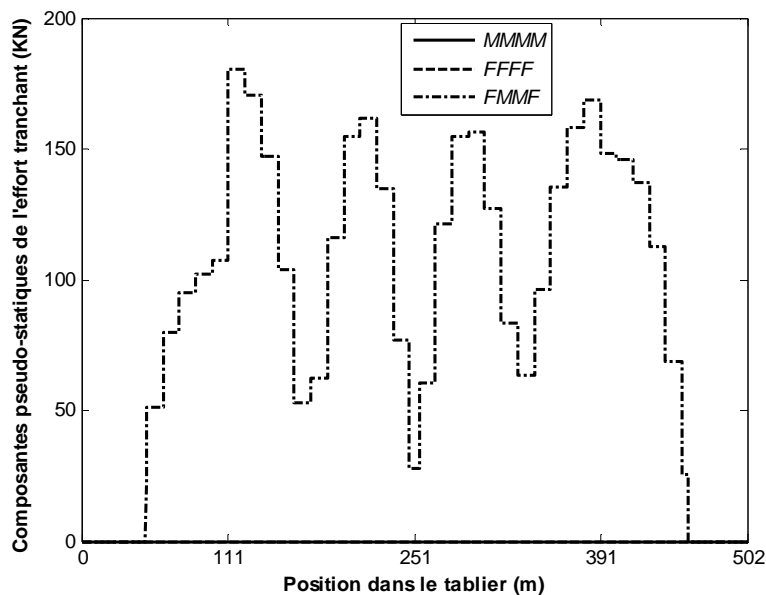


Figure VI.20 : Composantes pseudo-statiques de l'effort tranchant le long du tablier

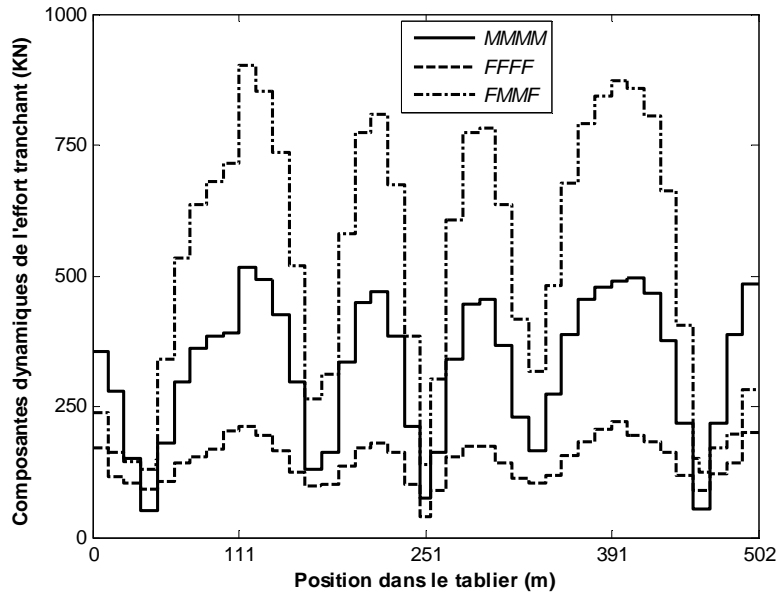


Figure VI.21 : Composantes dynamiques de l'effort tranchant le long du tablier

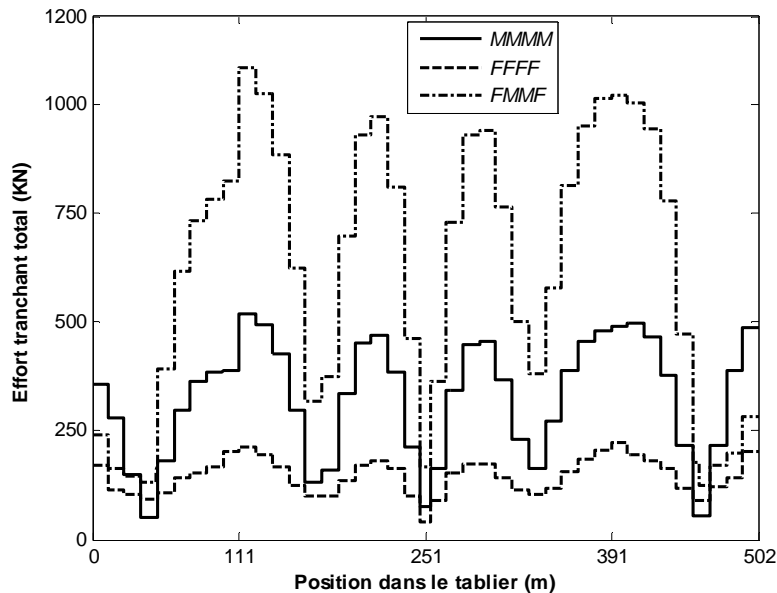


Figure VI.22 : Effort tranchant total le long du tablier

Les efforts totaux ont été normalisés par rapport au cas d'excitation variable et montrés sur la figure VI.23. La prise en considération de la VSMS surestime les efforts totaux sur la travée centrale et autour des pylônes, cette surestimation peut atteindre 50% dans le cas de sol meuble et dépasser 75% dans le cas de sol ferme. Loin de cette zone, les réponses sous excitation uniforme, en présence de sol meuble, sont plus importantes et peuvent atteindre 90% autour de la culée droite.

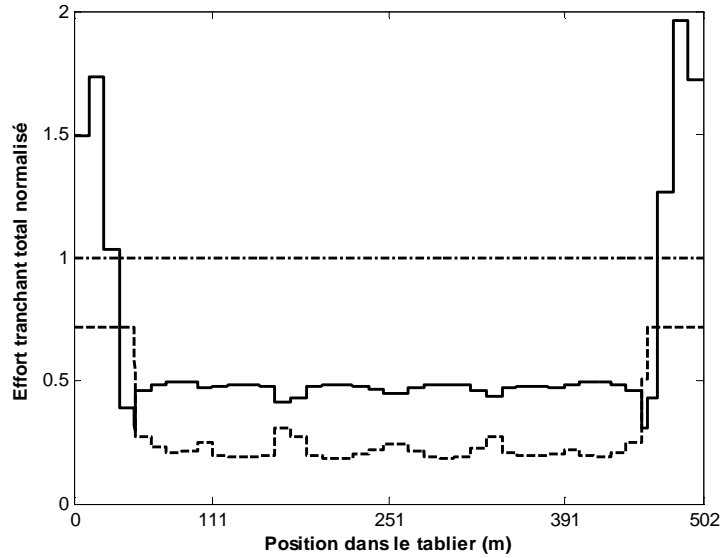


Figure VI.23 : Effort tranchant total normalisé le long du tablier

5.2 Pylônes

La figure VI.24 montre les déplacements dynamiques axiaux du pylône droit (grand pylône) sous les trois cas d'excitations. Ces déplacements sont maxima au sommet et diminuent en descendant. Ils présentent des changements dans leur variation à la variation brusque de la section du pylône et au niveau du tablier. La partie inférieure au tablier montre des déplacements plus importants dans le cas d'excitation uniforme en considérant le sol meuble. Le cas d'excitation variable induit des déplacements compris entre ceux induits par les deux cas d'excitations uniforme.

Dans la partie supérieure du pylône, le cas d'excitation variable génère des déplacements plus importants que les autres cas d'excitation.

Les mêmes remarques ont été observées sur le pylône gauche (petit pylône) avec une légère exception à propos de la limite entre la partie supérieure et inférieure du pylône. L'excitation variable devient plus importante à partir de 10m au dessus du tablier (figure VI.25).

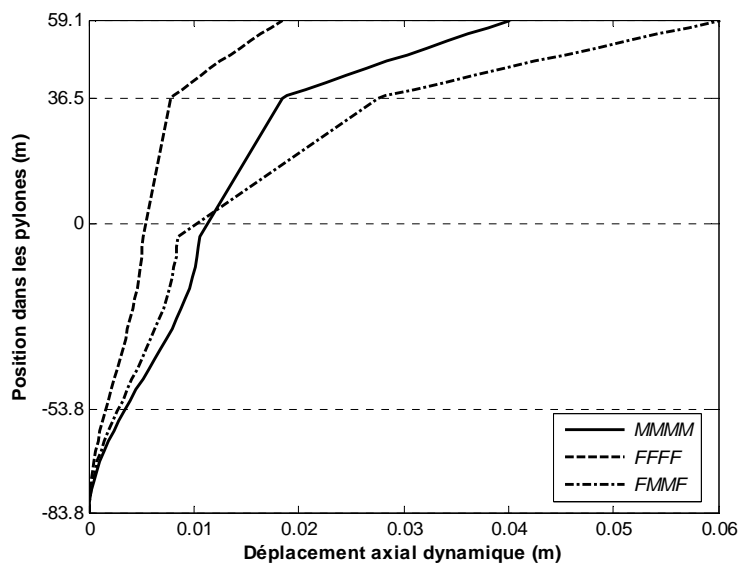


Figure VI.24 : Composantes dynamiques du déplacement axial dans le pylône droit

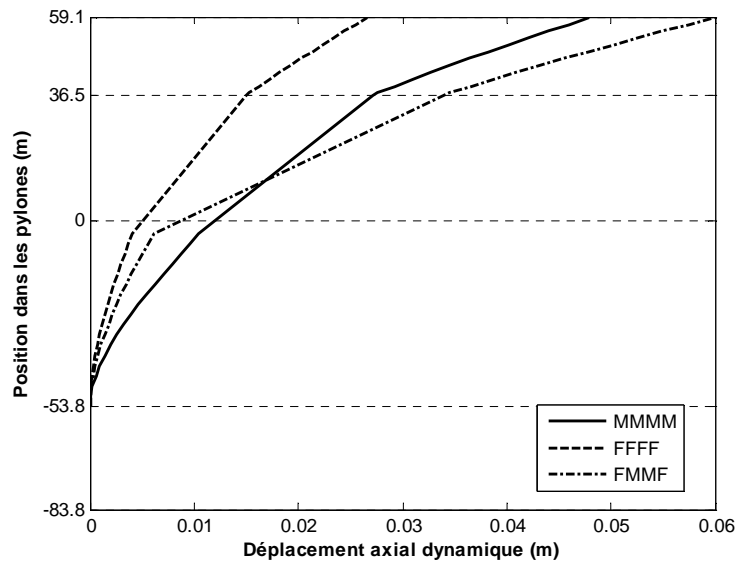


Figure VI.25 : Composantes dynamiques du déplacement axial dans le pylône gauche

Les composantes pseudo-statiques du déplacement axiales des deux pylônes, droit et gauche sont montrées sur la figure VI.26. Les cas d'excitation uniformes meuble et ferme induisent des déplacements constants sur toute la hauteur du pylône. Le cas variable génère des composantes pseudo-statiques maximales au sommet et aux appuis et presque nuls à la hauteur du tablier. Les pylônes sont ancrés dans des sols meubles dans le cas d'excitation variable, leur déplacements pseudo-statiques est égale au mouvement du sol aux appuis.

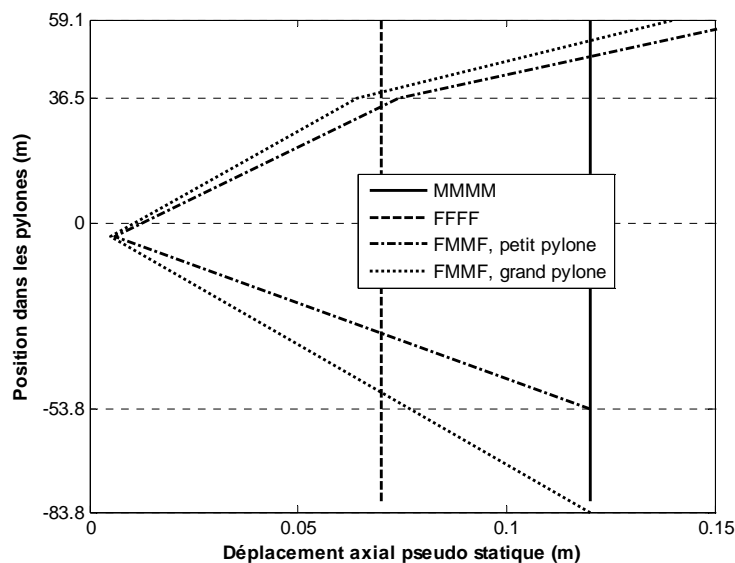


Figure VI.26 : Composantes pseudo-statiques du déplacement axial dans les pylônes droit et gauche

Les efforts normaux totaux dans le grand pylône (droit) sont montrés sur la figure VI.27, ils sont nuls au sommet et augmentent en descendant. L'excitation variable engendre des efforts plus importants. Il est à noter que le cas d'excitation uniforme en considérant un sol ferme donne des efforts normaux plus importants que l'autre cas d'excitation uniforme. Dans le petit pylône (gauche) la différence dans les efforts normaux est moins importante que le premier pylône (figure VI.28).

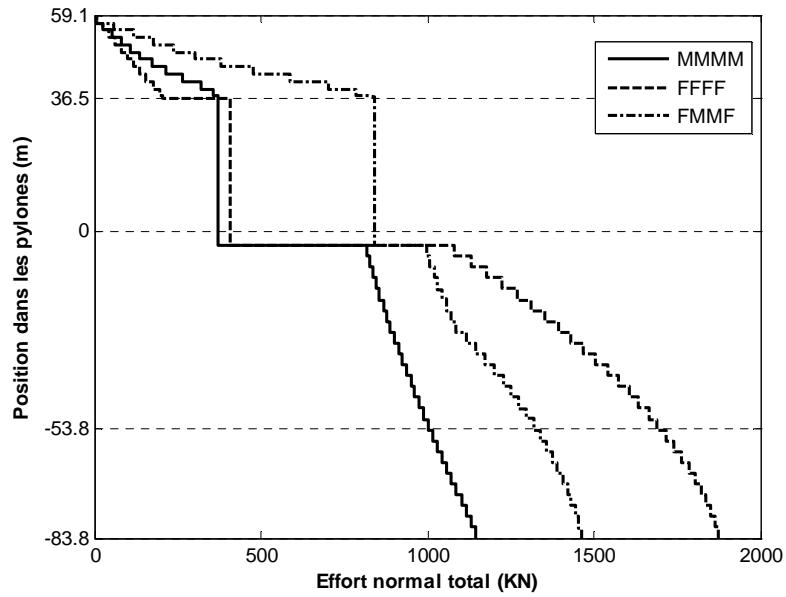


Figure VI.27 : Effort normal total dans le pylône droit

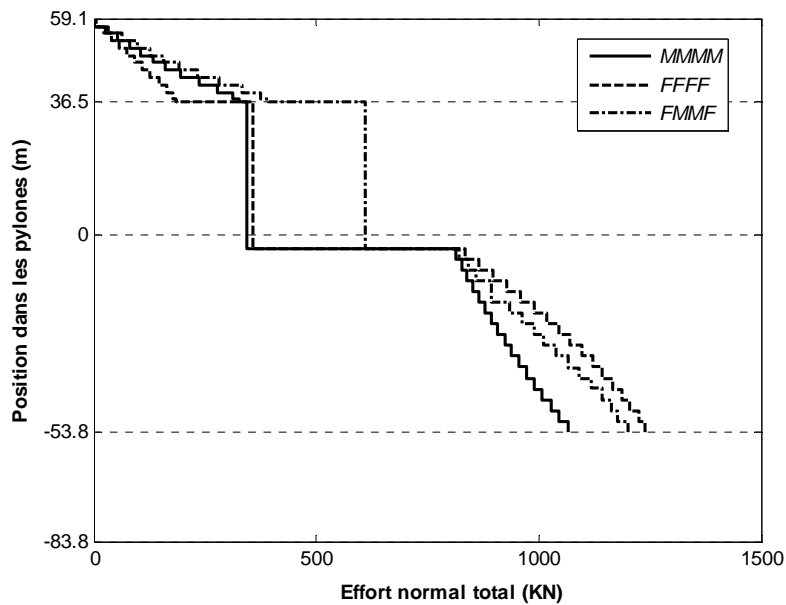


Figure VI.28 : Effort normal total dans le pylône gauche

Les moments fléchissants totaux dans le sens transversal générés dans le grand pylône (droit) sont montrés sur la figure VI.29, ils sont nul au sommet et augmentent en descendant. Ils sont plus importants au niveau du tablier et des appuis. L'excitation variable engendre des moments plus importants. Il est à noter que les moments sont plus importants dans le petit pylône (figure VI.30).

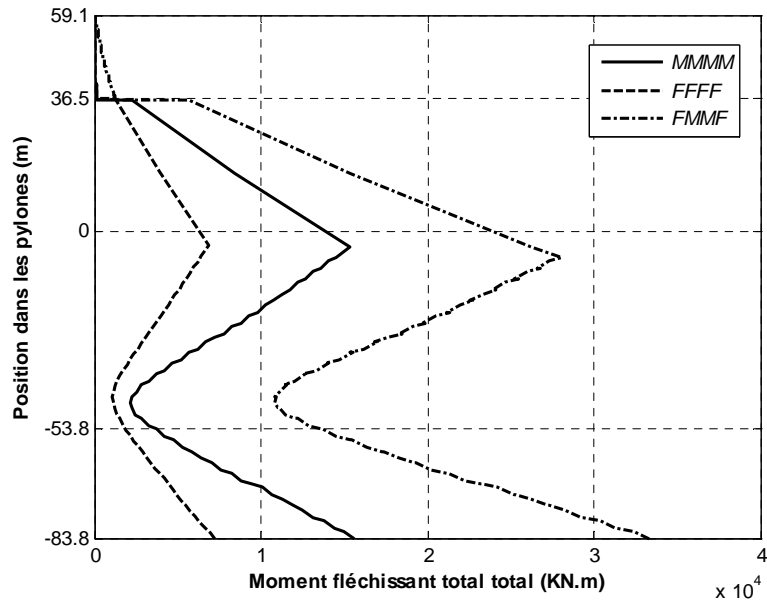


Figure VI.29 : Moment fléchissant total dans le pylône droit

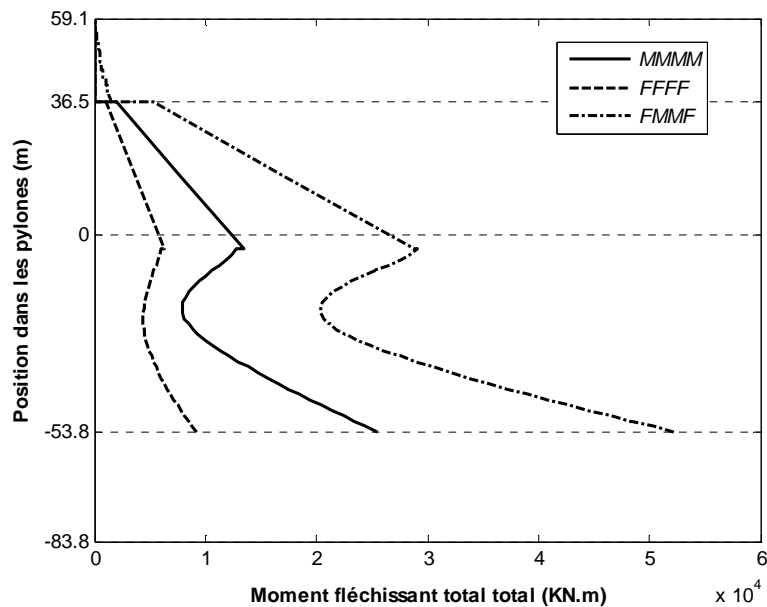


Figure VI.30 : Moment fléchissant total dans le pylône gauche

6. Conclusion

La variabilité spatiale du mouvement sismique est un aspect très important dans la conception parasismique des ponts suspendus (à haubans). Dans la présente partie, cet aspect est pris en considération à travers des DSP adaptées à la situation d'excitation partiellement corrélée. La VSMS est traduite par l'effet de site uniquement.

Des conclusions générales ont été tirées à partir des réponses, sous différents cas d'excitations, le long du tablier et sur toute la hauteur des pylônes. Quelques conclusions sont résumées :

La prise en considération de la VSMS donne des déplacements totaux autour des culées faibles par rapport à l'excitation uniforme. Loin des culées, les réponses sous excitation

uniforme sous-estiment les déplacements. Cette sous-estimation peut atteindre 30% en cas de sol meuble et dépasse le double en cas de sol ferme.

Les efforts totaux (moments et effort normal) sur la travée centrale et autour des pylônes induits par la VSMS sont supérieurs à ceux obtenus en considérant l'excitation uniforme. Cette surestimation est plus importante dans le cas de sol ferme. Loin de cette zone, les réponses sous excitation uniforme, en présence de sol meuble, sont plus importantes que celles induites par une excitation variable.

Les déplacements axiaux du pylône sont maxima au sommet et présentent des variations à la variation brusque de la section du pylône et au niveau du tablier. La partie inférieure au tablier montre des déplacements plus importants dans le cas d'excitation uniforme en considérant le sol meuble. Dans la partie supérieure, le cas d'excitation variable génère des déplacements plus importants que les autres cas d'excitation.

Les efforts totaux (effort normal et moment fléchissant) dans les pylônes sont nuls au sommet et augmentent en descendant. L'excitation variable engendre des efforts plus importants. Il est à noter que les moments sont plus importants dans le petit pylône.

L'effet de site est très important pour spécifier les excitations aux appuis, il faut le prendre en considération avec beaucoup d'attention lors de l'analyse sismique des ponts ancrés dans des conditions de sol différentes. La détermination des composantes pseudo-statiques des réponses, est essentielle. Ces dernières traduisent les déplacements différentiels et induisent des forces additionnelles qui peuvent causer des ruptures.

PARTIE VII

Conclusions générales et recommandations

7

Conclusions générales et recommandations

1. Conclusions générales

La variabilité spatiale du mouvement sismique est un aspect très important dans la conception parasismique des structures longues. Dans le présent travail, cet aspect est pris en considération à travers trois applications différentes :

- ⊖ Effets de la VSMS (sans les effets de site) sur les structures modélisées en poutres continues
- ⊖ Effets de la VSMS, due aux effets de site sur les structures modélisées en poutres continues
- ⊖ Effets de la VSMS, due aux effets de site sur le pont à Haubans de Mila

Nous nous sommes intéressés aux réponses de ces structures via le concept de vibrations aléatoires stationnaires, linéaire. Pour un système soumis à des excitations sismiques à moyennes nulles représentées par leurs DSP, sa réponse est à moyenne nulle et décrite par sa DSP. Cette DSP est utilisée pour évaluer la moyenne carrée (RMS) de la réponse (qui nous renseigne sur la réponse maximale). Le passage de la spécification des excitations aux appuis par des DSP au spectre de réponse constitue une approche très attractive. Cette dernière conduit à une règle de combinaison adaptée à la situation d'excitation partiellement corrélé en tenant compte de l'inter corrélation modale et entre excitation d'appuis.

Dans la première partie, la VSMS est traduite par deux effets, pris indépendamment et combinés pour obtenir lors de l'analyse cinq cas d'excitations. Il est à noter que le cas ou les excitations aux appuis sont totalement indépendantes (cas 5) donne des réponses complètement différentes des autres cas. Ceci est du au fait que cette situation de chargement correspond aux cas ou les conditions de sol sont différentes d'un appui à l'autre ou bien que les distances entre appuis sont très importantes. Dans ce cas, les fonctions de densité spectrale de puissance des excitations ne peuvent pas être identiques à chaque appui. Quelques conclusions sont émises:

- Les réponses totales en déplacement sont inférieures au cas uniforme le long de la poutre sauf de part et d'autre de l'appui intermédiaire ou la contribution positive de la composante dynamo-statique fait que la situation s'inverse avec des dépassements n'excédant pas 5%.
- Les structures rigides sont dominées par les déplacements pseudo statiques et les structures flexibles par les déplacements dynamiques. Les composantes dynamo-statiques sont importantes en présence de sol meuble mais restent globalement négligeables.
- En variant la flexibilité des structures, la période fondamentale du sol devient importante dans la mesure où les structures ayant des périodes inférieures à celle du sol ne sont pas très influencées par les effets de la VSMS. Pour des périodes supérieures, les réponses sous chargement uniforme sont surestimées.
- Pour les efforts internes totaux (moments fléchissants et efforts tranchants) à l'appui intermédiaire, les effets de la VSMS produisent des réponses plus importants pour les structures rigides, ayant des périodes fondamentales inférieures à celles du sol. Pour des périodes supérieures à celles des sols, les effets de la VSMS ont tendance à réduire les moments fléchissants totaux en présence de sol meuble.
- L'excitation uniforme ne génère pas d'efforts internes pseudo-statique, les efforts totaux sont égaux aux efforts dynamiques. Les composantes pseudo et dynamo-statiques apparaissent et dominent les efforts internes des structures ayant des périodes fondamentales inférieures à celle du sol.
- Les réponses totales en moments fléchissants sont amplifiées par les effets de la VSMS, aux sections comprises entre l'appui intermédiaire et les mi-travées et dé-amplifiées ailleurs pour le sol ferme. Pour un sol meuble, les effets de la VSMS surestiment le moment fléchissant le long de la poutre par la contribution importante de la composante pseudo-statique malgré la contribution négative de la composante dynamo-statique.

Dans la deuxième partie, une étude paramétrique des effets de site dus aux conditions de sol différentes sous chaque appui de la même structure que la première partie a été faite en analysant les réponses stochastiques maximales sous excitations multiples.

Les effets d'incohérence et de passage d'onde n'ont pas été considérés dans cette application. Les appuis de la structure sont fondés sur des sols ayant des conditions différentes. L'appui intermédiaire est fondé dans un sol non homogène avec le paramètre p qui varie de zéro pour un sol ferme à 1 pour un sol très meuble. Les appuis extrêmes sont fondés sur un sol homogène ferme ($p = 0$). Dans le cas où tous les paramètres aux trois supports sont identiques et caractérisent un sol ferme, la structure vibre sous excitation uniforme, sinon l'excitation est variable et la corrélation entre excitations décroît graduellement avec l'augmentation de p . Le mouvement à chaque appui est dû à une propagation verticale. Les spectres de réponse moyens aux appuis ont été définis de telle sorte qu'ils soient compatibles avec les DSP des accélérations en surface représentées par les filtres de Kanai-Tajimi avec des paramètres déduits à partir des fonctions d'amplification des colonnes de sol sous les appuis. La présence de couche de sol non homogène, meuble, sous l'appui intermédiaire de la structure et de sol ferme sous les autres supports induit deux effets : une modification de phase dans les deux excitations à la surface et des effets d'amplification. Ces amplifications dépendent essentiellement des caractéristiques du sol sous appuis. Les applications ont montré que l'effet de site dû à la non homogénéité du sol induit des réponses additionnelles qui modifient totalement le comportement des structures soumises à des excitations d'appui multiples comparé aux autres effets tels que le passage d'onde et l'effet d'incohérence.

Plus le degré d'inhomogénéité augmente plus les effets de site sont importants. Le sol d'ancrage présente des caractéristiques différentes, les déplacements aux appuis diffèrent et des déplacements différentiels dans la structure apparaissent et spécialement autour de l'appui intermédiaire où le sol inhomogène est imposé. Ces déplacements différentiels augmentent avec l'augmentation de l'inhomogénéité et du contraste d'impédance.

L'effet de site conduisant à des déplacements différentiels, induit des forces pseudo-statiques additionnelles qui contribuent significativement aux forces totales. Ces forces additionnelles augmentent avec l'augmentation du degré d'inhomogénéité (plus de perte d'incohérence). L'effet de site est plus important sur les moments que les efforts du fait que les efforts tranchants sont d'un degré dérivatif supérieur aux moments.

L'effet de site affecte légèrement les composantes dynamiques du fait de la résonance qui se produit quand les fréquences propres de la structure se rapprochent de celle du sol. Les excitations uniformes génèrent des composantes de réponse dynamiques plus importantes que celles induites par les excitations en présence de conditions de sol différentes quand la fréquence dominante du sol inhomogène est supérieure à celle de la structure, et plus faibles dans le cas contraire. La covariance entre les composantes dynamiques et pseudo-statiques contribue marginalement à la réponse totale, elle peut être négligée dans tous les cas sans affecter la précision.

L'effet de site est tellement important pour spécifier les excitations aux appuis qu'il faut le prendre en considération avec beaucoup d'attention lors de l'analyse sismique des structures ancrées dans des conditions de sol différentes. La détermination des composantes pseudo-statiques des réponses est essentielle, elles traduisent les déplacements différentiels et induisent des forces additionnelles qui peuvent causer des ruptures.

Ce résultat a été appliqué à une structure de pont à Haubans de Mila, objet de la troisième application. La variabilité spatiale du mouvement sismique est un aspect très important, il est pris en considération à travers des DSP adaptées à la situation d'excitation partiellement corrélée. Des conclusions générales ont été tirées à partir des réponses, sous différents cas d'excitations, le long du tablier et sur toute la hauteur des pylônes. Les réponses dans le tablier ont montré que la prise en considération de la VSMS donne des déplacements totaux autour des culées faibles par rapport à l'excitation uniforme. Loin des culées, les réponses sous excitation uniforme sous-estiment les déplacements. Cette sous-estimation est plus importante en cas d'excitation uniforme avec sol ferme. Même conclusion à propos des moments fléchissants et des efforts tranchants.

Pour le tablier, les déplacements dynamiques sont maximaux au sommet et diminuent en descendant. La partie inférieure au tablier montre des déplacements plus importants dans le cas d'excitation uniforme en considérant le sol meuble. Le cas d'excitation variable induit des déplacements compris entre ceux induits par les deux cas d'excitations uniforme. Dans la partie supérieure du pylône, le cas d'excitation variable génère des déplacements plus importants que les autres cas d'excitation.

Les efforts normaux totaux dans les pylônes sont nuls au sommet et augmentent en descendant. L'excitation variable engendre des efforts plus importants. Les moments fléchissants totaux dans le sens transversal générés dans les pylônes sont nuls au sommet et augmentent en descendant. Ils sont plus importants au niveau du tablier et des appuis. L'excitation variable engendre des moments plus importants.

Il a été conclu globalement que les effets de la VSMS dépendent de plusieurs paramètres notamment : de la réponse recherchée, des éléments de la structure qui nous intéressent, des fréquences naturelles de la structure et de celles du sol, ..

La généralisation n'est pas évidente, mais nous synthétisons l'essentiel dans ce qui suit :

- ✓ Les effets de la VSMS sur les réponses des structures ne peuvent pas être isolés de leurs propriétés et configurations (la VSMS induit des forces internes pseudo-statiques, pour les structures symétriques, l'excitation uniforme excite les modes symétriques par contre la VSMS excite les modes symétriques et antisymétriques, la VSMS excite plus de modes supérieurs de la structure que l'excitation uniforme).
- ✓ La perte de cohérence et le passage d'onde contribuent aux réponses des structures, leur combinaison peut accroître ou diminuer les effets sur les réponses car plus la perte de cohérence entre mouvements augmente, plus l'effet de passage d'onde s'éclipse.
- ✓ Le cas de chargement le plus défavorable n'est pas systématiquement le cas ou les mouvements variables et fortement incohérents.
- ✓ En cas de conditions de sols uniformes, les effets de la VSMS peuvent être négligés pour les structures rigides ayant des périodes inférieures à 0.5s correspondant à des longueurs inférieures à 400 m.
- ✓ L'effet de la VSMS en présence de conditions de site différentes sur les réponses est prépondérant par rapport aux effets de perte de cohérence et de passage d'onde.
- ✓ L'effet de site est tellement important pour spécifier les excitations aux appuis qu'il faut le prendre en considération avec beaucoup d'attention lors de l'analyse sismique des structures ancrées dans des conditions de sol différentes.
- ✓ La détermination des composantes pseudo-statiques des réponses est essentielle, elles traduisent les déplacements différentiels et induisent des forces additionnelles qui peuvent causer des ruptures.

2. Recommandations

Des travaux de recherche futurs qui peuvent être menés dans le domaine de la variabilité spatiale du mouvement sismique ainsi que leurs effets sur les réponses des structures sont recommandés et résumés autour des points suivants :

- Il faut développer des modèles de VSMS à partir de données d'enregistrements locales, car la majorité des modèles existants ont été développés pour des sites spécifiques. Du choix du modèle de cohérence ainsi que de ses paramètres dépend l'estimation rigoureuse des réponses structurelles.
- Etudier l'inter-corrélation entre directions de l'action sismique associée aux effets de la VSMS
- Associer l'interaction sol-structure aux effets de la VSMS dans l'analyse des structures.
- Etablir de manière quantitative le degré de signification des effets de la VSMS sur la réponse sismique des structures et trouver une approche alternative et simplifiée des effets de la VSMS pour son intégration dans les codes règlementaires.

REFERENCES

References

1. J.L. Bogdanoff, J.E. Goldberg and A.J. Schiff, "The effect of ground transmission time on the response of long structures," *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol. 55, pp. 627–640, 1965.
2. M. Niazi, "Inferred displacements, velocities and rotations of a long rigid foundation located at El Centro differential array site during the 1979 Imperial Valley, California, earthquake," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 14, pp. 531–542, 1986.
3. S.W. Smith, J.E. Ehrenberg and E.N. Hernandez, "Analysis of the El Centro differential array for the 1979 Imperial Valley earthquake," *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol. 72, pp. 237–258, 1982.
4. P. Spudich and E. Cranswick, "Direct observation of rupture propagation during the 1979 Imperial Valley earthquake using a short baseline accelerometer array," *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol. 74, pp. 2083–2114, 1984.
5. J.L. King, "Observations on the seismic response of sediment-filled valleys," Ph.D. Dissertation, Department of Earth Science, University of California, San Diego, CA, 1981.
6. K.L. McLaughlin, L.R. Johnson and T.V. McEvelly, "Two-dimensional array measurements of near-source ground accelerations," *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol. 73, pp. 349–375, 1983.
7. B.A. Bolt, C.H. Loh, J. Penzien, Y.B. Tsai and Y.T. Yeh, "Preliminary report on the SMART-1 strong motion array in Taiwan," Earthquake Engineering Research Center Report No. UCB/EERC-82/13, University of California, Berkeley, CA, 1982.
8. T. Harada, "Probabilistic modeling of spatial variation of strong earthquake ground displacement," *Proceedings of the Eighth World Conference on Earthquake Engineering*, San Francisco, CA, 1984.
9. C.H. Loh, J. Penzien and Y.B. Tsai, "Engineering analysis of SMART-1 array accelerograms," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 10, pp. 575–591, 1982.
10. F. Yamazaki and T. Turker, "Spatial variation study on earthquake ground motion observed by the Chiba array," *Proceedings of the Tenth World Conference on Earthquake Engineering*, Madrid, Spain, 1992.

11. N.A. Abrahamson, "Program on technology innovation: Spatial coherency models for soil-structure interaction," Electric Power Research Institute Report No. EPRI- 1012968, EPRI, Palo Alto, CA, and U.S. Department of Energy, Washington, D.C., 2006.
12. K. Kudo, E. Shima and M. Sakaue, "Digital strong motion accelerographs array in Ashigara valley - seismological and engineering prospects of strong motion observation," *Proceedings of the Ninth World Conference on Earthquake Engineering*, Tokyo, Japan, 1988.
13. S. Gaffet, C. Larroque, A. Deschamps and F.Tressols, "Adense array experiment for the observation of waveform perturbations," *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 17, pp. 475–484, 1998.
14. C. Cornou, P.-Y. Bard and M. Dietrich, "Contribution of dense array analysis to the identification and quantification of basin-edge induced waves. Part I: Methodology," *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol. 93, pp. 2604–2623, 2003.
15. G. Bongiovanni, P. Marsan and R.W. Romeo, "Combined geological and geophysical investigations for site effect analysis in seismic zoning perspective," *Proceedings of the Fifth International Conference on Seismic Zonation*, Nice, France, 1995.
16. K. Makra, F.J. Chavez-García, D. Raptakis and K. Pitilakis, "Parametric analysis of the seismic response of a 2D sedimentary valley: Implications for code implementations of complex site effects," *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 25, pp. 303– 315, 2005.
17. D.R. Brillinger, *Time Series. Data Analysis and Theory*, McGraw-Hill, Inc., New York, NY, 1981.
18. N.A. Abrahamson, J.F. Schneider and J.C. Stepp, "Empirical spatial coherency functions for applications to soil-structure interaction analyses," *Earthquake Spectra*, Vol. 7, pp. 1–27, 1991.
19. A. Zerva and V. Zervas, "Spatial variation of seismic ground motions: An overview," *Applied Mechanics Reviews*, ASME, Vol. 55, pp. 271–297, 2002.
20. A. Der Kiureghian, "A coherency model for spatially varying ground motions," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 25, pp. 99–111, 1996.
21. P.G. Somerville, J.P. McLaren, C.K. Saikia and D.V. Helmberger, "Site-specific estimation of spatial incoherence of strong ground motion," in *Earthquake Engineering and Soil Dynamics II-Recent Advances in Ground Motion Evaluation*, J.L. Von Thun editor, Geotechnical Special Publication No. 20, ASCE, New York, NY, 1988.
22. P.G. Somerville, J.P. McLaren, M.K. Sen and D.V. Helmberger, "The influence of site conditions on the spatial incoherence of ground motions," *Structural Safety*, Vol. 10, pp. 1–13, 1991.
23. N.A. Abrahamson, J.F. Schneider and J.C. Stepp, "Spatial variation of strong ground motion for use in soil-structure interaction analyses," *Proceedings of the Fourth U.S. National Conference on Earthquake Engineering*, Palm Springs, CA, 1990.
24. N.A. Abrahamson, J.F. Schneider and J.C. Stepp, "Spatial coherency of shear waves from the Lotung, Taiwan large-scale seismic test," *Structural Safety*, Vol. 10, pp. 145– 162, 1991.

25. N.A. Abrahamson, "Spatial variation of multiple support inputs," *Proceedings of the 1st U.S. Seminar on Seismic Evaluation and Retrofit of Steel Bridges. A Caltrans and University of California at Berkeley Seminar*, San Francisco, CA, 1993.
26. P. Spudich, "Recent seismological insights into the spatial variation of earthquake ground motions," in *New Developments in Earthquake Ground Motion Estimation and Implications for Engineering Design Practice*, ATC 35-1, Redwood City, CA, 1994.
27. A. Arias, "A measure of earthquake intensity," in *Seismic Design of Nuclear Power Plants*, R. Hansen editor, M.I.T. Press, Cambridge, MA, 1969.
28. A.H. Hadjian, "On the correlation of the components of strong motion," *Proceedings of the Second International Conference on Microzonation*, San Francisco, CA, 1978.
29. J. Penzien and M. Watabe, "Characteristics of 3-dimensional earthquake ground motions," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 3, pp. 365–373, 1975.
30. H. Hao, C.S. Oliveira and J. Penzien, "Multiple-station ground motion processing and simulation based on SMART-1 array data," *Nuclear Engineering and Design*, Vol. 111, pp. 293–310, 1989.
31. C.H. Loh and S.G. Lin, "Directionality and simulation in spatial variation of seismic waves," *Engineering Structures*, Vol. 12, pp. 134–143, 1990.
32. O. Ramadan and M. Novak, "Coherency functions for spatially correlated seismic ground motions," Geotechnical Research Centre Report No. GEOT-9-93, The University of Western Ontario, London, Canada, 1993.
33. J.F. Schneider, J.C. Stepp and N.A. Abrahamson, "The spatial variation of earthquake ground motion and effects of local site conditions," *Proceedings of the Tenth World Conference on Earthquake Engineering*, Madrid, Spain, 1992.
34. W.R. Stephenson, "The dominant resonance response of Parkway basin," *Proceedings of 12th World Conference on Earthquake Engineering*, Auckland, New Zealand, 2000.
35. W.R. Stephenson, "Visualisation of resonant basin response at the Parkway array, New Zealand," *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 27, pp. 487–496, 2007.
36. S. Liao, "Physical characterization of ground motion spatial variation and conditional simulation for performance-based design," Ph.D. Dissertation, Department of Civil, Architectural and Environmental Engineering, Drexel University, Philadelphia, PA, 2006.
37. S. Liao, A. Zerva and W.R. Stephenson, "Seismic spatial coherency at a site with irregular subsurface topography," *Proceedings of the Geo-Denver 2007 Congress*, ASCE, Denver, CO, 2007.
38. J. Riepl, C.S. Oliveira and P.-Y. Bard, "Spatial coherence of seismic wave fields across an alluvial valley (weak motion)," *Journal of Seismology*, Vol. 1, pp. 253–268, 1997.
39. H. Tajimi, "A statistical method of determining the maximum response of a building structure during an earthquake," *Proceedings of the Second World Conference on Earthquake Engineering*, Tokyo and Kyoto, Japan, 1960.
40. R.N. Iyengar and K.T.S. Iyengar, "A non-stationary random process model for earthquake acceleration," *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol. 59,

41. R.S. Harichandran and E.H. Vanmarcke, "Stochastic variation of earthquake ground motion in space and time," *Journal of Engineering Mechanics, ASCE*, Vol. 112, pp. 154–174, 1986.
42. C.H. Loh, "Analysis of the spatial variation of seismic waves and ground movements from SMART-1 data," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 13, pp. 561–581, 1985.
43. C.H. Loh and Y.T. Yeh, "Spatial variation and stochastic modeling of seismic differential ground movement," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 16, pp. 583–596, 1988.
44. M.F. Barstein, Application of probability method for design the effect of forces on engineering structures", *Proceedings of the 2WCEE, Vol. 2, 1467-1481*, Tokyo, 1960
45. K. Kanai, "Semi-empirical formula for the seismic characteristics of the ground," *Bulletin of the Earthquake Research Institute, University of Tokyo, Japan*, Vol. 35, pp. 309–325, 1957.
46. R.W. Clough and J. Penzien, *Dynamics of Structures*, Third Edition, Computers and Structures Inc. Berkeley, CA, 2003.
47. R.S. Harichandran, "Local spatial variation of earthquake ground motion," in *Earthquake Engineering and Soil Dynamics II-Recent Advances in Ground Motion Evaluation*, J.L. Von Thun editor, Geotechnical Special Publication No. 20, ASCE, New York, NY, 1988.
48. A. Der Kiureghian and A. Neuenhofer, "Response spectrum method for multisupport seismic excitation," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 21, pp. 713–740, 1992.
49. B.R. Ellingwood and M.E. Batts, "Characterization of earthquake forces for probability-based design of nuclear structures," Technical Report BNL-NUREG- 51587, NUREG/CR-2945, Department of Nuclear Energy, Brookhaven National Laboratory, Upton, NY, 1982.
50. A. Hindy and M. Novak, "Pipeline response to random ground motion," *Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE*, Vol. 106, pp. 339–360, 1980.
51. M.J. O'Rourke, M.C. Bloom and R. Dobry, "Apparent propagation velocity of body waves," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 10, pp. 283–294, 1982.
52. M.J. O'Rourke and G. Castro, "Design of buried pipelines for wave propagation," in *Lifeline Earthquake Engineering*, D.J. Smith editor, ASCE, New York, NY, 1981.
53. M.J. O'Rourke, G. Castro and N. Centola, "Effects of seismic wave propagation upon buried pipelines," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 8, pp. 455–467, 1980.
54. M.J. O'Rourke, G. Castro and I. Hossain, "Horizontal soil strain due to seismicwaves," *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, Vol. 110, pp. 1173–1187, 1984.
55. N.A. Abrahamson and B.A. Bolt, "Array analysis and synthesis mapping of strong seismic motion," in *Seismic Strong Motion Synthetics*, B.A. Bolt editor, Academic Press Inc., New York, NY, 1987.
56. M. Novak and A. Hindy, "Seismic response of buried pipelines," *Proceedings of the Third Canadian Conference on Earthquake Engineering*, Montreal, Canada, 1979.

57. R.S. Harichandran, "Estimating the spatial variation of earthquake ground motion from dense array recordings," *Structural Safety*, Vol. 10, pp. 219–233, 1991.
58. C.S. Oliveira, H. Hao and J. Penzien, "Ground motion modeling for multiple-input structural analysis," *Structural Safety*, Vol. 10, pp. 79–93, 1991.
59. W. Menke, A.L. Lerner-Lam, B. Dubendorff and J. Pacheco, "Polarization and coherence of 5 to 30 Hz seismic wave fields at a hard-rock site and their relevance to velocity heterogeneities in the crust," *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol. 80, pp. 430–449, 1990.
60. N.A. Abrahamson, "Hard-rock coherency functions based on the Pinyon Flat array data," Draft report to EPRI, Electric Power Research Institute, Palo Alto, CA, 2007.
61. J.E. Luco and H.L. Wong, "Response of a rigid foundation to a spatially random ground motion," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 14, pp. 891–908, 1986.
62. B.J. Uscinski, *The Elements of Wave Propagation in Random Media*, McGraw-Hill, Inc., New York, NY, 1977.
63. Q.S. Yang and Y.J. Chen, "A practical coherency model for spatially varying ground motions," *Structural Engineering and Mechanics*, Vol. 9, pp. 141–152, 2000.
64. A. Zerva and T. Harada, "Effect of surface layer stochasticity on seismic ground motion coherence and strain estimates," *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 16, pp. 445–457, 1997.
65. E. Kausel and A. Pais, "Stochastic deconvolution of earthquake motions," *Journal of Engineering Mechanics*, ASCE, Vol. 113, pp. 266–277, 1987.
66. D. Zendagui, M.K. Berrah and E. Kausel, "Stochastic deamplification of spatially varying seismic motions," *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 18, pp. 409–421, 1999.
67. M.N. ToksÖz, A.M. Dainty and E.E. Charrette III, "Spatial variation of ground motion due to lateral heterogeneity," *Structural Safety*, Vol. 10, pp. 53–77, 1991.
68. A. Zerva and M. Shinozuka, "Stochastic differential ground motion," *Structural Safety*, Vol. 10, pp. 129–143, 1991.
69. K. Kanda, "Seismic responses of structures subjected to incident incoherent waves considering a layered media with irregular interfaces," *Proceedings of the 12th World Conference on Earthquake Engineering*, Auckland, New Zealand, 2000.
70. M. Horike and Y. Takeuchi, "Possibility of spatial variation of high-frequency seismic motions due to random-velocity fluctuations of sediments," *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol. 90, pp. 48–65, 2000.
71. N. Laouami and P. Labbe, "Analytical approach for evaluation of the seismic ground motion coherency function," *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 21, pp. 727–733, 2001.
72. Z. Zembaty and A. Rutenberg, "Spatial response spectra and site amplification effects," *Engineering Structures*, Vol. 24, pp. 1484–1496, 2002.
73. S. Liao and J. Li, "A stochastic approach to site-response component in seismic ground motion coherency model," *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 22, pp. 813–820, 2002.

74. H-P. Ding, Q-F. Liu, X. Jin and Y-F. Yuan, "A coherency function model of ground motion at base rock corresponding to strike-slip fault," *Acta Seismologica Sinica*, Vol. 17, pp. 64–69, 2004.
75. N.E. Johnson and R.D. Galletly, "The comparison of the response of a highway bridge to uniform ground shock and moving ground excitation," *The Shock and Vibration Bulletin*, Vol. 42, pp. 75–85, 1972.
76. N.M. Newmark, "Problems in wave propagation in soil and rocks," *Proceedings of the International Symposium on Wave Propagation and Dynamic Properties of Earth Materials*, University of New Mexico Press, Albuquerque, NM, 1967.
77. S.D. Werner and L.C. Lee, "The three-dimensional response of structures subjected to traveling wave excitation," *Proceedings of the Second U.S. National Conference on Earthquake Engineering*, Stanford, CA, 1979.
78. S.D. Werner, L.C. Lee, H.L. Wong and M.D. Trifunac, "Structural response to traveling seismic waves," *Journal of the Structural Division, ASCE*, Vol. 105, pp. 2547–2564, 1979.
79. A.M. Abdel-Ghaffar and L.I. Rubin, "Suspension bridge response to multiple support excitations," *Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE*, Vol. 108, pp. 419–435, 1982.
80. A.M. Abdel-Ghaffar and L.I. Rubin, "Lateral earthquake response of suspension bridges," *Journal of Structural Engineering, ASCE*, Vol. 109, pp. 665–675, 1983.
81. A.M. Abdel-Ghaffar and A.S. Nazmy, "3-D nonlinear seismic behavior of cable-stayed bridges," *Journal of Structural Engineering, ASCE*, Vol. 117, pp. 3456–3476, 1991.
82. A.S. Nazmy and A.M. Abdel-Ghaffar, "Effect of ground motion spatial variability on the response of cable-stayed bridges," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 21, pp. 1–20, 1992.
83. N. Yamamura and H. Tanaka, "Response analysis of flexible MDF systems for multiple-support seismic excitations," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 19, pp. 345–357, 1990.
84. C.-H. Hyun, C.-B. Yun and D.-G. Lee, "Nonstationary response analysis of suspension bridges for multiple support excitations," *Probabilistic Engineering Mechanics*, Vol. 7, pp. 27–35, 1992.
85. S.M. Allam and T.K. Datta, "Analysis of cable-stayed bridges under multi-component random ground motion by response spectrum method," *Engineering Structures*, Vol. 22, pp. 1367–1377, 2000.
86. S.M. Allam and T.K. Datta, "Seismic response of a cable-stayed bridge deck under multi-component non-stationary random ground motion," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 33, pp. 375–393, 2004.
87. J.H. Lin, Y.H. Zhang, Q.S. Li and F.W. Williams, "Seismic spatial effects for long span bridges using the pseudo excitation method," *Engineering Structures*, Vol. 26, pp. 1207–1216, 2004.
88. J.H. Lin and Y.H. Zhang, "Seismic random vibration of long-span structures," in *Vibration and Shock Handbook*, C.W. de Silva editor, CRC Press, Boca Raton, FL, 2005.
89. T.J. Qu, J.J. Wang and Q.X. Wang, "A practical model for the power spectrum of spatially variant ground motion," *Acta Seismologica Sinica*, Vol. 9, pp. 69–79, 1996.

90. K. Soyluk and A.A. Dumanoglu, "Spatial variability effects of ground motions on cable-stayed bridges," *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 24, pp. 241–250, 2004.
91. M.-T. Chen and R.S. Harichandran, "Response of an earth dam to spatially varying earthquake ground motion," *Journal of Engineering Mechanics, ASCE*, Vol. 127, pp. 932–939, 2001.
92. A.A. Dumanoglu and K. Soyluk, "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, 2003.
93. K. Soyluk, "Comparison of random vibration methods for multi-support seismic excitation analysis of long-span bridges", *Engineering Structures*, Vol. 26, pp. 1573–1583, 2004
94. Y. Nakamura, A. Der Kiureghian and D. Liu, "Multiple-support response spectrum analysis of the Golden Gate Bridge," Earthquake Engineering Research Center Report No. UCB/EERC-93-05, University of California, Berkeley, CA, 1993.
95. H. Hao, "Stability of simple beam subjected to multiple seismic excitations," *Journal of Engineering Mechanics, ASCE*, Vol. 123, pp. 739–742, 1997.
96. R.S. Harichandran, A. Hawwari and B.N. Sweidan, "Response of long-span bridges to spatially varying ground motion," *Journal of Structural Engineering, ASCE*, Vol. 122, pp. 476–484, 1996.
97. R.S. Harichandran and W. Wang, "Response of simple beam to spatially varying earthquake excitation," *Journal of Engineering Mechanics, ASCE*, Vol. 114, pp. 1526–1541, 1988.
98. R.S. Harichandran and W. Wang, "Response of indeterminate two-span beam to spatially varying earthquake excitation," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 19, pp. 173–187, 1990.
99. C.H. Loh and B.D. Ku, "An efficient analysis of structural response for multiple-support seismic excitations," *Engineering Structures*, Vol. 17, pp. 15–26, 1995.
100. S.F. Masri, "Response of beams to propagating boundary excitation," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 4, pp. 497–507, 1976.
101. T.E. Price and M.O. Eberhard, "Effects of varying ground motions on short bridges," *Journal of Structural Engineering, ASCE*, Vol. 124, pp. 948–955, 1998.
102. Z. Zembaty and A. Rutenberg, "On the Sensitivity of Bridge Seismic Response with Local Soil Amplification", *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, Vol. 27 (10), pp. 1095–1099, 1998
103. A. Zerva, "Response of multi-span beams to spatially incoherent seismic ground motions," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 19, pp. 819–832, 1990.
104. A. Zerva, "Effect of spatial variability and propagation of seismic ground motions on the response of multiply supported structures," *Probabilistic Engineering Mechanics*, Vol. 6, pp. 212–221, 1991.
105. A. Zerva, A. H-S. Ang and Y.K. Wen, "Lifeline response to spatially variable ground motions," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 16, pp. 361–379, 1988.

106. G. Deodatis, V. Saxena and M. Shinozuka, "Effect of spatial variability of ground motion on bridge fragility curves," *Proceedings of the Eighth ASCE Specialty Conference on Probabilistic Mechanics and Structural Reliability*, University of Notre Dame, Notre Dame, IN, 2000.
107. A. Der Kiureghian, P. Keshishian and A. Hakobian, "Multiple support response spectrum analysis of bridges including the site response effect and the MSRS code," Earthquake Engineering Research Center Report No. UCB/EERC-97/02, University of California, Berkeley, CA, 1997.
108. M. Kahan, R.-J. Gibert and P.-Y. Bard, "Influence of seismic waves spatial variability on bridges: A sensitivity analysis," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 25, pp. 795–814, 1996.
109. S.H. Kim and M.Q. Feng, "Fragility analysis of bridges under ground motion with spatial variation," *International Journal of Non-Linear Mechanics*, Vol. 38, pp. 705–721, 2003.
110. L. Lou, "Effect of the spatial variability of ground motions on the seismic response of reinforced concrete highway bridges," Ph.D. Dissertation, Department of Civil, Architectural and Environmental Engineering, Drexel University, Philadelphia, PA, 2006.
111. L. Lou and A. Zerva, "Effects of spatially variable ground motions on the seismic response of a skewed, multi-span bridge," *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 25, pp. 729–740, 2005.
112. L. Lou and A. Zerva, "Influence of spatial variation of ground motions on the nonlinear response of a multi-span bridge," *Proceedings of the Fourth European Workshop on the Seismic Behaviour of Irregular and Complex Structures*, Thessaloniki, Greece, 2005.
113. A. Lupoi, P. Franchin, P.E. Pinto and G. Monti, "Seismic design of bridges accounting for spatial variability of ground motion," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 34, pp. 327–348, 2005.
114. G. Monti and P.E. Pinto, "Effects of multi-support excitation on isolated bridges," Technical Report MCEER 98/0015, Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research (MCEER), University at Buffalo, State University of New York, Buffalo, NY, 1998.
115. G. Mylonakis, S. Nikolaou, D. Papastamatiou and J. Psycharis, "Simple model for response of bridges to non-uniform seismic excitation," *Proceedings of the Eighth Canadian Conference on Earthquake Engineering*, Vancouver, Canada, 1999.
116. G. Mylonakis, D. Papastamatiou, J. Psycharis and K. Mahmoud, "Simplified modeling of bridge response on soft soil to nonuniform seismic excitation," *Journal of Bridge Engineering*, Vol. 6, pp. 587–597, 2001.
117. C. Nuti and I. Vanzi, "Influence of earthquake spatial variability on differential soil displacements and SDF system response," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 34, pp. 1353–1374, 2005.
118. F. Perotti, "Structural response to non-stationary multiple-support random excitation," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 19, pp. 513–527, 1990.
119. V. Saxena, "Spatial variation of earthquake ground motion and development of bridge fragility curves," Ph.D. Dissertation, Department of Civil Engineering and Operations Research, Princeton University, Princeton, NJ, 2000.

- 120.V. Saxena, G. Deodatis, M. Shinozuka and M. Feng, "Development of fragility curves for multi-span reinforced concrete bridges," in *Monte Carlo Simulation: Proceedings of the International Conference on Monte Carlo Simulation, MCS-2000*, G.I. Schuëller and P.D. Spanos editors, Monte Carlo, Monaco, 2000.
- 121.A.G. Sextos and A.J. Kappos, "Evaluation of the new Eurocode 8 - Part 2 provisions regarding asynchronous excitation of irregular bridges," *Proceedings of the Fourth European Workshop on the Seismic Behaviour of Irregular and Complex Structures*, Thessaloniki, Greece, 2005.
- 122.A.G. Sextos, A.J. Kappos and P. Mergos, "Effect of soil-structure interaction and spatial variability of ground motion on irregular bridges: The case of the Krystallopigi Bridge," *Proceedings of the 13th World Conference on Earthquake Engineering*, Vancouver, Canada, 2004.
- 123.A.G. Sextos, K.D. Pitilakis and A.J. Kappos, "Inelastic dynamic analysis of RC bridges accounting for spatial variability of ground motion, site effects and soil-structure interaction phenomena. Part 1: Methodology and analytical tools," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 32, pp. 607–627, 2003.
- 124.A.G. Sextos, A.J. Kappos and K.D. Pitilakis, "Inelastic dynamic analysis of RC bridges accounting for spatial variability of ground motion, site effects and soil-structure interaction phenomena. Part 2: Parametric study," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 32, pp. 629–652, 2003.
- 125.N. Tzanetos, A.S. Elnashai, F.H. Hamdan and S. Antoniou, "Inelastic dynamic response of RC bridges subjected to spatially non-synchronous earthquake motion," *Advances in Structural Engineering*, Vol. 3, pp. 191–214, 2000.
- 126.M. Shinozuka, V. Saxena and G. Deodatis, "Effect of spatial variation of ground motion on highway structures," Technical Report MCEER-00-0013, Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research (MCEER), University at Buffalo, State University of New York, Buffalo, NY, 2000.
- 127.A. Zerva, "Seismic loads predicted by spatial variability models," *Structural Safety*, Vol. 11, pp. 227–243, 1992.
- 128.Applied Technology Council (ATC), *Recommended LRFD Guidelines for the Seismic Design of Highway Bridges, Part I: Specifications and Part II: Commentary and Appendices*, ATC/MCEER Joint Venture, ATC-49, Redwood City, CA, 2003.
- 129.Comité Européen de Normalisation (CEN), *EUROCODE 8: Design of Structures for Earthquake Resistance – Part 2: Bridges*, EN 1998-2:2005, Brussels, Belgium, 2005.
- 130.G. Monti, C. Nuti and P.E. Pinto, "Nonlinear response of bridges under multi-support excitation," *Journal of Structural Engineering, ASCE*, Vol. 122, pp. 1147–1159, 1996.
- 131.G. Zanardo, H. Hao and C. Modena, "Seismic response of multi-span simply supported bridges to a spatially varying earthquake ground motion," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 31, pp. 1325–1345, 2002.
- 132.N. Chouw and H. Hao, "Study of SSI and non-uniform ground motion effect on pounding between bridge girders," *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 25, pp. 717–728, 2005.
- 133.N. Chouw, H. Hao and S. Su, "Multi-sided pounding response of bridge structures with non-linear bearings to spatially varying ground excitation," *Advances in Structural Engineering*, Vol. 9, pp. 55–66, 2006.

- 134.H. Hao, "A parametric study of the required seating length for bridge decks during earthquake," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 27, pp. 91–103, 1998.
- 135.N. Chouw and H. Hao, "Significance of SSI and nonuniform near-fault ground motions in bridge response I: Effect on response with conventional expansion joint", *Engineering Structures*, Vol. 30, pp. 141–153, 2008
- 136.N. Chouw and H. Hao, "Significance of SSI and non-uniform near-fault ground motions in bridge response II: Effect on response with modular expansion joint", *Engineering Structures* Vol. 30, pp. 154–162, 2008
- 137.R.S. Harichandran, "Stochastic analysis of rigid foundation filtering," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 15, pp. 889–899, 1987.
- 138.S. Kim and J.P. Stewart, "Kinematic soil-structure interaction from strong motion recordings," *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, Vol. 129, pp. 323–335, 2003.
- 139.A.S. Veletsos and A.M. Prasad, "Seismic interaction of structures and soils: Stochastic approach," *Journal of Structural Engineering, ASCE*, Vol. 115, pp. 935–956, 1989.
- 140.A.S. Veletsos, A.M. Prasad and W.H. Wu, "Transfer functions for rigid rectangular foundations," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 26, pp. 5–17, 1997.
- 141.A. Bayraktar and A.A. Dumanoglu, "The effect of the asynchronous ground motion on hydrodynamic pressures," *Computers and Structures*, Vol. 68, pp. 271–282, 1998.
- 142.A. Bayraktar, A.A. Dumanoglu and Y. Calayir, "Asynchronous dynamic analysis of dam-reservoir-foundation systems by the Lagrangian approach," *Computers and Structures*, Vol. 58, pp. 925–935, 1996.
- 143.S.W. Alves and J.F. Hall, "System identification of a concrete arch dam and calibration of its finite element model," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 35, pp. 1321–1337, 2006.
- 144.S.W. Alves and J.F. Hall, "Generation of spatially nonuniform ground motion for nonlinear analysis of a concrete arch dam," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 35, pp. 1339–1357, 2006.
- 145.Y.M.A. Hashash, J.J. Hook, B. Schmidt and J.I-C. Yao, "Seismic design and analysis of underground structures," *Tunneling and Underground Space Technology*, Vol. 16, pp. 247–293, 2001.
- 146.N.M. Newmark and E. Rosenblueth, *Fundamentals of Earthquake Engineering*, Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, NJ, 1971.
- 147.M.J. O'Rourke and K. El Hmadi, "Analysis of continuous buried pipelines for seismic wave effects," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 16, pp. 917– 929, 1988.
- 148.C.M. St. John and T.F. Zahrah, "Aseismic design of underground structures," *Tunneling and Underground Space Technology*, Vol. 2, pp. 165–197, 1987.
- 149.I. Tromans, "Behaviour of buried water supply pipelines in earthquake zones," Ph.D. Dissertation, Department of Civil and Environmental Engineering, Imperial College of Science, Technology and Medicine, London, United Kingdom, 2004.

150. N.M. Newmark, "Torsion in symmetrical buildings," *Proceedings of the Fourth World Conference on Earthquake Engineering*, Santiago, Chile, 1969.
151. N.D. Nathan and J.R. MacKenzie, "Rotational components of earthquake motion," *Canadian Journal of Civil Engineering*, Vol. 2, pp. 430–436, 1975.
152. W.K. Tso and T.-I. Hsu, "Torsional spectrum for earthquake motions," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 6, pp. 375–382, 1978.
153. A. Rutenberg and A.C. Heidebrecht, "Response spectra for rocking, torsion and rigid foundations," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 13, pp. 543–557, 1985.
154. A. Castellani and G. Boffi, "Rotational components of the surface ground motion during an earthquake," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 14, pp. 751–767, 1986.
155. A. Castellani and G. Boffi, "On rotational components of seismic motion," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 18, pp. 785–797, 1989.
156. Z. Zembaty, A. Castellani and G. Boffi, "Spectral analysis of the rotational component of seismic ground motion," *Probabilistic Engineering Mechanics*, Vol. 8, pp. 5–14, 1993.
157. M. Bouchon and K. Aki, "Strain, tilt, and rotation associated with strong ground motion in the vicinity of earthquake faults," *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol. 72, pp. 1717–1738, 1982.
158. M. Bouchon, K. Aki and P.-Y. Bard, "Theoretical evolution of differential ground motions produced by earthquakes," *Proceedings of the Third International Conference on Earthquake Microzonation*, Seattle, WA, 1982.
159. M.D. Trifunac, "Response envelope spectrum and interpretation of strong earthquake ground motion," *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol. 61, pp. 343–356, 1971.
160. M.D. Trifunac, "A method for synthesizing realistic strong ground motion," *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol. 61, pp. 1739–1753, 1971.
161. V.W. Lee, "Empirical scaling of strong earthquake ground motion - Part I: Attenuation and scaling of response spectra," *ISET Journal of Earthquake Technology*, Vol. 39, pp. 219–254, 2002.
162. V.W. Lee, "Empirical scaling of strong earthquake ground motion - Part II: Duration of strong motion," *ISET Journal of Earthquake Technology*, Vol. 39, pp. 255–271, 2002.
163. V.W. Lee, "Empirical scaling of strong earthquake ground motion - Part III: Synthetic strong motion," *ISET Journal of Earthquake Technology*, Vol. 39, pp. 273–310, 2002.
164. V.W. Lee and M.D. Trifunac, "Torsional accelerograms," *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 4, pp. 132–139, 1985.
165. A. Sakurai and T. Takahashi, "Dynamic stresses of underground pipelines during earthquakes," *Proceedings of the Fourth World Conference on Earthquake Engineering*, Santiago, Chile, 1969.
166. A. Zerva, "Spatial incoherence effects on seismic ground strains," *Probabilistic Engineering Mechanics*, Vol. 7, pp. 217–226, 1992.

167. N. Laouami, P. Labbe and R. Bahar, "Stochastic model of seismic torsional ground motion: Applications to Lotung soft site," *Journal of Seismology*, Vol. 9, pp. 463–472, 2005.
168. I. Nelson and P. Weidlinger, "Development of interference response spectra for lifelines seismic analysis," Grant Report No. 2, Weidlinger Associates, New York, NY, 1977.
169. H. Sandi, "Conventional seismic forces corresponding to non-synchronous ground motion," *Proceedings of the Third European Symposium on Earthquake Engineering*, Sofia, Bulgaria, 1970.
170. M.K. Berrah and E. Kausel, "Response spectrum analysis of structures subjected to spatially varying motions," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 21, pp. 461–470, 1992.
171. K.K. Dong and M. Wieland, "Application of response spectrum method to a bridge subjected to multiple support excitation," *Proceedings of the Ninth World Conference on Earthquake Engineering*, Tokyo, Japan, 1988.
172. L. Su, S.L. Dong and S. Kato, "A new average response spectrum method for linear response analysis of structures to spatial earthquake ground motions," *Engineering Structures*, Vol. 28, pp. 1835–1842, 2006.
173. J-H. Li and J. Li, "A response spectrum method for seismic response analysis of structures under multi-support excitations," *Structural Engineering and Mechanics*, Vol. 21, pp. 255–273, 2005.
174. Z. Zembaty and S. Krenk, "Spatial seismic excitations and response spectra," *Journal of Engineering Mechanics*, ASCE, Vol. 119, pp. 2449–2460, 1993. 174. M.-C. Lee and J. Penzien, "Stochastic analysis of structures and piping systems subjected to stationary multiple support excitations," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 11, pp. 91–110, 1983.
175. A.G. Davenport, "Note on the distribution of the largest value of a random function with application to gust loading," *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, Vol. 28, pp. 187–196, 1964.
176. E.H. Vanmarcke, "On the distribution of first-passage time for normal stationary processes," *Journal of Applied Mechanics*, ASME, Vol. 42, pp. 215–220, 1975.
177. J.T. Christian, "Generating seismic design power spectral density functions," *Earthquake Spectra*, Vol. 5, pp. 351–368, 1989.
178. D. Gasparini and E.H. Vanmarcke, "Simulated earthquake ground motions compatible with prescribed response spectra," Technical Report No. R76-4, Department of Civil Engineering, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, MA, 1976.
179. I.D. Gupta and M.D. Trifunac, "Defining equivalent stationary PSDF to account for nonstationarity of earthquake ground motion," *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 17, pp. 89–99, 1997.
180. M.K. Kaul, "Stochastic characterization of earthquakes through their response spectrum," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 6, pp. 497–509, 1978.
181. A. Papoulis, *Probability, Random Variables and Stochastic Processes*, McGraw Hill, Inc., New York, NY, 1984.

- 182.P.T.D. Spanos and L.M. Vargas Loli, “A statistical approach to generation of design spectrum compatible earthquake time histories,” *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 4, pp. 2–8, 1985.
- 183.J.F. Unruh and D.D. Kana, “An iterative procedure for the generation of consistent power/response spectrum,” *Nuclear Engineering and Design*, Vol. 66, pp. 427–435, 1981.
- 184.A. Der Kiureghian, “Structural response to stationary excitation,” *Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE*, Vol. 106, pp. 1195–1213, 1980.
- 185.Y.J. Park, “Newconversion method from response spectrum to PSD functions,” *Journal of Engineering Mechanics, ASCE*, Vol. 121, pp. 1391–1392, 1995.
- 186.E. Rosenblueth and J. Elorduy, “Response of linear systems to certain linear disturbances,” *Proceedings of the Fourth World Conference on Earthquake Engineering*, Santiago, Chile, 1969.
- 187.N. Mezouer, H. Afra et K. Silhadi, “Effets de la variabilité spatiale du mouvement sismique sur les réponses maximales des structures étendues”, *Deuxième colloque national de Génie Parasismique*, Alger Hôtel Sheraton (Club des Pins), les 08, 09 et 10 Octobre 2000.
- 188.A. Der Kiureghian, “CQC modal combination rule for high-frequency modes,” *Transactions of the 11th International Conference in Reactor Technology*, Tokyo, Japan, 1991.
- 189.N. Mezouer, H. Afra et K. Silhadi, “The effects of ground motion spatial variability on structures response”, *Eleven European Conference on Earthquake Engineering*, 6-11 September 1998, Paris, France
- 190.N. Mezouer, H. Afra et K. Silhadi, “Investigation of the effect of partially correlated support motions on stochastic response of extended structures” *2ème rencontre de génie parasismique des pays méditerranéens*, Faro, les 27, 28 et 29 Octobre 1999.
- 191.N. Mezouer, K. Silhadi et H. Afra, “Importance of spatial variability of seismic ground motion effects on long beams response”, *Journal of Civil Engineering and Construction Technology*, Vol. 1, N°1, pp 1-12, (2010)
- 192.I.M. Idriss, and H.B. Seed “Seismic response of horizontal layers”. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, 94 (SM4) pp.1003-1031, 1968.
- 193.H. Afra and A. Pecker “Calculation of free field response spectrum of a non-homogeneous soil deposit from bed rock response spectrum”, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 22, pp. 157–165, 2002.
- 194.M. Hadid and H. Afra, “Sensitivity analysis of site effects on response of pipelines”, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 20, pp. 249–260, 2000.
- 195.F.E. Richart, J.R. Hall and D. Woods, “*Vibration of soils and foundations*”, Prentice Hill, New Jersey, 1970.
- 196.F.B. Hildebrand, “*Advanced calculus for applications*”, Prentice-Hall, New Jersey, 1984
- 197.N. Mezouer , K. Silhadi and M. Hadid “Sensitivity analysis of site response effect on stochastic responses of two-span beam”, *Advances in Structural Engineering*, Multi Science Publishing, (in press) 2010.

- 198.**M. Shinozuka, “Stochastic fields and their digital simulation,” in *Stochastic Methods in Structural Dynamics*, G.I. Schueller and M. Shinozuka editors, Martinus Nijhoff, Dordrecht, The Netherlands, 1987.
- 199.**Kibboua, “*Analyse dynamique sous vibrations ambiantes d’un pont à haubans sur l’oued Dib à Mila*”, Thèse de Magister, ENTP 2006
- 200.**LNHC, “Rapport géotechnique de l’étude du site de la culée nord du viaduct de Beni Haroun, Mila”, 1999
- 201.**N. Mezouer, M. Hadid et A. Messaoudi, “Effets de modèles de sol sur la réponse sismique de site”, *7ème Colloque National AFPS 2007*, ECP Paris, 4-6 Juillet 2007