

Université Mohamed Khider – Biskra  
Faculté des Sciences et de la technologie  
Département: Génie civil et Hydraulique  
Ref : .....



جامعة محمد خيضر بسكرة  
كلية العلوم و التكنولوجيا  
قسم: الهندسة المدنية و الري  
المرجع: .....

Thèse présentée en vue de l'obtention  
Du diplôme de  
**Doctorat en sciences en : Génie Civil**

Spécialité (Option) : Génie Civil

**Contribution à l'étude de l'interaction structure  
sol structure (ISSS) lors d'un chargement  
dynamique diversifié en nature et en position**

Présentée par :

**ACHOURI Abderrahim**

Soutenue publiquement le 24/11/2021

**Devant le jury composé de :**

Dr. TATI Abdelouhab	Professeur	Président	UMK-Biskra
Dr. AMRANE Mohamed Nadir	Professeur	Rapporteur	UMK-Biskra
Dr. LAOUAMI Nasser	Directeur de Recherches	Examineur	CGS-Alger
Dr. BAHAR Ramdane	Professeur	Examineur	USTHB-Alger
Dr. MABROUKI Abdelhak	Professeur	Examineur	UMK-Biskra
Dr. AFRA Hamid	Directeur de Recherches	Examineur	DNRM/CNERIB-Alger

## Dédicaces

*« Je dédie ce travail  
à mes parents, à mes frères et à mes sœurs,  
à tous les amis et proches,  
à toute personne ayant contribué à ce travail de  
près ou de loin »*

## Remerciements

*Je remercie en premier lieu **ALLAH** qui m'a donné le courage et la volonté afin de poursuivre des études en post-graduation.*

*J'adresse ici mes sincères remerciements et ma profonde reconnaissance à mon Directeur de thèse Mr. **AMRANE Mohamed Nadir**, Professeur à l'UMK-Biskra, qui m'a permis d'entreprendre cette recherche, ses conseils, pour ses encouragements ainsi que son soutien effectif qu'il n'a cessé de m'apporter tout au long de ce travail.*

*J'exprime ma vive reconnaissance au Mr. **TATI Abdelouhab**, Professeur à l'UMK-Biskra, pour m'avoir fait l'honneur d'accepter la présidence du jury.*

*Je remercie également : Mr. **LAOUAMI Nasser**, Directeur de Recherches au CGS-Alger, Mr. **BAHAR Ramdane**, Professeur à l'USTHB-Alger, Mr. **MABROUKI Abdelhak**, Professeur à l'UMK-Biskra, et Mr. **AFRA Hamid**, Directeur de Recherches au CNERIB-Alger et Délégué national aux risques majeurs auprès du ministère de l'intérieur et des collectivités locales et de l'aménagement du territoire, pour l'intérêt qu'ils ont bien voulu manifester à l'égard de ce travail, en acceptant d'examiner cette thèse et de faire partie du jury.*

## ملخص

في الوقت الراهن، يتم بناء الهياكل في نطاقات ضيقة للغاية مع أخرى موجودة أفقياً على سطح التربة أو في الأعماق، و بجوار مصادر أحمال ديناميكية (سكك حديدية، مواكب المركبات، الهياكل الفنية، الأنفاق، إلخ.)، يمكن أن يتسبب ذلك في حدوث بعض الأضرار الغير مرغوب فيها وهذا بسبب ظاهرة التفاعل الناتج بين الهياكل والتربة من جهة و بين الهياكل نفسها من جهة أخرى. هذا في حالة عدم أخذ هذه الظاهرة بعين الاعتبار عند انجاز الدراسات الهندسية والجيوتقنية. لدراسة هذه الظاهرة، سلسلة من التحليلات العددية انجزت في اطار هذا العمل باستخدام برنامج العناصر المتناهية Plaxis2D<sup>®</sup> لمعرفة مدى تأثير تفاعل هيكل-تربة-هيكل على الاستجابات الديناميكية تحت تأثير قوى ناتجة عن حركة وسائل النقل واخرى زلزالية مع الأخذ بعين الاعتبار تغير بعض المعاملات الرئيسية مثل : نوع وتجانس التربة، تواجد طبقة سطحية للتربة، كثافة الهياكل المجاورة والمسافة الفاصلة بينها. تظهر نتائج هذا العمل أن التفاعل الديناميكي هيكل-تربة-هيكل يتأثر بوضوح بقيم هذه المعاملات الرئيسية حيث يرتبط اتجاه ومنحى هذا التأثير بموقع التأثير الديناميكي المطبق. يمكن أخذ هذه النتائج بعين الاعتبار عند دراسة وبناء المشاريع الواقعية، وخاصة الحساسة منها. تمت مناقشة دقة نتائج النمذجة العددية والتحقق من صحتها بالمقارنة مع أعمال بحثية منجزة سابقاً.

**كلمات مفتاحية:** تفاعل هيكل-تربة-هيكل، استجابات ديناميكية، حمل مروري، حمل زلزالي، تجانس التربة، كثافة الهياكل، طريقة العناصر المتناهية.

## Résumé

De nos jours, les structures sont bâties dans des espaces très étroits avec d'autres existants horizontalement à la surface du sol ou en profondeur à côté des sources de sollicitations dynamiques (voies ferrées, convois de véhicules, ouvrages d'art, tunnels, etc.), ce qui peut provoquer des dommages indésirables dus au phénomène d'interaction entre les structures et le sol d'une part, et entre les structures elles-mêmes d'autre part. Ceci dans le cas où ce phénomène ne serait pas pris en compte lors de la réalisation des études d'ingénierie et de géotechniques. Pour étudier ce phénomène, une série d'analyses numériques ont été réalisées dans le cadre de ce travail en utilisant le code éléments finis Plaxis2D<sup>®</sup> pour connaître l'effet de l'interaction structure-sol-structure sur les réponses dynamiques sous l'impact des chargements du trafic et sismique en tenant compte de la variation dans les valeurs de certains paramètres clés tels que : le type et l'homogénéité du sol, la densité des structures voisines et la distance de séparation entre elles. Les résultats du présent travail montrent que l'interaction dynamique structure-sol-structure est clairement influencée par les valeurs de ces paramètres. La tendance de cette influence est liée à la localisation de l'impact dynamique appliqué. Ces résultats peuvent être pris en compte dans l'étude et la construction des projets réalistes, en particulier les plus sensibles. La précision des résultats de la modélisation numérique est discutée et validée avec des travaux de la littérature.

**Mots clés :** Interaction structure-sol-structure, réponses dynamiques, charge du trafic, charge sismique, homogénéité du sol, densité des structures, méthode des éléments finis.

## Abstract

Nowadays, structures are built in very narrow spaces with others existing horizontally on the surface of the ground or in depth, next to sources of dynamic loads (railways, convoys of vehicles, engineering structures, tunnels, etc.), which can cause undesirable damage due to the phenomenon of the interaction between the structures and the ground on the one hand, and between structures themselves on the other. To study this phenomenon, series of numerical analyses were carried out as part of this work using the finite element code Plaxis2D<sup>®</sup> to know the effect of the structure-soil-structure interaction on dynamical responses, under the impact of traffic and seismic loads, taking into account the variation in the values of certain key parameters such as: the type and homogeneity of the soil, the density of adjacent structures and the separation distance between them. The results of this work demonstrate that the dynamical structure-soil-structure interaction is clearly influenced by the values of these key parameters. The tendency of this influence is related to the location of the applied dynamic impact. These results can be taken into account in the study and construction of realistic projects, particularly sensitive ones. The precision of the numerical modelling results is discussed and validated with previous works in the literature.

**Key words:** Structure-soil-structure interaction, dynamic responses, traffic load, seismic load, homogeneity of the soil, density of the structures, finite element method.

## Sommaire

ملخص.....	iii
Résumé.....	iv
Abstract.....	v
Sommaire.....	vi
Liste des tableaux.....	ix
Liste des figures.....	x
Principaux symboles.....	xv
Abréviations.....	xvi
<b>INTRODUCTION GENERALE.....</b>	<b>1</b>
<b>CHAPITRE I : INTERACTION STRUCTURE-SOL-STRUCTURE : REVUE DE LITTÉRATURE.....</b>	<b>4</b>
I. 1 INTRODUCTION.....	4
I. 2 MÉTHODES NUMÉRIQUES-ANALYTIQUES ET SEMI-ANALYTIQUES.....	6
I. 3 MÉTHODE NUMÉRIQUE.....	19
I. 3.1 Méthode des éléments finis.....	19
I. 3.2 Méthode des éléments de frontières.....	27
I. 3.3 Méthode hybride MEF-BEM.....	32
I. 4 EXPÉRIENCE.....	37
I. 5 OBSERVATION DE PROTOTYPE.....	40
I. 6 PROGRAMMES.....	41
I. 7 CONCLUSION.....	41
<b>CHAPITRE II : APPLICATION DES ELEMENTS FINIS EN GEOTECHNIQUE.....</b>	<b>43</b>
II. 1 INTRODUCTION.....	43
II. 2 ANALYSE PAR LA MÉTHODE DES ÉLÉMENTS FINIS.....	43
II. 2.2 Concepts de base et calculs.....	43
II. 2.3 Formulation faible des équations de mouvement du système dynamique.....	44
II. 2.3 Discretisation spatiale et temporelle du problème.....	46
II. 2.3.1 Discretisation de l'espace.....	46
II. 2.3.2 Discretisation dans le temps.....	46
II. 2.3.3 Formulation matricielle du problème.....	47
II. 2.3.4 Algorithme d'intégration temporelle.....	48
II. 2.3.5 Degrés de liberté prescrits.....	50
II. 2.3.6 Calcul des contraintes aux points d'intégration.....	51
II. 3 IMPLÉMENTATION NUMÉRIQUE DANS LE CODE ÉLÉMENTS FINIS PLAXIS.....	52
II. 3.1 Présentation du code Plaxis.....	52

II. 3.2	Modèle de comportement utilisé.....	53
II. 3.3	La théorie de la dynamique.....	54
II. 3.3.1	Équations de base pour le comportement dynamique.....	55
II. 3.3.2	Intégration de temps.....	56
II. 3.3.3	Maillage.....	58
II. 3.3.4	Vitesses d'onde.....	59
II. 3.3.5	Modèles de frontières.....	59
II. 4	CONCLUSION.....	62
	<b>CHAPITRE III : VIBRATIONS INDUITES PAR LE TRAFIC.....</b>	<b>63</b>
III. 1	INTRODUCTION.....	63
III. 2	VIBRATIONS DUE AU TRAFIC ROUTIER.....	63
III. 3	VIBRATIONS DUES AUX VOIES FERRÉES.....	66
III. 4	ANALYSE THÉORIQUE DES CHARGES MOBILES.....	70
III. 5	ISOLATION DES VIBRATIONS.....	70
III. 6	CONCLUSION.....	77
	<b>CHAPITRE IV : ETUDE DE L'INTERACTION STRUCTURE-SOL-STRUCTURE SOUS CHARGEMENT DE TRAFIC.....</b>	<b>78</b>
IV. 1	INTRODUCTION.....	78
IV. 2	EFFET DE LA PRESENCE DU TUNNEL SUR LA SURFACE LIBRE DU SOL.....	79
IV. 2.1	Analyse et validation par la MEF.....	79
IV. 2.2	Études de cas et discussions.....	82
IV. 2.2.1	Effets de la profondeur du tunnel et de la rigidité du sol.....	82
IV. 2.2.2	Effet de l'épaisseur du tunnel.....	90
IV. 2.2.3	Effet de la présence de deux charges simultanées.....	91
IV. 3	EFFET D'UNE COUCHE SUPERFICIELLE RECOUVRANT UN DEMI-ESPACE.....	92
IV. 3.1	Analyse et validation par la MEF.....	92
IV. 3.2	Études de cas et discussions.....	95
IV. 3.2.1	Effet de la rigidité de la couche superficielle.....	95
IV. 3.2.2	Effet de profondeur de la couche superficielle.....	105
IV. 3.2.3	Effet de l'amortissement.....	108
IV. 3.2.4	Effet de présence de deux charges de trafic simultanées.....	110
IV. 4	EFFET DE LA DENSITÉ DES STRUCTURES DE SURFACE ET LA PROFONDEUR DU TUNNEL.....	111
IV. 4.2	Études de cas et discussions.....	111
IV. 4.2.1	Effet de la densité des structures.....	111
IV. 4.2.2	Effet de la distance entre les structures.....	114

IV. 4.2.3 Effet de la présence et de la profondeur du tunnel .....	115
IV. 5 CONCLUSION .....	117
<b>CHAPITRE V: ETUDE DE L'INTERACTION STRUCTURE-SOL-STRUCTURE SOUS CHARGEMENT SISMIQUE .....</b>	<b>118</b>
V. 1 INTRODUCTION .....	118
V. 2 EFFET DE LA DENSITÉ DES STRUCTURES.....	118
V. 3 EFFET DE LA DISTANCE ENTRE LES STRUCTURES SUPERFICIELLES .....	123
V. 4 CONCLUSION.....	124
<b>CONCLUSION GENERALE.....</b>	<b>126</b>
<b>RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUE.....</b>	<b>130</b>

## Liste des tableaux

### Chapitre IV

<b>Tableau IV. 1</b> Caractéristiques du sol et du tunnel.....	80
<b>Tableau IV. 2</b> Caractéristiques du sol, du tunnel et de la structure.....	82
<b>Tableau IV. 3</b> Caractéristiques du sol et du tunnel.....	93
<b>Tableau IV. 4</b> Caractéristiques structurelles du bâtiment et du tunnel.....	96
<b>Tableau IV. 5</b> Caractéristiques du sol, du tunnel et de la structure.....	96
<b>Tableau IV. 6</b> Effets de rigidité: valeurs d'amplification/désamplification aux points de surveillance dans les cas étudiés.....	101
<b>Tableau IV. 7</b> Valeurs de réduction/augmentation du moment de flexion et des contraintes dans la structure et le tunnel pour les cas étudiés.....	105
<b>Tableau IV. 8</b> Effets de profondeur: valeurs d'amplification/désamplification aux points de surveillance dans les cas étudiés.....	106
<b>Tableau IV. 9</b> Valeurs d'amortissement de Rayleigh du sol, du tunnel et de la structure.....	108
<b>Tableau IV. 10</b> Effets d'amortissement: valeurs d'augmentation/réduction aux points de surveillance pour les cas étudiés.....	109

# Liste des figures

## Chapitre I

<b>Figure I. 1</b> Ensemble des gratte-ciels dans un espace restreint [1].	4
<b>Figure I. 2</b> Deux masses cylindriques géométriquement identiques situées sur un demi-espace élastique [8].	7
<b>Figure I. 3</b> Géométrie et systèmes de coordonnées du modèle théorique [12].	8
<b>Figure I. 4</b> L-systèmes de masse [13, 14].	9
<b>Figure I. 5</b> Système à deux masses-ressorts [13, 14].	9
<b>Figure I. 6</b> Disposition des structures et systèmes de coordonnées [15, 16].	10
<b>Figure I. 7</b> Système d'interaction entre deux structures en croisement [17, 18].	10
<b>Figure I. 8</b> Deux fondations rectangulaires, circulaires et soumises à l'excitation harmonique [19-23].	11
<b>Figure I. 9</b> Deux fondations circulaires en croisement soumis aux ondes de Rayleigh empiétant à un angle arbitraire [24].	11
<b>Figure I. 10</b> Deux fondations situées sur un sol stratifié et excité par des ondes sismique type SH [25].	12
<b>Figure I. 11</b> Modèle discret masses-ressorts-amortisseurs de trois fondations en interaction [26-28].	13
<b>Figure I. 12</b> (a) Représentation groupée des paramètres d'une structure soutenue par une fondation ; (b) Modèle discret d'un système à quatre structures en interaction [26-28].	13
<b>Figure I. 13</b> Deux structures en interaction situées sur un sol stratifié [29].	14
<b>Figure I. 14</b> Vue satellite d'un exemple de site urbain (quartier de San Cristobal, Santiago de Chili, Chili) [37].	15
<b>Figure I. 15</b> Idéalisation des sites urbains : (a) bâtiments isotropes ; (b) bâtiments anisotropes. Illustration de l'échelle de la séparation : la longueur d'onde sismique $A_s$ est beaucoup plus grande que la taille $l$ de la période (voir [37]).	15
<b>Figure I. 16</b> Modèle de deux tunnels jumeaux se chevauchant verticalement et enfoui dans un demi-espace élastique [38].	16
<b>Figure I. 17</b> Modèle de Winkler pour l'interaction tunnel-pieu-structure (TPSI) : (a) pieux déformables et ressorts interactifs; (b) pieu rigide simple; (c) pieux rigides isolés [39, 40].	17
<b>Figure I. 18</b> Coupe transversale du demi-espace multicouche contenant deux tunnels circulaires identiques [42].	18
<b>Figure I. 19</b> Interaction entre tunnels existants et nouveaux excavés dans un sol semi-infini viscoélastique [44].	18
<b>Figure I. 20</b> Modèle en 3D de l'ISSS avec deux fondations carrées, rigides, reposant sur une couche du sol élastique [50].	20
<b>Figure I. 21</b> Maillage par éléments finis d'un système structure-sol-structure [52].	21
<b>Figure I. 22</b> Discrétisation du champ proche pour deux fondations encastées [52].	21
<b>Figure I. 23</b> Deux structures en interaction soumises à un chargement sismique [55].	22
<b>Figure I. 24</b> Cas d'un bâtiment de style podium à quatre étages renfermant des métros à double caisson [56].	23

<b>Figure I. 25</b> Modèle 3D-EF de deux tunnels identiques et un ouvrage routier souterrain en interaction [58].	24
<b>Figure I. 26</b> Modèle 3D-EF d'un bâtiment et un tunnel en interaction [60].	24
<b>Figure I. 27</b> Modèle 2D-EF d'un bâtiment et un tunnel en interaction sous l'impact d'un chargement sismique [61].	25
<b>Figure I. 28</b> Modèle 3D-EF d'une structure de grande hauteur est des tunnels adjacents en interaction [62].	25
<b>Figure I. 29</b> Modèle de l'interaction tunnel-sol-pieux [63].	26
<b>Figure I. 30</b> Creusement d'un tunnel à proximité d'un radier sur pieux [64].	27
<b>Figure I. 31</b> Géométrie et position d'un groupe à deux et à quatre fondations [69].	28
<b>Figure I. 32</b> Modèle de discrétisation des éléments de frontière de deux fondations carrés situées sur une couche du sol [72].	29
<b>Figure I. 33</b> Modèle de deux fondations carrés sous l'impact des ondes sismiques [74].	29
<b>Figure I. 34</b> Demi-espace excavé et la méthode de la suppression des sous-structures [78].	30
<b>Figure I. 35</b> Modèle 2D multi-domaines par BEM du problème de l'ITST [80].	31
<b>Figure I. 36</b> Modèle 2D de l'interaction entre le bâtiment de la bibliothèque Millikan et une structure voisine [82].	31
<b>Figure I. 37</b> Modèle 3D d'un système des structures nucléaires à bases enfoncées dans un demi-espace [83].	32
<b>Figure I. 38</b> Système d'interaction structure-sol-structure ; (1) position et (2) arrangement des structures [84].	33
<b>Figure I. 39</b> Discrétisation 3D d'une fondation à surface flexible [85].	34
<b>Figure I. 40</b> Discrétisation d'un système de deux fondations flexibles [86].	34
<b>Figure I. 41</b> Déplacement vertical à la surface du sol autour des deux structures [87].	35
<b>Figure I. 42</b> Discrétisation d'un groupe de bâtiments voisins soutenus par des pieux [88].	35
<b>Figure I. 43</b> Discrétisation d'un groupe de bâtiments voisins à fondations sur pieux sous l'excitation des ondes sismiques [89].	36
<b>Figure I. 44</b> Discrétisation d'un modèle 2.5D-BEM-MEF de deux tunnels voisins dans un demi-espace homogène [90].	36
<b>Figure I. 45</b> Discrétisation du site de l'essai, du profil du sol et du modèle des fondations actives et passives [90].	37
<b>Figure I. 46</b> Modèle d'expérience [1].	38
<b>Figure I. 47</b> Modèle d'expérience de NUPEC [100].	39
<b>Figure I. 48</b> Modèle de deux structures en interaction dans le test de centrifugeuse [102, 103].	39
<b>Figure I. 49</b> Disposition générale des deux bâtiments, du fond de puits, des stations sismologiques et les emplacements de l'instrumentation sismique [106, 107].	40

## Chapitre II

<b>Figure II. 1</b> Définition du système global [110].	44
<b>Figure II. 2</b> Fenêtre de création d'un nouveau modèle.	53
<b>Figure II. 3</b> Fenêtre de sélection type du modèle	54
<b>Figure II. 4</b> Fenêtre d'insertion des paramètres.	54

<b>Figure II. 5</b> Fenêtre d'insertion des valeurs de l'amortissement de Rayleigh. ....	56
<b>Figure II. 6</b> Fenêtre d'insertion des constants de Newmark. ....	57
<b>Figure II. 7</b> Fenêtre de génération de la densité élémentaire du maillage. ....	59
<b>Figure II. 8</b> Fenêtre d'activation l'option standard des frontières absorbantes. ....	61

### Chapitre III

<b>Figure III. 1</b> Mesure des vibrations induites par le trafic autour d'une variation de la structure de la chaussée [123]. ....	63
<b>Figure III. 2</b> Vibrations induites par le trafic: vitesses des particules mesurées le long du route pour différents types de véhicules [123]. ....	64
<b>Figure III. 3</b> Ondes se propageant dans le sol lors du passage d'un camion à deux essieux (vitesse 14 m/s) : déplacements calculés à des instants différents [128]. ....	65
<b>Figure III. 4</b> Géométrie de la route, du plateau de circulation et la structure [128]. ....	66
<b>Figure III. 5</b> Les trois modes ferroviaires dans lesquelles les vibrations et le bruit sont générés. ....	66
<b>Figure III. 6</b> Minaret de la Mosquée Little Hagia Sophia [131]. ....	67
<b>Figure III. 7</b> Emplacement et proximité du minaret de la voie ferrée [131]. ....	67
<b>Figure III. 8</b> Mesures expérimentales et numériques de la vitesse du balcon du minaret: Analyse fréquentielle et temporelle [131]. ....	68
<b>Figure III. 9</b> Formes des modes obtenues par la méthode expérimentale et numérique (deux directions) [131]. ....	68
<b>Figure III. 10</b> Décroissance du mouvement du sol pour différentes vitesses du train : vitesse maximale du sol normalisée par la vitesse du pic $V_{max}$ à la voie ferrée [129]. ....	69
<b>Figure III. 11</b> Champs d'ondes générés par les trains standard (à gauche, $V_t = 0.78V_R$ ) et rapides (à droite, $V_t = V_R$ ) [133]. ....	70
<b>Figure III. 12</b> Isolation vibratoire par tranchée circulaire : description du montage expérimental [139]. ....	72
<b>Figure III. 13</b> Facteur de réduction d'amplitude pour différentes profondeurs normalisées des tranchées [139]. ....	73
<b>Figure III. 14</b> Isolation vibratoire à l'aide d'une tranchée circulaire (gauche) ou rectiligne (droite): résultats expérimentaux de Woods [139] et numériques de Banerjee et al. [141]. ....	74
<b>Figure III. 15</b> Analyse numérique de diverses techniques d'isolation des vibrations induites par les trains: pas d'isolation (à droite), deux tranchées (au milieu) et une tranchée (à gauche) [148]. ....	75
<b>Figure III. 16</b> Analyse numérique de diverses techniques d'isolation des vibrations induites par les trains: (a) voie et sous-sol d'origine, (b) sol amélioré, (c) tranchée ouverte et (d) tranchée remblayée en béton [149]. ....	76
<b>Figure III. 17</b> Efficacité des différentes techniques d'isolation pour les vibrations induites par les trains : pseudo-résultant déplacement au voisinage de la voie (lignes 2, 3 et 4) : (a) voie et sous-sol d'origine ; (b) amélioration des sols ; (c <sub>1</sub> ) tranchée ouverte de 2 m de profondeur ; (c <sub>2</sub> ) tranchée ouverte de 6 m de profondeur et (d) tranchée remblayée en béton [149]. ....	77

## Chapitre IV

<b>Figure IV. 1</b> Géométrie et maillage du système demi-sol-tunnel par la MEF (présente étude). .....	80
<b>Figure IV. 2</b> Déplacement vertical dû à: (a) la charge du trafic de surface; (b) la charge du trafic souterrain.....	81
<b>Figure IV. 3</b> Effets de la profondeur du tunnel et de la rigidité du sol sur les vibrations de la surface du sol dus au trafic de surface ; cas 1 : $V_S = 100 \text{ ms}^{-1}$ .....	84
<b>Figure IV. 4</b> Effets de la profondeur du tunnel et de la rigidité du sol sur les vibrations de la surface du sol dus au trafic de surface ; cas 2 : $V_S = 200 \text{ ms}^{-1}$ .....	84
<b>Figure IV. 5</b> Effets de la profondeur du tunnel et de la rigidité du sol sur les vibrations de la surface du sol dus au trafic de surface ; cas 3 : $V_S = 400 \text{ ms}^{-1}$ .....	85
<b>Figure IV. 6</b> Effets de la profondeur du tunnel et de la rigidité du sol sur les vibrations de la surface du sol dus au trafic de surface ; cas 4 : $V_S = 800 \text{ ms}^{-1}$ .....	85
<b>Figure IV. 7</b> Contour du déplacement total dû au trafic de surface ; cas 1 : $V_S = 100 \text{ ms}^{-1}$ .....	86
<b>Figure IV. 8</b> Contour du déplacement total dû au trafic de surface ; cas 2 : $V_S = 200 \text{ ms}^{-1}$ .....	87
<b>Figure IV. 9</b> Contour du déplacement total dû au trafic de surface ; cas 3 : $V_S = 400 \text{ ms}^{-1}$ .....	88
<b>Figure IV. 10</b> Contour du déplacement total dû au trafic de surface ; cas 4 : $V_S = 800 \text{ ms}^{-1}$ .....	89
<b>Figure IV. 11</b> Effet de l'épaisseur du tunnel sur les vibrations de la surface libre du sol dû au trafic de surface. ....	90
<b>Figure IV. 12</b> Effet de la présence de deux chargements simultanément sur les vibrations de la surface libre du sol.....	92
<b>Figure IV. 13</b> Tunnel dans un demi-espace élastique non homogène. (a) La géométrie du système tunnel-sol [118]; (b) La géométrie et le maillage du sol et du tunnel par la MEF (présente étude).....	93
<b>Figure IV. 14</b> Déplacements verticaux du tunnel au point A et du sol au point B. ....	95
<b>Figure IV. 15</b> Distribution des nœuds et des points de contrainte sur le triangle à 15 nœuds et les éléments de poutre à 5 nœuds, (b) Géométrie et maillage du système tunnel-sol-structure. ....	98
<b>Figure IV. 16</b> Effet de rigidité de la couche superficielle sur la réponse du système tunnel-sol-structure dû au trafic de surface: déplacement absolu. (a) surface du sol au point A; (b) structure au point C; (c) tunnel aux points D et E. ....	99
<b>Figure IV. 17</b> Propagation des ondes dans la couche superficielle, le tunnel et le demi-espace dûe au trafic de surface ( $t = 0.05 \text{ s}$ et $t = 0.092 \text{ s}$ ). ....	100
<b>Figure IV. 18</b> Effet de rigidité de la couche superficielle sur la réponse du système tunnel-sol-structure dû au trafic de souterrain: déplacement absolu. (a) surface de sol au point A; (b) structure au point C; (c) tunnel aux points D et E. ....	101
<b>Figure IV. 19</b> Propagation des ondes dans la couche superficielle, le tunnel et le demi-espace dûe au trafic de souterrain ( $t = 0.05 \text{ s}$ et $t = 0.092 \text{ s}$ ). ....	103
<b>Figure IV. 20</b> Effet de rigidité de la couche superficielle dû au trafic de surface et souterrain sur: (a) les moments de flexion adimensionnels dans les éléments de la structure; (b) les contraintes normales et de cisaillement adimensionnels dans le tunnel. ....	104

<b>Figure IV. 21</b> Effet de profondeur de la couche superficielle sur la réponse du système tunnel-sol -structure du à la charge de surface: déplacement absolu. (a) surface de sol au point A; (b) structure au point C; (c) tunnel aux points D et E.....	106
<b>Figure IV. 22</b> Effet de profondeur de la couche superficielle sur la réponse du système tunnel-sol-structure du à la charge souterraine: déplacement absolu. (a) surface de sol au point A; (b) structure au point C; (c) tunnel aux points D et E.....	107
<b>Figure IV. 23</b> Effets de l'amortissement sur la réponse du système tunnel-sol-structure: déplacement absolu dus à; (a) charge du trafic de surface; (b) charge du trafic souterrain. ....	109
<b>Figure IV. 24</b> Effet de de présence de deux charges de trafic simultanées sur l'ITSS : déplacement absolu. (a) surface du sol au point A; (b) structure au point C; (c) tunnel aux points D et E. ....	110
<b>Figure IV. 25</b> Géométrie et maillage du système structure-tunnel-structure par la MEF (présente étude).....	111
<b>Figure IV. 26</b> Déplacement vertical dû à la charge du trafic de souterrain. ....	113
<b>Figure IV. 27</b> Déplacement vertical dû à la charge du trafic de surface.....	114
<b>Figure IV. 28</b> Déplacement vertical dû à la charge du trafic de souterrain. ....	115
<b>Figure IV. 29</b> Déplacement vertical dû à la charge du trafic de surface.....	115
<b>Figure IV. 30</b> Déplacement vertical dû à la charge du trafic de souterrain .....	116
<b>Figure IV. 31</b> Déplacement vertical dû à la charge du trafic de surface.....	116

## Chapitre V

<b>Figure V. 1</b> Géométrie et maillage du système structure-tunnel-structure par la MEF sous chargement sismique (présente étude).....	119
<b>Figure V. 2</b> Caractéristiques du séisme de Parkfield_California. ....	119
<b>Figure V. 3</b> Réponses du système tunnel-sol-structures dues à la charge sismique .....	121
<b>Figure V. 4</b> Déplacements horizontaux du système tunnel-sol-structures dus à la charge sismique. ....	123
<b>Figure V. 5</b> Déplacements horizontaux du système tunnel-sol-structures dus à la charge sismique. ....	124

## Principaux symboles

$E$	: Module d'Young
$G$	: Module de cisaillement
$\nu$	: Coefficient de Poisson
$\rho$	: Masse volumique
$K$	: Module d'élasticité à la compression isostatique (bulk modulus en anglais)
$\underline{\underline{\epsilon}}$	: Tenseur des déformations
$\underline{\underline{\sigma}}$	: Tenseur des contraintes
$t$	: Temps
$V_s$	: Vitesse de propagation des ondes de cisaillement
$V_p$	: Vitesse de propagation des ondes de compression
$\lambda$	: Longueur d'onde
$f$	: Fréquence
$\omega$	: Pulsation
$\xi$	: Taux d'amortissement
$\sigma$	: Contrainte normale
$\tau$	: Contrainte de cisaillement
[ <b>K</b> ]	: Matrice de rigidité
[ <b>M</b> ]	: Matrice de masse
[ <b>C</b> ]	: Matrice d'amortissement
$\mathbf{u}$	: Déplacement
$\dot{\mathbf{u}}$	: Vitesse
$\ddot{\mathbf{u}}$	: Accélération

## **Abréviations**

<b>BEM</b>	: Boundary Element Method
<b>BNL</b>	: Brookhaven National Laboratory
<b>DCI</b>	: Dynamic Cross Interaction
<b>FFT</b>	: Fast Fourier Transform
<b>FSFI</b>	: Foundation-Soil-Foundation Interaction
<b>FST</b>	: Floating-Slab Track
<b>GNL</b>	: Gaz Naturel Liquéfié
<b>IBIEM</b>	: Indirect Boundary Integral Equation Method
<b>ISS</b>	: Interaction Sol-Structure
<b>ISSS</b>	: Interaction Structure-Sol-Structure
<b>ITSS</b>	: Interaction Tunnel-Sol-Structure
<b>ITST</b>	: Interaction Tunnel-Sol-Tunnel
<b>MEF</b>	: Méthode des Éléments Finis
<b>MITI</b>	: Ministry of International Trade and Industry
<b>MSD</b>	: Méthode Semi-Discrete
<b>NPP</b>	: Nuclear Power Plant
<b>NUPEC</b>	: Nuclear Power Engineering Corporation
<b>SGBEM</b>	: Symmetric Galerkin Boundary Element Method

## INTRODUCTION GENERALE

Le phénomène de l'interaction structure-sol-structure (ISSS) est un champ interdisciplinaire, qui se trouve à l'intersection de la géomécanique, de la géophysique, du comportement dynamique du sol, de la dynamique des structures, de la technologie de tremblement de terre, de la science des matériaux, du calcul numériques et d'autres disciplines et techniques. Les théories spécifiques et les installations expérimentales qui ont été effectuées afin d'étudier ce phénomène sont basées de manière principale sur les succès de diverses méthodes de la modélisation du phénomène de l'interaction sol-structure (ISS). L'ISS est une discipline de la mécanique appliquée s'intéressant au développement et à l'investigation des méthodes théoriques et pratiques pour l'analyse des structures soumises à des charges dynamiques en tenant compte du comportement de sol et de fondation. Les effets de l'ISS sur la réponse dynamique n'ont été sérieusement pris en compte qu'après le séisme de 1971 à San Fernando et au début de la construction nucléaire en Californie [1]. Les conséquences catastrophiques de plusieurs récents tremblements de terre dans différentes régions du monde ont posé un problème sérieux aux ingénieurs pour mieux comprendre le comportement sismique des structures en tenant compte de l'effet de l'ISS. Dans les dernières années, un autre problème a été posé où plusieurs projets de construction des structures situées sur la surface ou dans le sol (bâtiments, structures des équipements, ponts, réservoirs, tunnels, systèmes de transport souterrain et de surface, etc.) ont été réalisés pour contenir l'explosion rapide de la population dans le monde et résoudre le problème de la circulation notamment dans les grandes villes. Ce développement rapide réduit la distance entre les différents types de structures, ce qui conduit à apparaître une interaction dynamique entre elles où cette interaction peut affecter les personnes. Ce phénomène est causé par les ondes générées par les différents types de sources de mouvements (trafic, machines tournantes, battage, tremblement de terre, etc.) et transmises par le sol aux structures voisines. L'analyse dynamique d'une structure tenant compte des propriétés locales du site, diffère de celle considérée encastrée à sa base. De ce fait, il est particulièrement important de considérer l'ISS et l'ISSS dans les zones urbaines où la réponse dynamique des sols peut influencer la réponse des structures soumises à l'excitation dynamique. De plus, les sites meubles recevant des structures rigides et massives peuvent changer les caractéristiques dynamiques de ces dernières de manière significative. L'interface sol-fondation est un facteur très important dans les études de l'ISS et l'ISSS, influence la réponse dynamique où l'effet du glissement à l'interface ressemble à celui de la plasticité dans

le sol en termes de réduction des fréquences dominantes [1]. La plasticité dans le sol et/ou l'interface conduit à une réduction de l'énergie transmise à la superstructure ce qui peut diminuer les sollicitations internes des éléments structuraux. D'après les difficultés rencontrées pour étudier théoriquement les problèmes complexes de génie civil en considérant les effets de l'ISS et l'ISSS sous les différents types des charges dynamiques, des méthodes numériques, efficaces et rapide ont été développées par les chercheurs pour analyser ce type de problèmes de manière simple où parmi les méthodes les plus reconnues est la méthode des éléments finis (MEF), qui est bien adaptée aux problèmes de génie civil et principalement utilisée pour simuler des cas complexes en charge et en géométrie. En se basant sur la dernière méthode, beaucoup de programmes d'usage universel développés par des sociétés commerciales pour la recherche dans le domaine de la technologie, spécifiquement employés fréquemment dans les études de l'ISS et l'ISSS.

Ce travail vise à étudier l'interaction dynamique entre les structures situées sur la surface du sol et les structures souterraines sous l'impact des chargements du trafic et sismiques en considérant l'effet des caractéristiques mécaniques et géométriques telles que : le type et l'homogénéité du sol d'une part et l'effet de la densité des structures voisines et de la distance de séparation entre elles.

Le présent manuscrit comporte cinq chapitres, répartis comme suit :

**Le premier chapitre** présente une revue de la littérature portant sur l'interaction dynamique structure-sol-structure. Nous présentons d'abord les éléments de base intervenant dans l'étude de ce phénomène. Puis, on décrit les différentes approches analytiques, numériques et méthodes expérimentales utilisées pour l'étude de l'interaction sol-structures.

**Le deuxième chapitre** est consacré à l'analyse et l'application des éléments finis en géotechnique et l'implémentation numérique dans le code éléments finis Plaxis2D<sup>®</sup>.

**Le troisième chapitre** présente brièvement l'effet des vibrations induites par le trafic sur l'interaction dynamique sol-structures en citant certains travaux qui ont été réalisés sur ce sujet, ainsi que les techniques proposées pour réduire l'effet de ce phénomène sur les structures voisines.

**Le quatrième chapitre** aborde une série d'analyses numériques qui ont été effectuées pour étudier l'effet de l'interaction structure-sol-structure sur les réponses dynamiques dû au

chargement du trafic en tenant compte de la variation des paramètres clés comme : la présence d'un tunnel, la rigidité, la profondeur et l'amortissement de la couche superficielle du sol, la densité des structures voisines et la distance de séparation entre elles.

**Le cinquième chapitre** a pour but d'étudier numériquement l'interaction entre les structures superficielles et souterraines sous l'impact d'un chargement sismique en considérant l'effet de la rigidité du sol, la densité et la distance entre les structures adjacentes.

**Finalement**, une conclusion générale retraçant le bilan des résultats de cette thèse, une liste des travaux issus de ce travail ainsi qu'une liste de références bibliographiques sont données à la fin de ce manuscrit.

# **CHAPITRE I : INTERACTION STRUCTURE-SOL-STRUCTURE : REVUE DE LITTÉRATURE**

## **I. 1 INTRODUCTION**

Avec le développement rapide de la société, de l'économie et l'explosion globale de la population, la construction de l'ensemble de hauts bâtiments et l'élévation graduelle sont dus au manque de l'espace dans les villes. Ainsi, de nombreux gratte-ciels émergent dans les villes, comme montré dans la figure (I.1).



**Figure I. 1** Ensemble des gratte-ciels dans un espace restreint [1].

Comme dans les métropoles, tels que Kobe au Japon, les structures sont établies étroitement entre elles sur un sol mou [1]. Dans de telles circonstances, l'interaction dynamique des

fondations doit se produire par l'énergie de rayonnement émise par une structure vibrante à d'autres structures. Par conséquent, les caractéristiques dynamiques aussi bien que les caractéristiques de réponse aux charges dynamique d'une structure ne peuvent pas être indépendantes de celles structures adjacentes. En 1998, Jiang et Yan [2] ont considéré deux bâtiments voisins séparés par une distance inférieure à 2.5 fois la largeur de leurs fondations pour investiguer leurs effets. Les résultats de cette étude ont démontré que ; lorsque la distance est inférieure à une fois la largeur de la fondation, la réponse des structures peut augmenter ou diminuer de 20 pour cent. Ainsi, les interactions entre les bâtiments voisins doivent être l'objet d'une étude lors la réalisation des projets de construction sensibles.

Les investigations sur l'interaction sol-structure ont prouvé que la réponse dynamique d'une structure située sur le sol flexible peut différer de manière significative de la réponse de la même structure à base rigide. Un des motifs importants de cette différence est qu'une partie de l'énergie vibratoire de la structure à base souple est absorbée par le rayonnement des ondes dans le milieu de support et par l'amortissement radiatif dans le milieu lui-même. Pour bien prédire les effets dynamiques de l'interaction sol-structure plusieurs méthodes analytiques, semi-analytiques et numériques sont bien établies par les chercheurs dans les années récentes. Lorsqu'il y a plus d'une structure dans le milieu en raison de l'interférence des réponses structurelles à travers le sol, le problème de sol-structure évolue à un problème d'interaction entre plusieurs structures.

L'étude de l'interaction structure-sol-structure (ISSS) a été proposée dans les décennies récentes. Luco et Contesse [3] sont les premiers qui ont proposé la désignation de l'ISSS pour ce cadre d'étude sous le nom : l'interaction dynamique en croisement (Dynamic Cross Interaction (DCI)), qui est dérivée de plusieurs travaux au sujet de la centrale nucléaire (Nuclear Power Plant (NPP)) [1]. Le phénomène de l'ISSS se définit également comme l'interaction entre des fondations placées sur le sol sans superstructures, qui est généralement connu sous le nom : l'interaction fondation-sol-fondation (IFSF). L'ISSS étudie l'influence de la présence des structures adjacentes aux autres plus loin par l'effet de l'interaction du sous-sol sous des perturbations dynamiques. Les perturbations dynamiques peuvent être des charges appliquées extérieurement ou des ondes sismiques. Dans le cas de charges externes, on peut déterminer la réponse de la fondation par la détermination de la rigidité dynamique (impédance) du système sol-fondations et par la détermination de la matrice d'entrée (input) du mouvement dans le cas des ondes sismiques. Dans une telle situation, chaque fondation

qui diffracte le champ des ondes incidentes peut être considérée comme une perturbation produisant un champ d'onde secondaire affectant ainsi les fondations adjacentes.

L'ISSS est un domaine d'activité interdisciplinaire, qui se trouve à l'intersection de la mécanique des sols et des structures, de la dynamique des sols et des structures, du génie parasismique et des technologies de tremblement de terre, de la géophysique et de la géomécanique, de la science des matériaux, de l'informatiques et des méthodes numériques et de diverses disciplines techniques. Avec l'aboutissement de l'ISS, divers méthodes théoriques et des installations expérimentales sont utilisés pour promouvoir l'étude de l'ISSS.

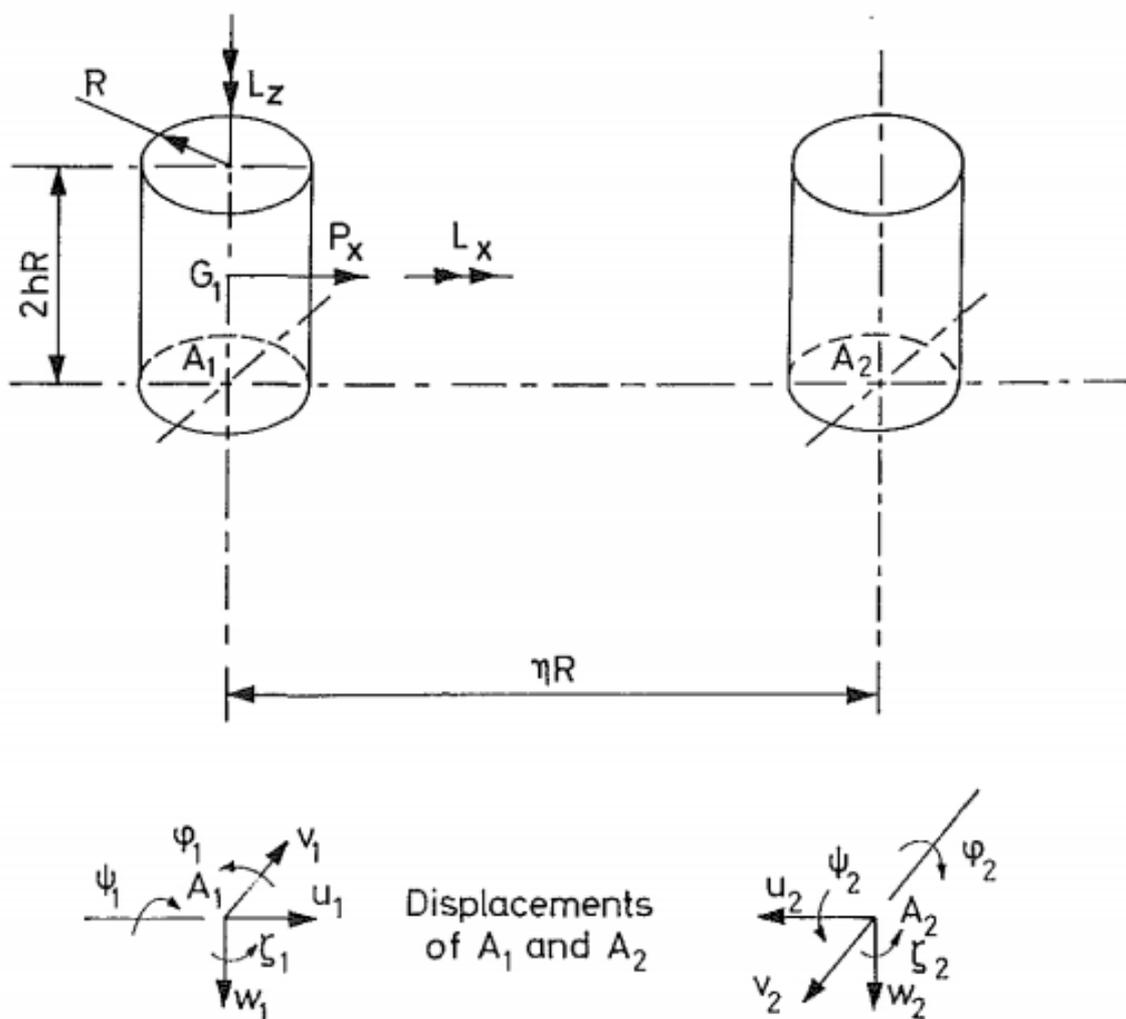
## I. 2 MÉTHODES NUMÉRIQUES-ANALYTIQUES ET SEMI-ANALYTIQUES

Au début, en 1969, Whitman [4] a présenté l'interaction sol-fondations comme un problème important qui exige davantage d'étude [1]. Les années 70 étaient la phase initiale de l'étude de l'ISSS. Le modèle du système sol-structure peut être une multi-masse, un multi-ressort-masse, ou plusieurs géométries sur une couche élastique ou viscoélastique reposante sur une roche rigide. Les caractéristiques dynamiques sont habituellement discutées sous la forme de fonctions de transfert.

La théorie proposée par Reissner en 1936 [5] au sujet de la vibration de la fondation a marqué le commencement de l'étude de l'ISSS, tandis que l'étude de Richardson et Warburton et al. entre 1969 et 1972 [6-8] a servi de base au début de l'ISSS où les chercheurs ont utilisé la formulation du modèle de système sol-structure qui est proposé par Parmelee et al. en 1964 [9] pour dériver les équations et déterminer la réponse de deux corps cylindriques géométriquement identiques et attachées à la surface d'un demi-espace élastique (Figure I.2). Le résultat prouve que lorsqu'un des corps est excité par une force harmonique externe, la présence de la deuxième masse modifie la composante verticale du déplacement de la masse considérée par des perturbations relativement petites. Les perturbations apparaissent aux fréquences de résonances de la deuxième masse, et créent un basculement relativement petit et des déplacements des translations horizontales de la première masse [1]. C'est le premier travail qui a exposé la signification de l'ISSS.

Peu de temps après, MacCalden et Matthiesen en 1973 ont étendu le travail de Bycroft en 1956 [10, 11], et ont déterminé un modèle analytique pour le mouvement d'une fondation simple, circulaire, rigide, située sur un demi-espace élastique. Une formulation matricielle a

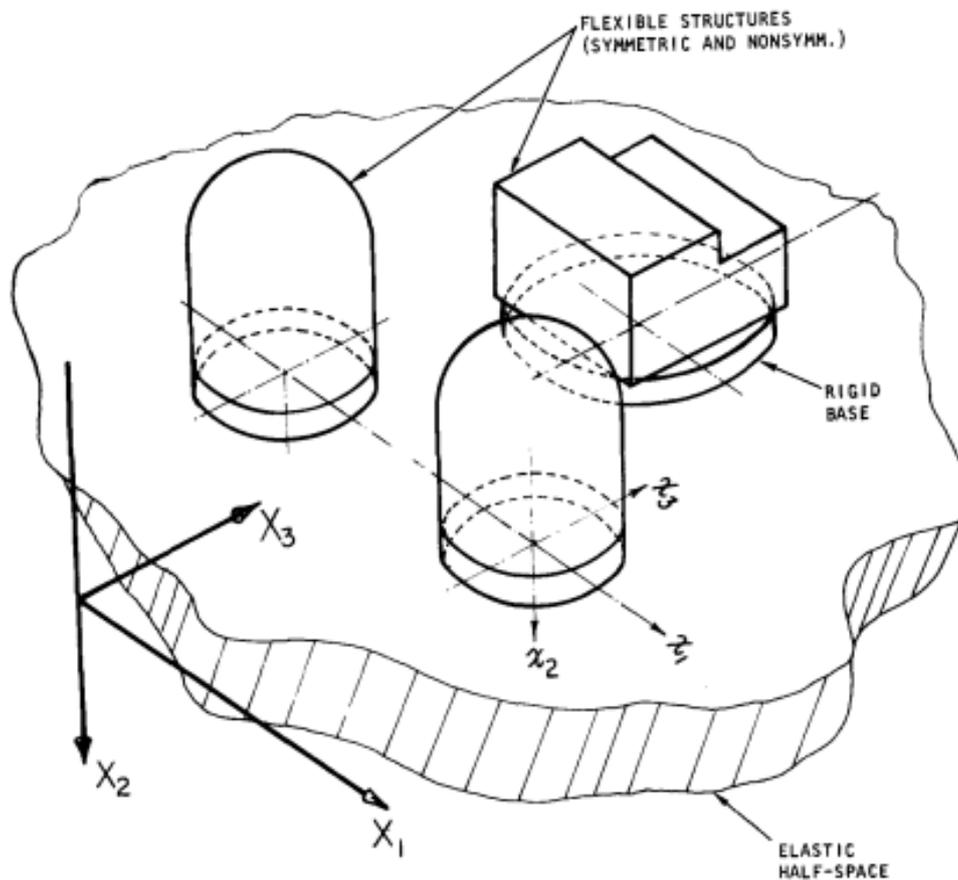
été développée aussi pour calculer le déplacement dynamique causé par la juxtaposition d'une fondation excitée par un chargement harmonique.



**Figure I. 2** Deux masses cylindriques géométriquement identiques situées sur un demi-espace élastique [8].

Le progrès rapide des études de l'ISSS au cours des récentes décennies a été stimulé par les nécessités des ouvrages de l'énergie nucléaire qui sont composés généralement d'un bâtiment de réacteur à côté d'un bâtiment de turbine et du bâtiment de commande. Si l'effet de l'ISSS est trop important pour l'ignorer, il devrait être considéré dans la caractérisation dynamique des bâtiments du réacteur nucléaire. La différence dans les caractéristiques dynamiques des bâtiments du réacteur affecte non seulement la performance dynamique du bâtiment du réacteur elle-même mais également l'équipement lié à la sûreté de la centrale nucléaire [1]. En 1973, Lee et Wesley [12] ont proposé une approche numérique-analytique approximative

qui a impliqué trois fondations circulaires rigides situées sur la surface du demi-espace et excitées verticalement par la propagation de l'onde S pour étudier principalement l'influence de l'ISSS sur la réponse sismique de plusieurs réacteurs nucléaires adjacents en utilisant un arrangement en 3D (Figure I.3).



**Figure I. 3** Géométrie et systèmes de coordonnées du modèle théorique [12].

Un tremblement de terre est un processus stochastique largement connu. En général, deux tremblements de terre complètement identiques n'existent pas. De plus en plus, les scientifiques recourent à la méthode aléatoire pour étudier le mouvement sismique. En 1973 et 1974, Kobori et al. [13, 14] ont étudié deux systèmes identiques à deux et sept masses, et d'autre système à deux masses-ressorts identiques et différents (Figures I.4 et I.5). Ces systèmes sont situés en même ligne sur une couche viscoélastique surmontée sur un substratum. Il y a deux types d'excitation : l'une est appliquée à la base des systèmes et l'autre sur la surface de la couche rocheuse. Le processus non stationnaire stochastique de ces systèmes a été théoriquement développé en discutant la formulation et le flux de puissance

exprimé sous les formes matricielles de tels systèmes de configuration d'interaction. En générale, c'est la première étude qui a utilisé le processus stochastique sur l'ISSS [1].

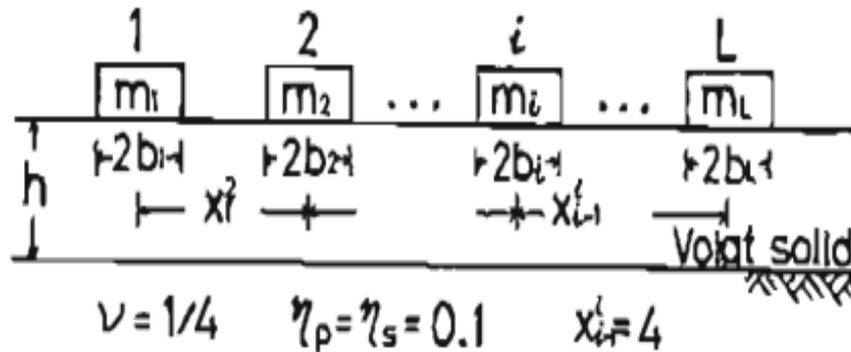


Figure I. 4 L-systèmes de masse [13, 14].

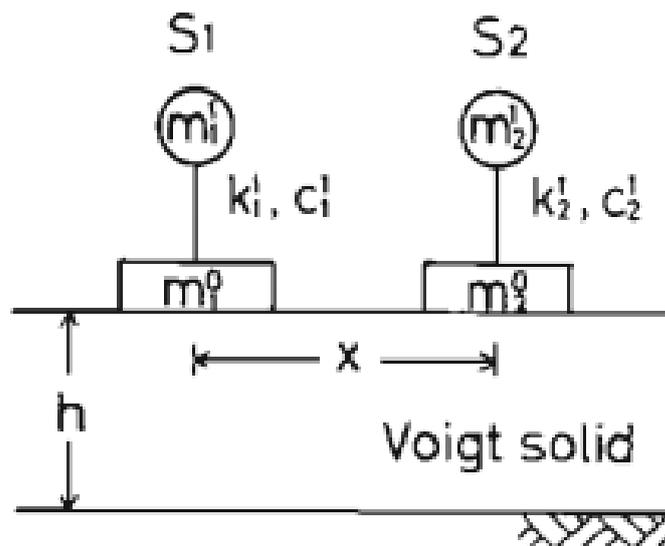


Figure I. 5 Système à deux masses-ressorts [13, 14].

Luco et Contesse en 1973 [3], suivi de Wong et Trifunac en 1975 [15] et Murakami et Luco en 1977 [16] ont adressé le problème bidimensionnel (2D) d'anti-plan de l'interaction entre deux ou plus des murs infinis, placés sur des bases circulaires, rigides et soumises aux ondes incidentes de type SH, harmoniques, inclinées ou verticales (Figure I.6). Ils ont résolu par des études paramétriques un problème 2D de diffraction d'ondes, et ont prouvé réellement que ; l'interaction entre les groupes de bâtiments étroitement espacés peut affecter les fréquences fondamentales des bâtiments aux fréquences très basses. De 1978 à 1980, Kobori et Kusakabe [17, 18] ont étudié un système d'interaction entre deux structures en croisement où

chaque structure consiste en une masse concentrée et une base ancrée dans un espace du sol modélisé en 3D et subdivisé en plusieurs plans horizontaux (Figure I.7).

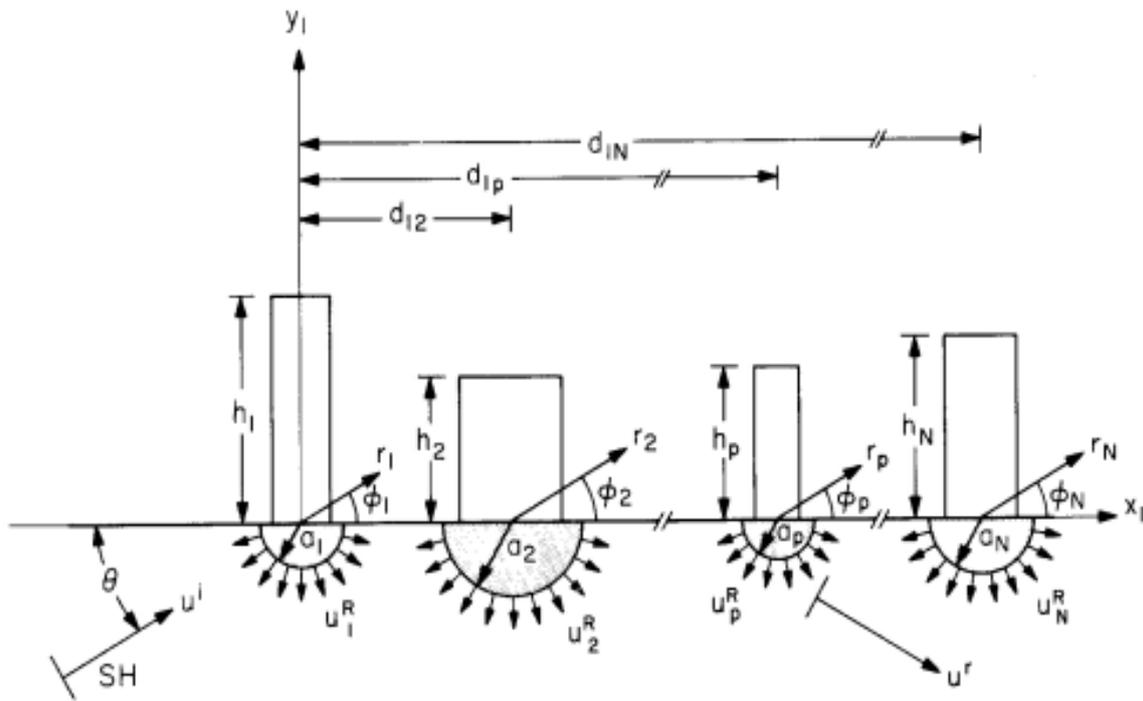


Figure I. 6 Disposition des structures et systèmes de coordonnées [15, 16].

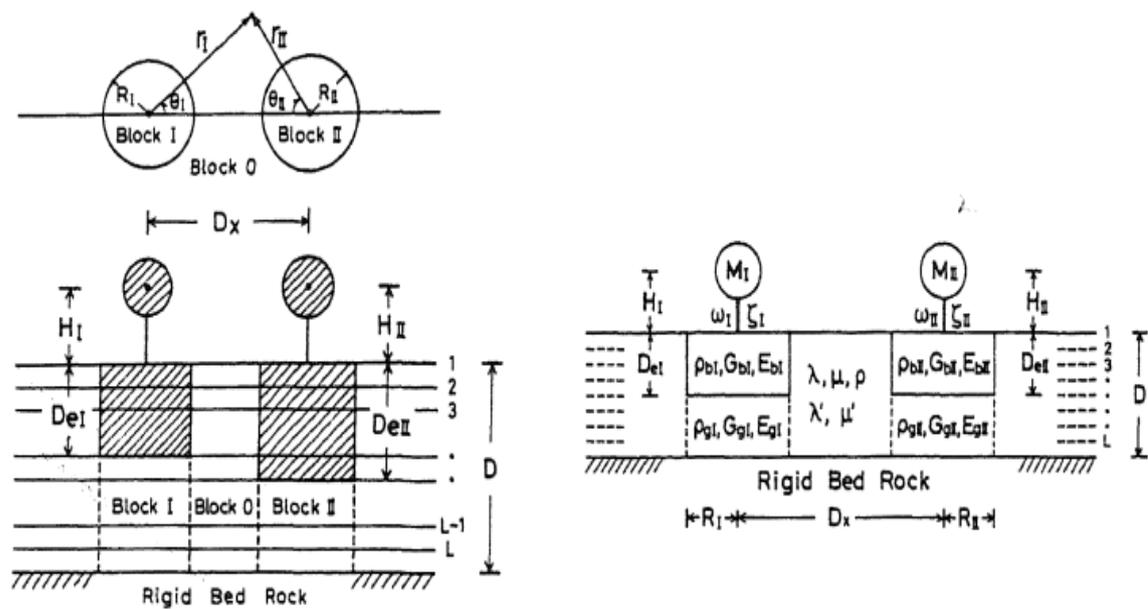


Figure I. 7 Système d'interaction entre deux structures en croisement [17, 18].

Entre 1986 et 1989, Triantafyllidis et al. [19-23] ont présenté des solutions mathématiquement rigoureuses et inévitablement limitées aux géométries spécifiques (Figure I.8). Ils ont étudié

un nombre fini des fondations rectangulaires, circulaires et rigides, situées sur la surface d'un demi-espace linéaire élastique, isotrope et homogène soumis à l'excitation harmonique. En outre, en utilisant une approche numérique-analytique, Triantafyllidis et Neidhart en 1989 [24] ont analysé l'interaction dynamique de deux fondations circulaires de rayons  $r_1$  et  $r_2$ , superficielles, rigides et en croisement situées sur une surface de demi-espace linéaire élastique, homogène soumise aux ondes de Rayleigh empiétant à un angle arbitraire (Figure I.9). L'angle d'incidence horizontal du champ d'onde par rapport au système de coordonnées est noté  $\vartheta$ . Ils ont remarqué que ; en plus des charges le long de la direction d'incidence de l'onde entrante, des charges supplémentaires perpendiculaires à la direction de propagation agissent sur les fondations en raison des ondes dispersées.

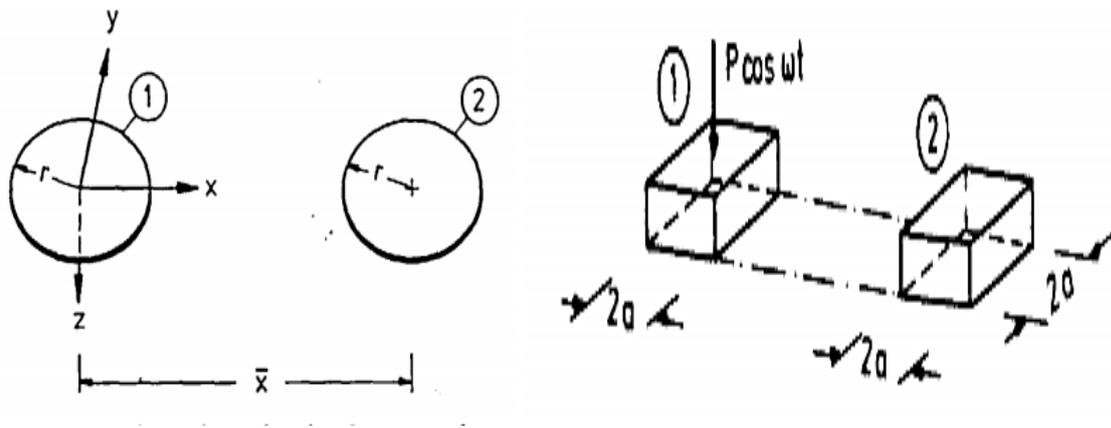


Figure I. 8 Deux fondations rectangulaires, circulaires et soumises à l'excitation harmonique [19-23].

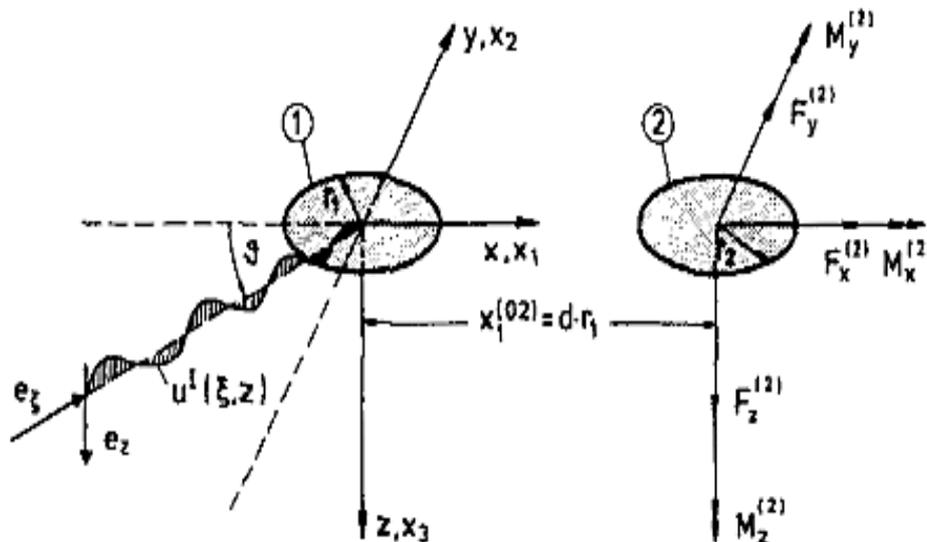
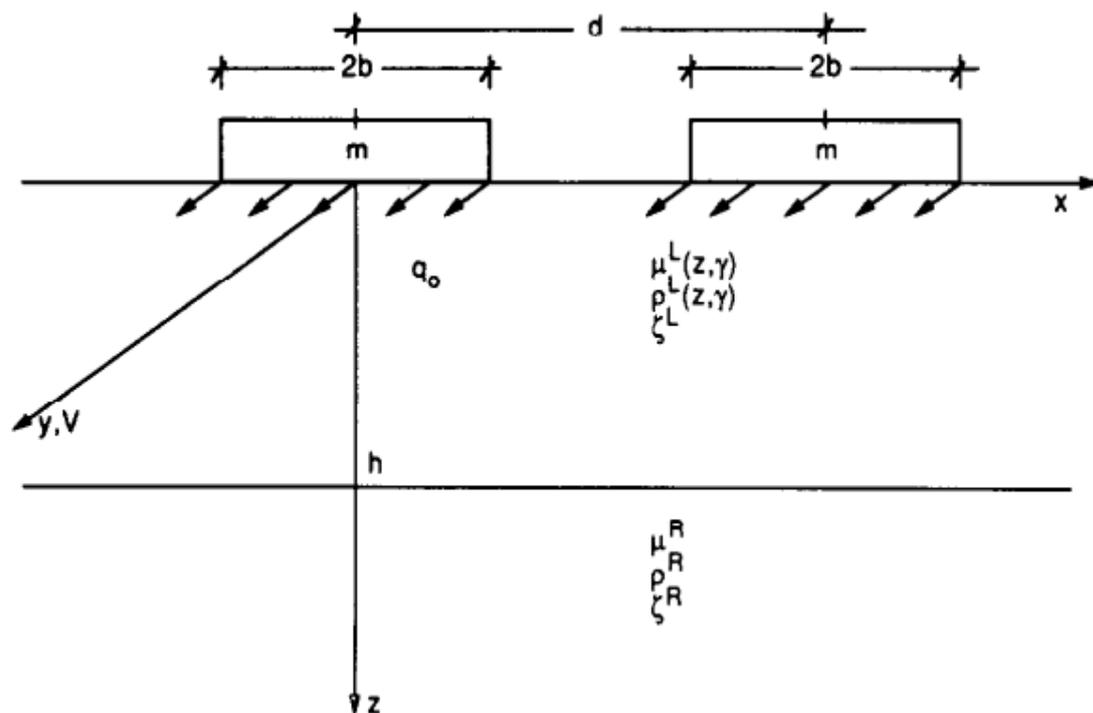


Figure I. 9 Deux fondations circulaires en croisement soumises aux ondes de Rayleigh empiétant à un angle arbitraire [24].

Le sol est un milieu poreux multi phase avec la variabilité élevée et l'aspect fort aléatoire des propriétés et des distributions matérielles dans l'espace. Les hétérogénéités aléatoires dans le milieu du sol semblent avoir un effet énorme sur l'interaction dynamique sol-structure, qui explique pourquoi l'utilisation des paramètres déterministes pour les propriétés du sol n'est pas raisonnable. À cet effet, Hryniewicz en 1993 [25] a considéré l'aspect aléatoire dans le milieu du sol lors de l'étude de l'interaction de deux fondations situées sur un demi-espace stratifié, excité par des ondes sismique type SH (Figure I.10).



**Figure I. 10** Deux fondations situées sur un sol stratifié et excité par des ondes sismique type SH [25].

La méthode des paramètres concentrés est une méthode courante employée pour l'analyse de l'ISS et l'ISSS où le sol est simulé par un ressort, une masse et un amortisseur, ou par une fonction d'impédance équivalente. Entre 1994 et 1998, Mulliken et Karabalis [26-28] ont présenté les modèles discrets efficaces où les masses, les ressorts, les amortisseurs et la fréquence sont indépendants. Chaque modèle a des modes de vibrations considérées indépendantes du degré de liberté (ddl) pour prévoir l'interaction dynamique entre des fondations superficielles, rigides, adjacentes, situées sur un demi-espace élastique et homogène. Ces études sont effectuées en utilisant la modification proposée de la méthode de Wilson- $\theta$  [28]. Ainsi, les effets de ralentissement du temps dus à la propagation d'onde sont

également considérés. Le modèle de base de l'interaction sol-fondation est également étendu à l'évaluation des systèmes de bâtiments-fondations (Figures I.11 et I.12).

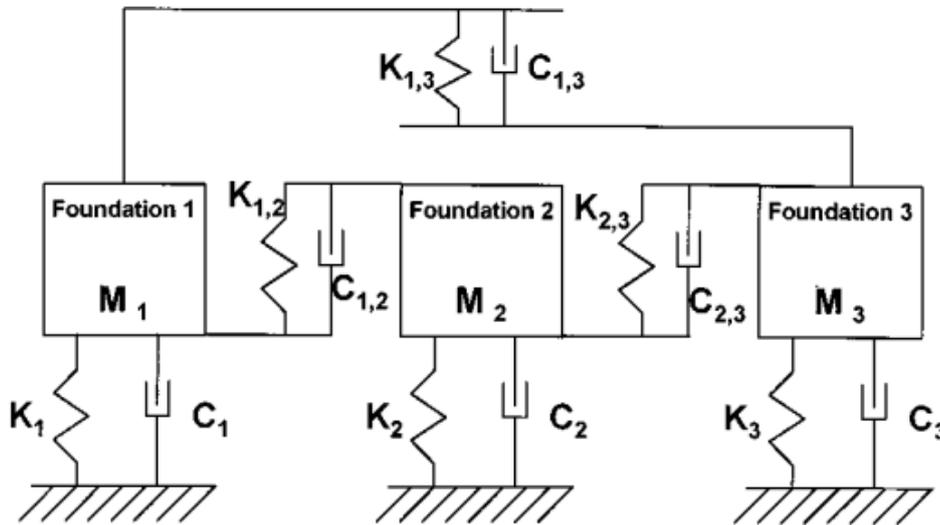


Figure I. 11 Modèle discret masses-ressorts-amortisseurs de trois fondations en interaction [26-28].

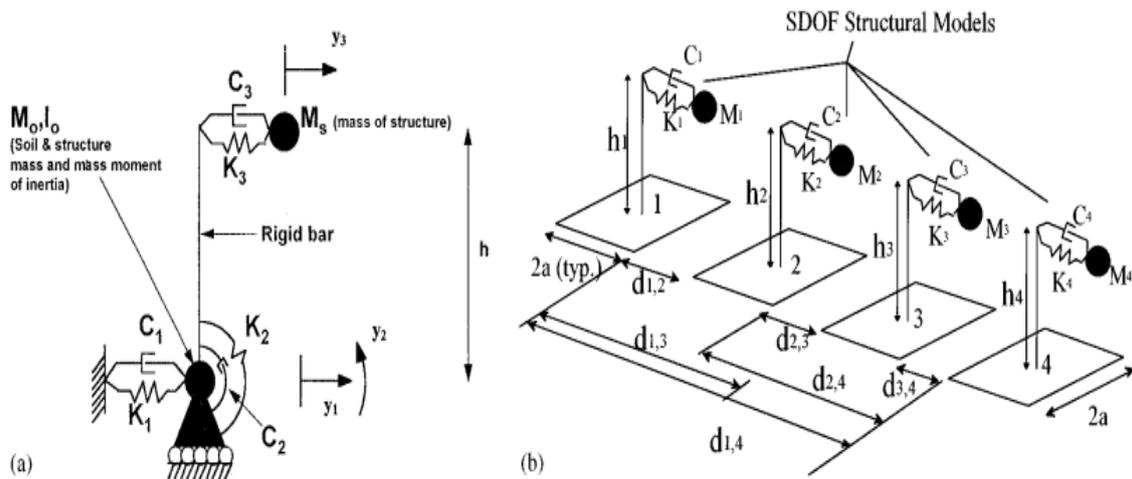
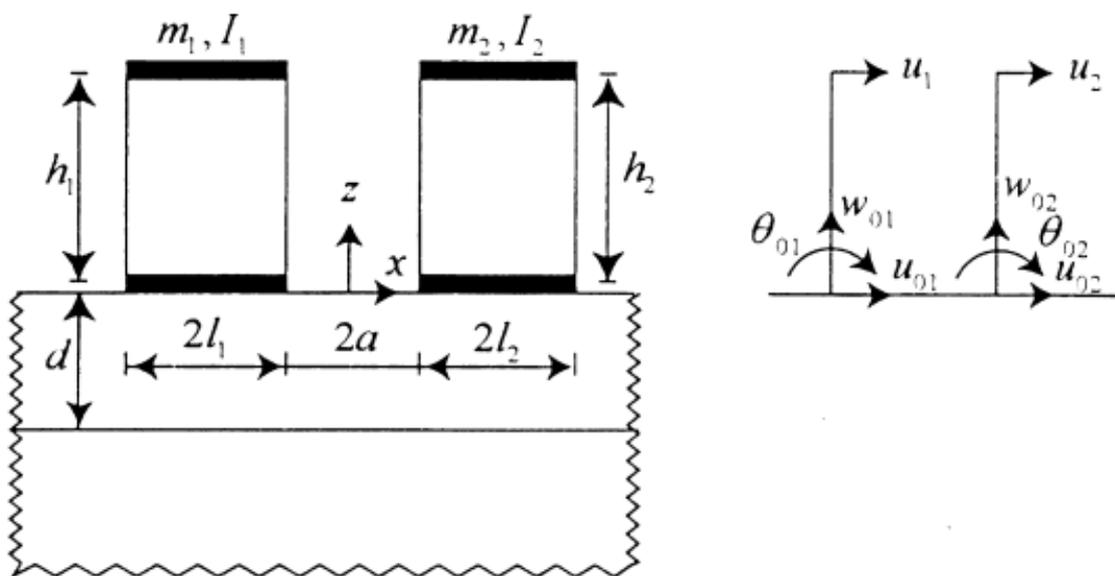


Figure I. 12 (a) Représentation groupée des paramètres d'une structure soutenue par une fondation ; (b) Modèle discret d'un système à quatre structures en interaction [26-28].

La variabilité spatiale du mouvement au sol introduit des composants déterministes et stochastiques. Connu par l'effet de passage d'onde, la composante déterministe est réellement la solution de l'équation d'ondes dans un milieu composé de couches homogènes, dans ce cas, le front de l'onde est une surface. Les conséquences de la variabilité spatiale ont été sujet de beaucoup d'études antérieures. L'étude de la composante aléatoire qui résulte de l'incohérence spatiale du mouvement sismique au sol a commencé relativement récente.

Plusieurs facteurs contribuent à l'incohérence spatiale du mouvement au sol de champ-libre, en particulier, les différents trains de l'onde peuvent empiéter la base à différents instants et avec angles d'incidence différents ou peuvent se propager par des chemins de différentes propriétés physiques. Ce qui peut affecter différemment l'amplitude et la phase. L'incohérence spatiale s'appelle description stochastique, tandis que l'effet de passage d'onde peut être indiqué de manière déterministe.

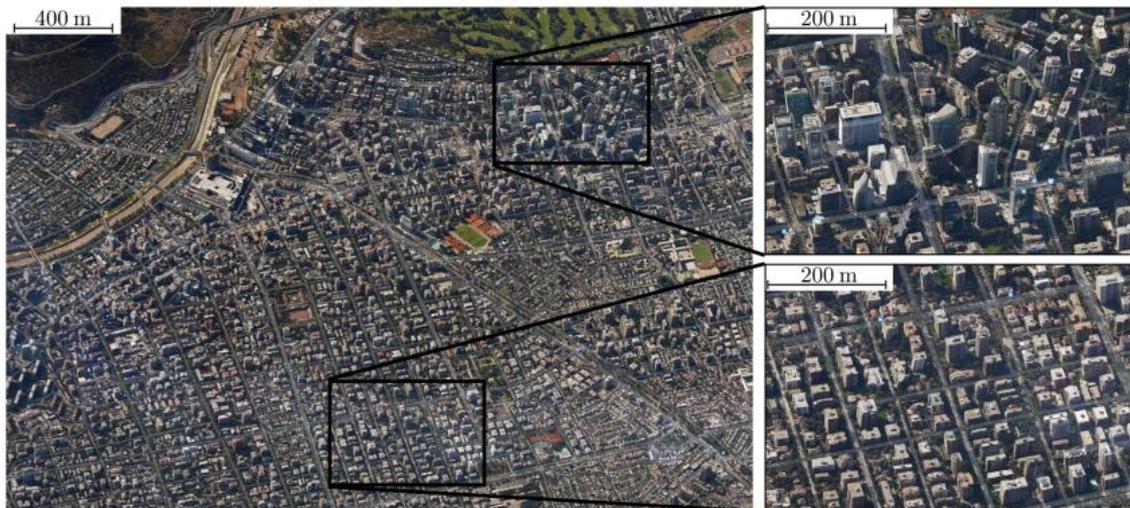
En 1999, année de la première considération de la variabilité spatiale du mouvement au sol [1], Behnamfar et Sugimura [29] ont étudié en 2D deux systèmes structuraux, chacun composé d'un plancher rigide tenu par des poteaux élastiques et sans masse. Les poteaux sont reliés aux fondations rigides collées sur la surface d'un milieu de sol stratifié et soumis aux ondes P-, SV- et de Rayleigh, qui ont des approches déterministes et aléatoires (Figure I.13).



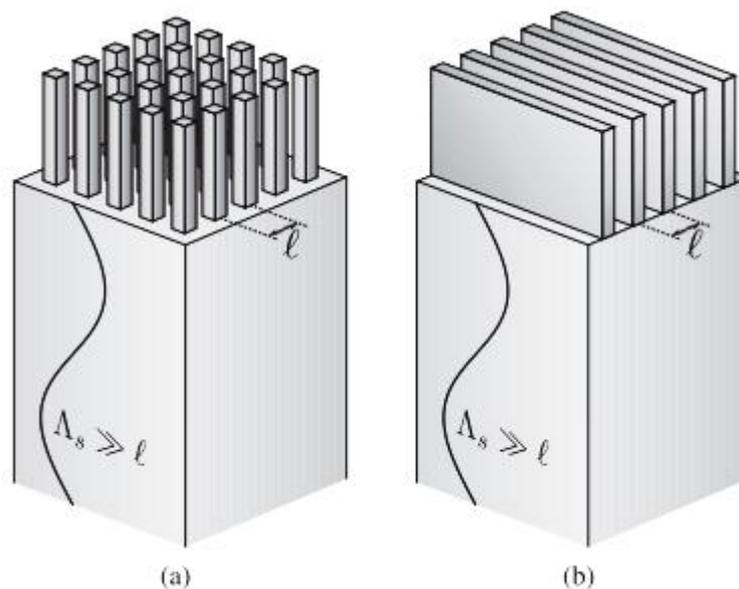
**Figure I. 13** Deux structures en interaction situées sur un sol stratifié [29].

En utilisant différents modèles mathématiques de l'ISSS, Wirgin et Bard en 1996, Clouteau et Aubry en 2001, Gueguen et al. en 2002, Boutin et Roussillon en 2004, Bard et al. en 2008, Ghergu et Ionescu en 2009, Boutin et al. en 2014, Schwan et al. en 2016 [30-37], ont étudié l'effet de l'interaction site-ville sur la modification du mouvement du sol dans les zones urbaines denses sous l'impact des sollicitations sismiques. En générale, ces travaux montrent que l'effet de l'interaction site-ville sur les réponses des structures et le sol dépend de plusieurs facteurs comme les caractéristiques géométriques et matériels du sol et des

structures. La densité des structures, la distance de séparation, le type des fondations sont parmi les facteurs clés dans les études de l'interaction site-ville (Figures I.14 et I.15).



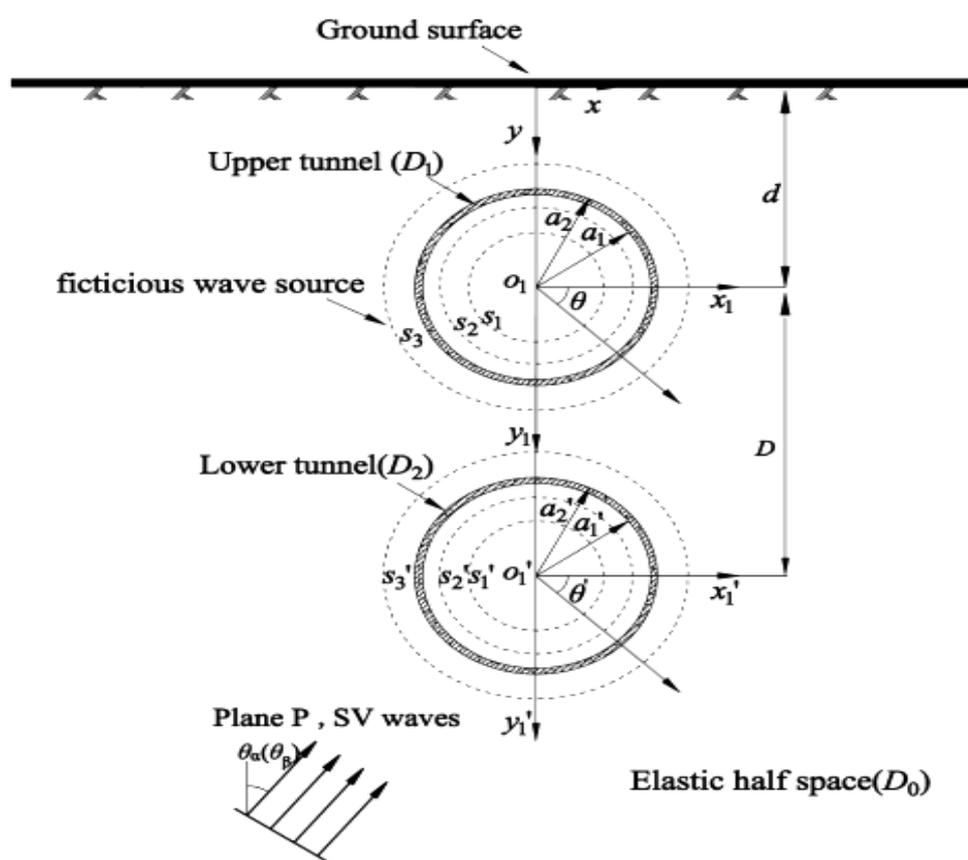
**Figure I. 14** Vue satellite d'un exemple de site urbain (quartier de San Cristobal, Santiago de Chili, Chili) [37].



**Figure I. 15** Idéalisation des sites urbains : (a) bâtiments isotropes ; (b) bâtiments anisotropes. Illustration de l'échelle de la séparation : la longueur d'onde sismique  $\Lambda_s$  est beaucoup plus grande que la taille  $\ell$  de la période (voir [37]).

Les méthodes analytiques et semi-analytiques ont été utilisées pour étudier l'interaction statique et dynamique entre les ouvrages souterrains et superficiels dont leurs fondations. À l'aide de la méthode semi-analytique de l'équation d'intégration indirecte des limites (IBIEM), Liu et al. en 2016 [38] ont étudié la diffusion plane des ondes sismiques (P et SV) provoquée par la présence d'une paire de tunnels se chevauchant verticalement et enterrés

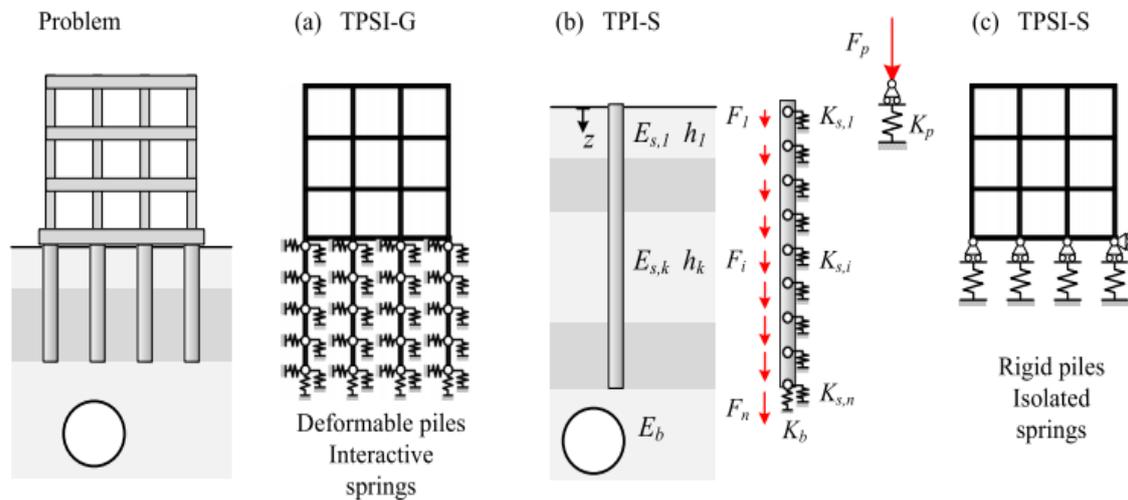
dans un demi-espace élastique (Figure I.16). Les résultats numériques démontrent que l'interaction dynamique entre les tunnels ne peut être ignorée. Le tunnel inférieur a un effet de blindage significatif sur le tunnel supérieur dans la présence des ondes incidentes à haute fréquence, ce qui conduit à une grande diminution de la contrainte dynamique du revêtement de tunnel supérieur. Par contre dans le cas des ondes à basse fréquence où le tunnel inférieur peut conduire à un effet d'amplification sur le tunnel supérieur. Il révèle également que les caractéristiques du spectre de fréquence de la contrainte dynamique du tunnel inférieur sont significativement différentes de celles du tunnel supérieur. En plus, pour le cas des ondes P à basses fréquences, les tunnels de revêtements à faible rigidité ont un effet significatif d'amplification sur l'amplitude du déplacement de la surface libre, qui est légèrement plus grande que celle du cas du tunnel unique.



**Figure I. 16** Modèle de deux tunnels jumeaux se chevauchant verticalement et enfoui dans un demi-espace élastique [38].

Franza et al. [39] ainsi que Zhang et al. [40] ont étudié l'interaction tunnel-sol-pieux en se basant sur la méthode analytique simplifiée de Winkler. Dans ce cas, les auteurs présentent que les paramètres les plus influençant sur la réponse globale du système tunnel-sol-fondation-pieux sont ; le nombre et la position des pieux par rapport au tunnel, les dimensions

et la profondeur des pieux, l'espace entre les pieux et aussi le tunnel. En plus, l'amplitude de l'effet de l'interaction entre le tunnel et les pieux (ou les fondations) est influencée dans une manière principale par la géométrie et la nature du sol (Figure I.17).



**Figure I. 17** Modèle de Winkler pour l'interaction tunnel-pieu-structure (TPSI) : (a) pieux déformables et ressorts interactifs; (b) pieu rigide simple; (c) pieux rigides isolés [39, 40].

En 2019, He [41] ainsi que Yuan [42, 43] ont calculé les vibrations de deux tunnels voisins dues à une charge ponctuelle harmonique, et ce, en utilisant un modèle analytique pour un demi-espace homogène, saturé et poro-élastique d'une part, et un modèle semi-analytique pour un demi-espace élastique multicouche de l'autre (Figure I.18). Les résultats démontrent que la perméabilité du sol et de l'interface tunnels-sol n'ont pas un effet important dans les faibles fréquences de la charge mais ont plus d'effets sur le déplacement et la pression interstitielle à des fréquences plus élevées. Le champ des ondes pour le cas de double tunnel est assez différent de celui d'un tunnel unique en raison des effets de diffusion, qui varie avec la position (distance et angle de séparation) où le deuxième tunnel est ajouté. Pour un double tunnel, l'hypothèse de négliger l'existence d'un tunnel voisin entraîne des prévisions de vibrations inexactes surtout dans les milieux des sols stratifiés où les réponses dynamique peuvent s'amplifier ou se désamplifier selon la nature des couches et le type de l'excitation. En 2020, Wang et al. [44] ont étudié analytiquement et en 3D l'interaction dynamique entre des nouveaux tunnels et ceux existants, creusés en parallèles dans un sol viscoélastique et homogène (Figure I.19). Comme résultat ; lorsque la distance entre les tunnels est inférieure à trois fois le diamètre du tunnel, l'interaction entre les tunnels voisins est très importante, parfois de l'ordre de 20 dB, cela oblige à considérer l'effet de l'interaction entre les tunnels voisins lors la prédiction des vibrations du sol induites par les chemins de fer souterrains.

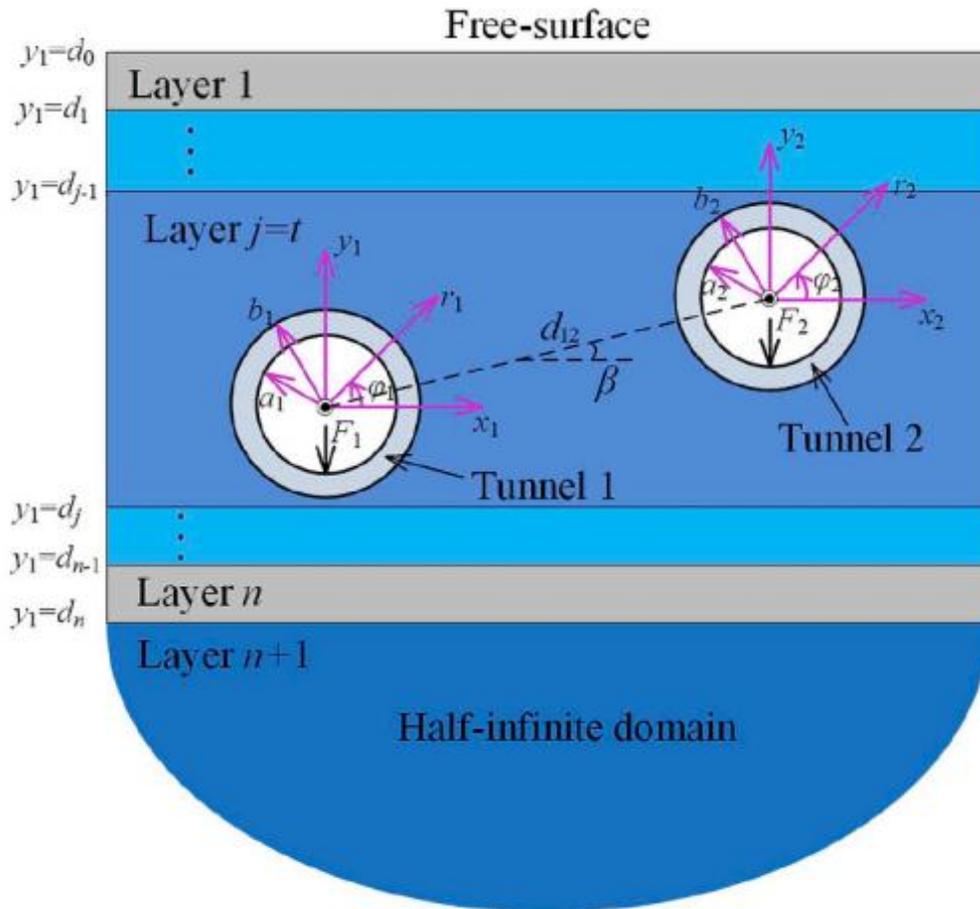


Figure I. 18 Coupe transversale du demi-espace multicouche contenant deux tunnels circulaires identiques [42].

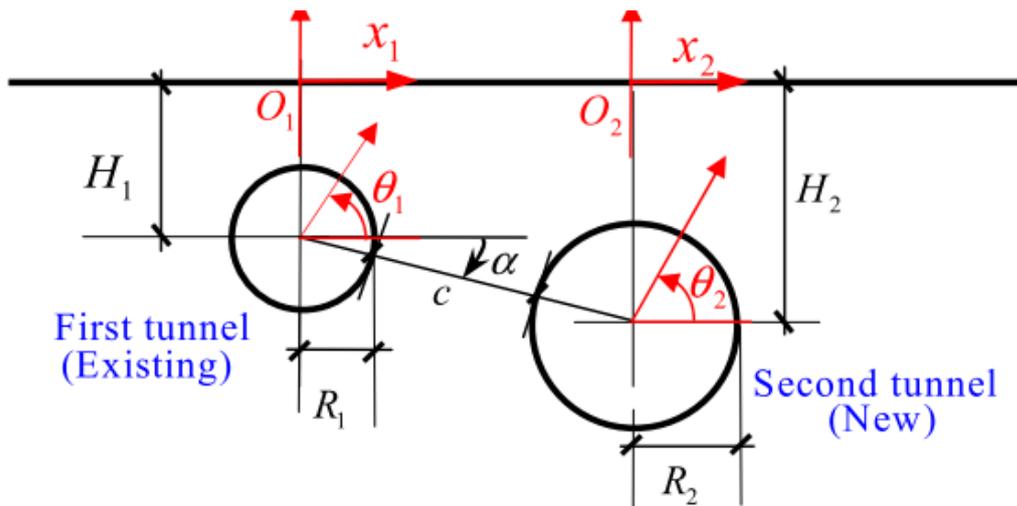


Figure I. 19 Interaction entre tunnels existants et nouveaux excavés dans un sol semi-infini viscoélastique [44].

Toutes ces discussions ont créé une base théorique et pratique solide pour la recherche sur l'ISSS. Cependant, la plupart de ces études sont basées sur la théorie élastique du demi-espace qui rend l'analyse de la structure (ayant une base peu profonde et située sur une couche homogène du sol) simple et pratique pour les ingénieurs. En 1975, Seed [45] a considéré que cette théorie n'était pas appropriée à l'analyse de l'interaction dynamique de la structure avec une fondation profonde à cause de l'exclusion des radiations de l'amortissement par apport au matériau [1]. Du fait de la difficulté à résoudre la méthode d'analyse et de la simplification excessive des modèles du sol et des structures, les études vont progressivement s'éloigner de la solution réelle du problème de l'ISSS. Lorsque les superstructures, les fondations, les conditions topographiques et géologiques deviennent complexes, une solution mathématique peut être difficile.

### **I.3 MÉTHODE NUMÉRIQUE**

La méthode numérique est considérablement développée en raison du progrès rapide des ordinateurs. Cette méthode de calcul est considérée comme une des outils efficaces pour l'étude de l'ISSS. Ainsi, des sismologues l'ont utilisée dans des travaux de recherches jusqu'à présent.

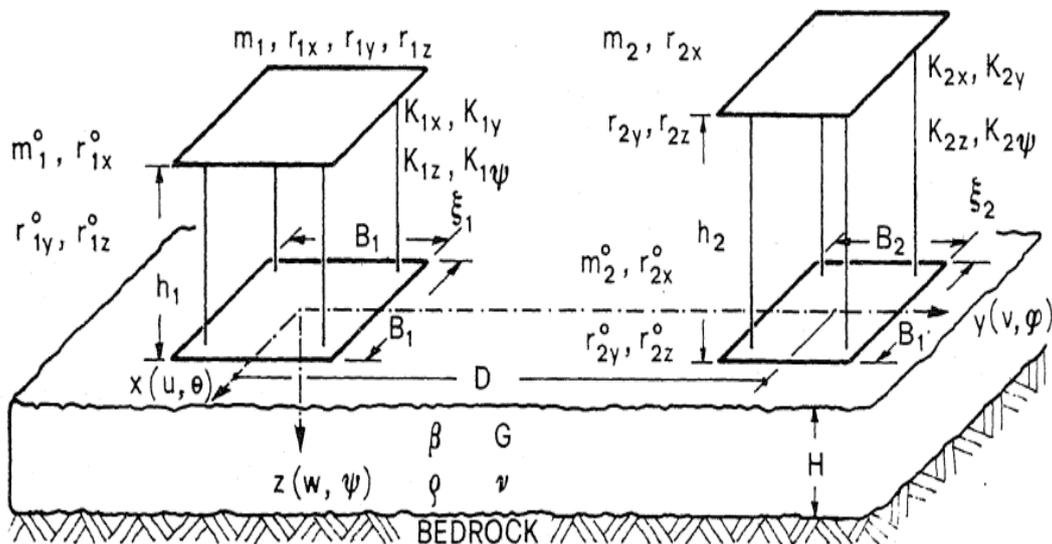
#### **I.3.1 Méthode des éléments finis**

La méthode des éléments finis (MEF) est une méthode de calcul efficace largement répandue dans le génie civil, discrétise un milieu continu en série d'éléments avec des tailles limitées pour calculer les mécanismes de ce milieu. La MEF peut mieux simuler les mécanismes du sol et de la structure que d'autres méthodes ceci avec des échelles définies, des géométries complexes, des chargements diversifiés en nature et en position ainsi que des phénomènes non linéaires. Jusqu'à présent, la MEF est employée fréquemment dans les domaines de l'ISS et l'ISSS bien que si l'amortissement radiatif de l'espace semi-infini est considéré, l'échelle du sol doit être assez grande. Cette condition exige une consommation sérieuse de temps et de la mémoire interne du calculateur. À cet effet, beaucoup d'études ont proposé quelques solutions pour réduire l'effet de cette problématique.

Laing en 1974, Lysmer et al. en 1975, Aydinoglu et Cakiroglu en 1977 [46-48] ont utilisé la MEF sous les conditions des contraintes planes pour étudier l'interaction entre deux ou plus de deux fondations ou structures en croisement, excitées verticalement par la propagation de l'onde-SV. Pour modéliser correctement le demi-espace, Laing a utilisé des frontières

uniformes, Lysmer et al. ont utilisé des frontières visqueuses, Aydinoglu et Cakiroglu ont compté sur le procédé discret de la matrice de rigidité du sol.

Un certain nombre des travaux antérieurs ont été basés sur l'utilisation des fondations circulaires ou semi-cylindriques et des superstructures simulées par des masses concentrées à un seul degré de liberté ou par des blocs cylindriques. Roesset et Gonzalez en 1977 et 1978, Solari et al. en 1980 [49, 50] ont utilisé la MEF avec frontières solides pour étudier le problème en 3D de l'ISSS avec deux fondations carrées, rigides, reposant sur une couche linéaire élastique et sous l'excitation d'une propagation verticale de l'onde-S (Figure I.20). En plus, Roesset et Gonzalez ont étudié les fondations profondes dans leurs travaux, mais Solari et al. se sont concentrés sur les fondations superficielles.



**Figure I. 20** Modèle en 3D de l'ISSS avec deux fondations carrées, rigides, reposant sur une couche du sol élastique [50].

Les charges dynamiques à grande magnitude comme les tremblements de terre sont généralement dévastateurs où des grandes déformations apparaissent dans le sol et les structures, entrent dans la phase de comportement non-linéaire. Par l'observation sismologique, Roesset en 1980 [51] a indiqué que le deuxième élément qui commande la véracité et la rationalité de l'analyse de l'ISS est la non-linéarité du sol malgré la complexité et la longue durée du calcul des phénomènes non linéaires (Figure I.21). En 1982, Matthees et Magiera [52] ont étudié la sensibilité sur les effets de l'interaction entre les structures adjacentes des centrales nucléaires provoquées par l'excitation sismique horizontale où Ils ont principalement considéré le comportement non-linéaire du sol et de la structure dans ce sujet

(Figure I.22). Lin et al. en 1987 [53], ont entrepris une étude paramétrique sur la signification relative de divers facteurs affectant l'interaction dynamique entre les fondations encastrées et adjacentes en se servant d'un modèle en 3D avec frontières compatibles. En 2000, Sivanovic [54] a pris en compte la propriété non linéaire du sol pour connaître les facteurs les plus significatifs influençant la réponse sismique d'une structure renforcée en béton et fondée sur des pieux à Los- Angeles.

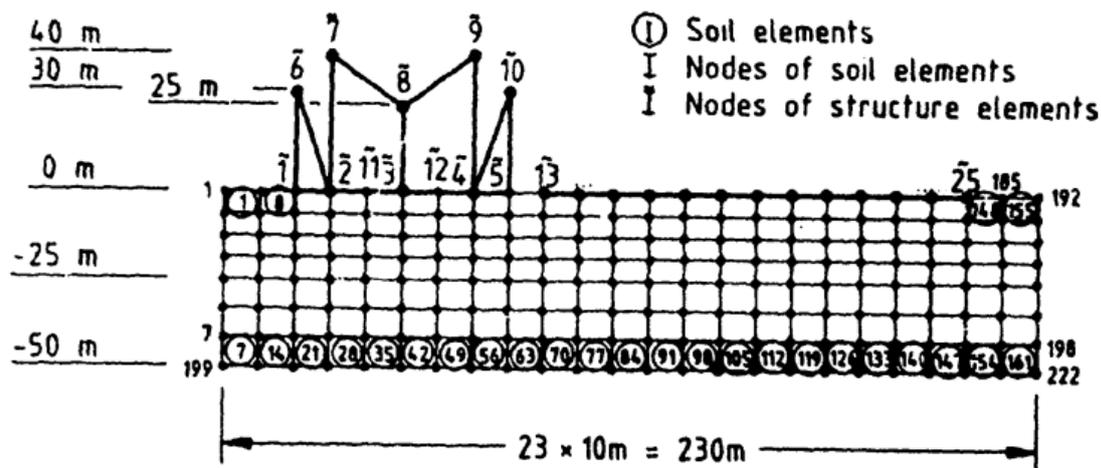


Figure I. 21 Maillage par éléments finis d'un système structure-sol-structure [52].

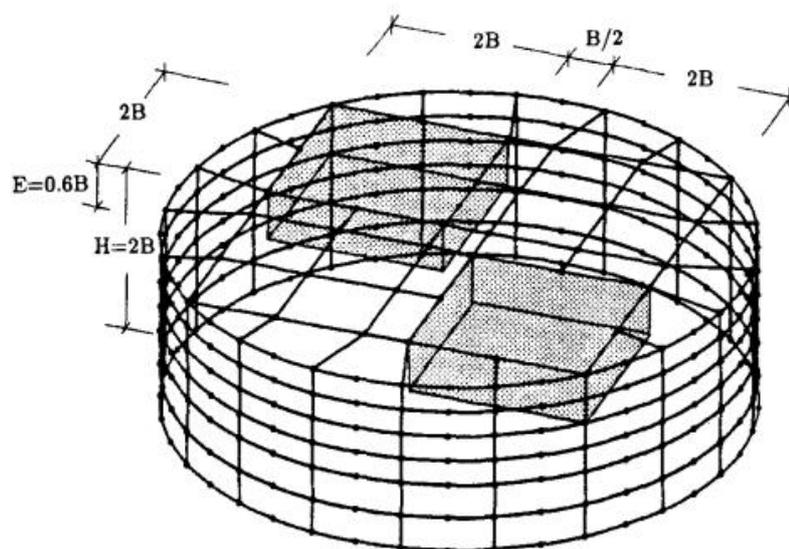


Figure I. 22 Discrétisation du champ proche pour deux fondations encastrées [52].

Dans la plupart des applications pratiques dépendant des conditions de sol et le type structural, les fondations sont partiellement ou totalement incorporées dans la terre et les effets environnant du sol changent considérablement leurs réponses statiques et dynamiques.

Dans le cas d'une seule ou plus des fondations, l'effet de l'ancrage provoque des difficultés supplémentaires durant l'analyse analytique et numérique des problèmes étudiés. En 2008, Yahyai et al. [55] ont utilisé le code éléments finis ANSYS pour étudier l'interaction dynamique de deux bâtiments en acier avec des murs en béton, placés sur trois types de sol ; l'argile molle, le gravier sablonneux et le gravier sablonneux compacté, soumis à l'effet d'un chargement sismique (Figure I. 23).

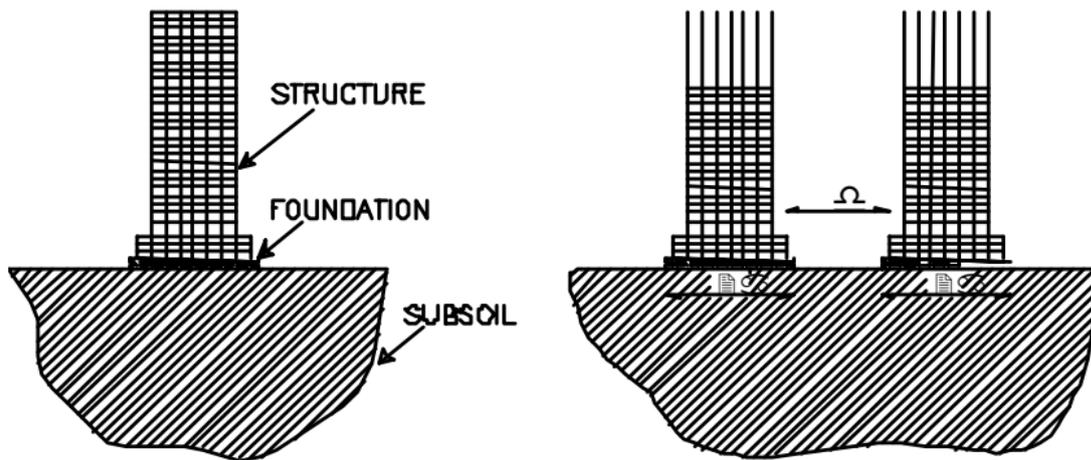
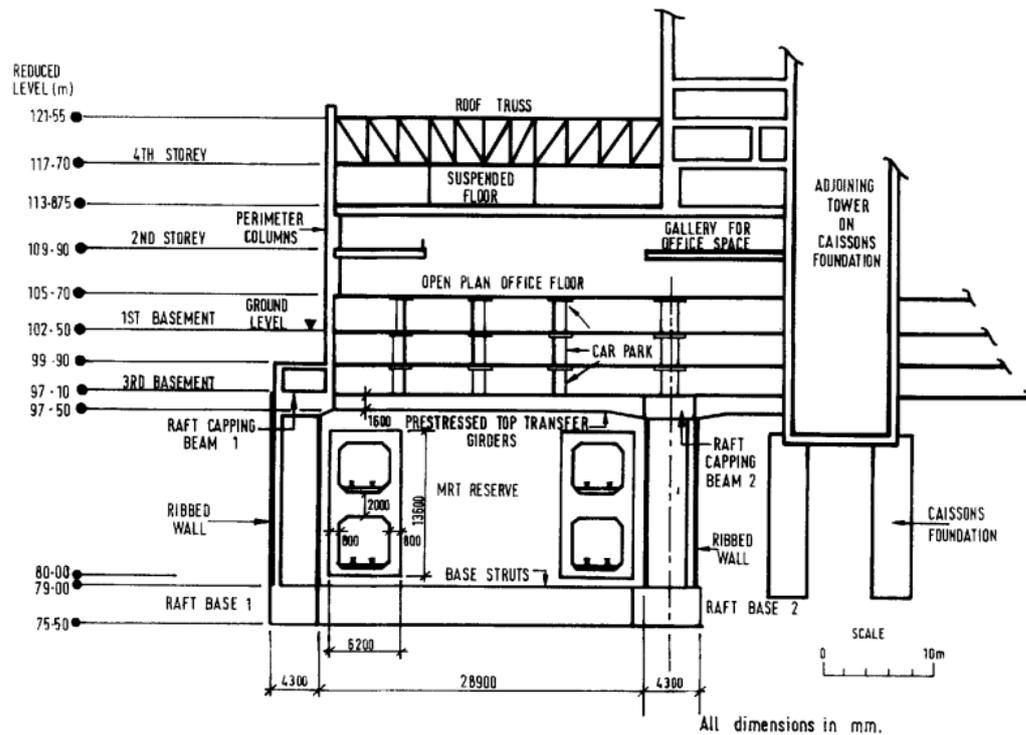


Figure I. 23 Deux structures en interaction soumises à un chargement sismique [55].

Plus tard, la MEF a également été utilisée pour étudier l'interaction entre les structures souterraines et superficielles sous différents types de charges. Chua et al. en 1992 [56] ont développé une procédure analytique utilisant un modèle des éléments finis linéaire pour analyser le problème de l'interaction métro-sol-structure pour déterminer le niveau des vibrations transmises par le sol aux bâtiments dues au passage des trains des métros. La procédure proposée est appliquée au cas d'un bâtiment de style podium de quatre étages renfermant des métros à double caisson dans les limites de ses fondations murales nervurées (Figure I.24). Les prédictions de la réponse du bâtiment montrent que le système de support de rail à dalle flottante offre une meilleure isolation par rapport au système de rail de fixation directe où les vibrations transmises par le sol aux bâtiments devraient être considérablement réduites quand des voies à dalles flottantes sont incorporées dans un tunnel. Jiang et al en 2008 [57] ont utilisé un modèle 3D non linéaire afin d'étudier l'influence de la construction d'un tunnel du métro sur les bâtiments adjacents par la MEF où le tassement différentiel et la variation de la force interne dus au passage de bouclier du tunnel sont étudiés. Les résultats indiquent qu'un tassement majeur de la fondation du bâtiment se produit dans la zone où le bouclier du tunnel traverse le bâtiment ; son obliquité transversale augmente avec l'avancée

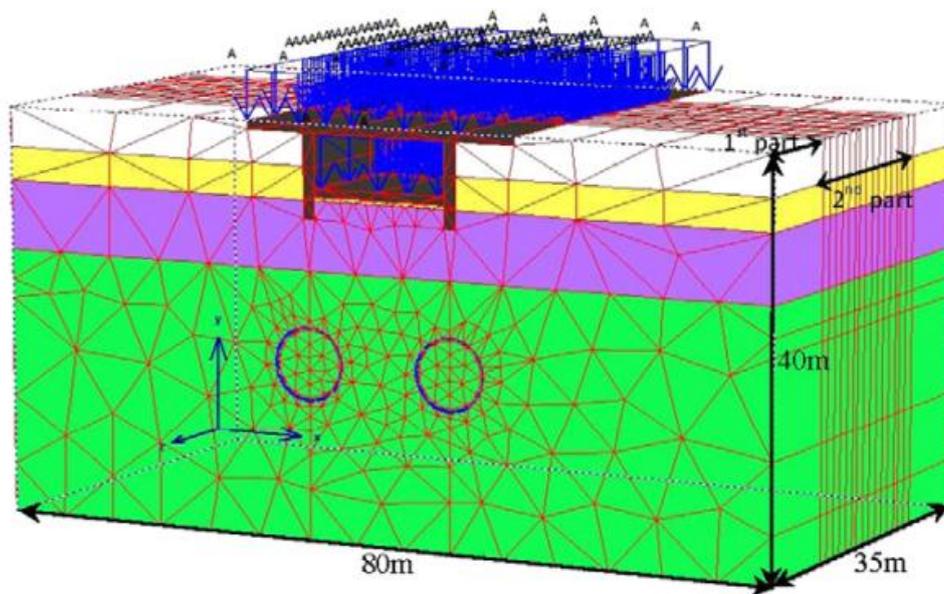
du bouclier, tandis que son obliquité longitudinale atteint son maximum quand la face de l'excavation est proche de la ligne médiane du bâtiment ; au cours du passage, la contrainte équivalente des poteaux peut augmenter de 20.1 % au maximum; le moment des composants structuraux se change de manière plus évidente par rapport à leur moment de flexion initial ; ainsi que sa déformation et sa force interne qui ont une tendance à être constantes quand la face de l'excavation dépasse le bâtiment sur 20 mètres.



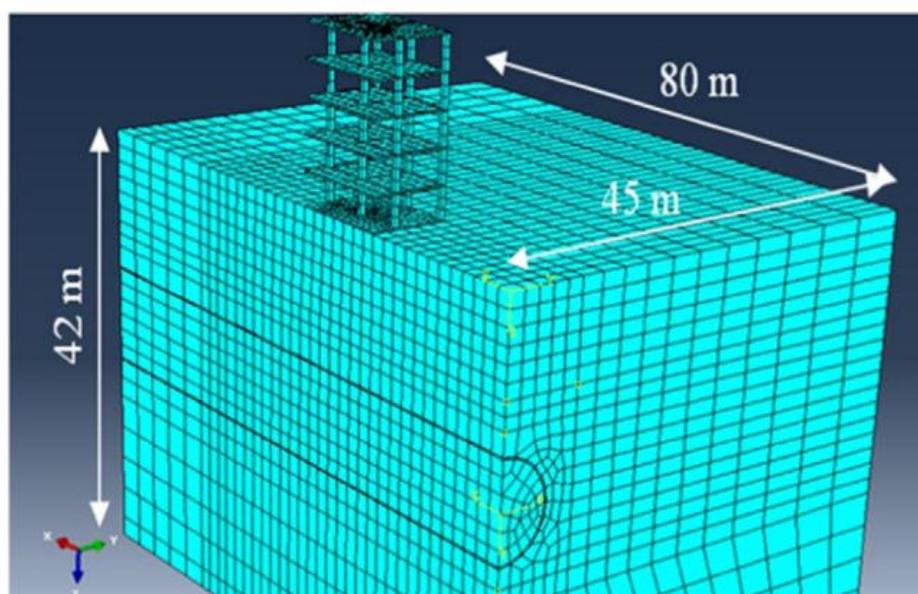
**Figure I. 24** Cas d'un bâtiment de style podium à quatre étages renfermant des métros à double caisson [56].

En 2011, Afifipour et al. [58] ont étudié en utilisant la MEF l'interaction entre deux tunnels identiques et un ouvrage routier souterrain (passage souterrain) (Figure I.25). Le travail montre que l'interaction entre les tunnels et les structures adjacentes est un problème complexe, en particulier ceux dont les paramètres de construction 3D ont un effet significatif sur l'intensité de l'interaction. La position et le nombre des tunnels peuvent varier les sollicitations internes dans les éléments structuraux des structures voisines dont leurs fondations. Wang et al. en 2013 [59] ont étudié en utilisant le logiciel ANSYS l'interaction dynamique entre une station de métro et les pieux des structures voisines fondées sur une couche du sol visqueux élastique, sous l'excitation d'une onde-S incidente verticalement. La réponse de ce système des structures peut être amplifiée ou atténuée, et ce, en fonction de la distance entre les bâtiments adjacents, qui a été liée aux propriétés dynamiques du système

global. En plus, les bâtiments les plus proches de la station de métro sont fortement affectés par rapport aux autres. En 2015, Katebi et al. [60] ont étudié en 3D les effets de la stratification du sol, des spécifications des bâtiments et de la profondeur du tunnel sur les charges de revêtement du tunnel (Figure I.26). Cette étude présente que les différentes caractéristiques géométriques des structures (hauteur, largeur, longueur, etc.), le type du sol et la profondeur du tunnel ont un grand effet sur les forces internes dans les éléments structuraux du tunnel.

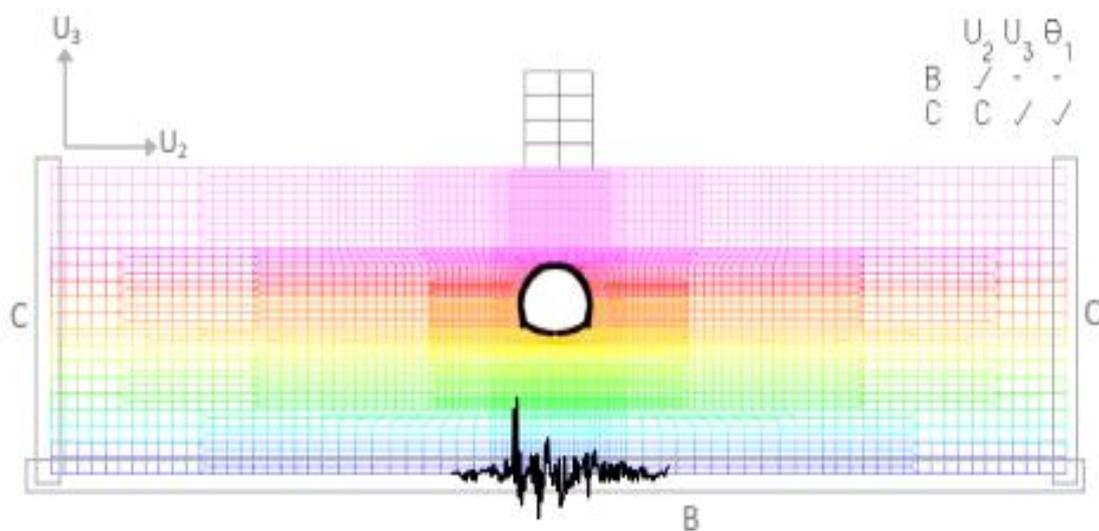


**Figure I. 25** Modèle 3D-EF de deux tunnels identiques et un ouvrage routier souterrain en interaction [58].

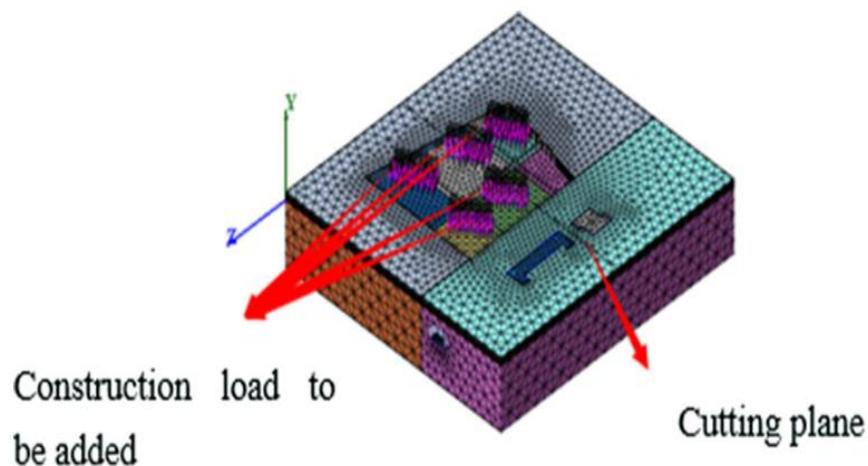


**Figure I. 26** Modèle 3D-EF d'un bâtiment et un tunnel en interaction [60].

En 2017, Abate et al. [61] ont étudié par la MEF l'interaction dynamique tunnel-sol-bâtiment (Figure I.27). Cette étude a présenté que le cas combiné du tunnel et du bâtiment entraîne une réduction supplémentaire du rapport d'amplification à la surface du sol par rapport au cas sans combinaison où le rapport d'amplification varie entre 1.57 et 2.35. Yuan et al. en 2019 [62] ont étudié numériquement en 3D et par la MEF l'impact causé par la construction d'une structure de grande hauteur sur des tunnels adjacents (Figure I.28). Les résultats ont montré que les changements remarquables sur les valeurs des déplacements horizontaux et verticaux, ainsi que les contraintes dans le tunnel, qui provenaient des opérations de réalisation du bâtiment étaient dans l'intervalle des calculs de sécurité. Dans l'ensemble, cette étude fournit certaines orientations et références pour des projets similaires.



**Figure I. 27** Modèle 2D-EF d'un bâtiment et un tunnel en interaction sous l'impact d'un chargement sismique [61].



**Figure I. 28** Modèle 3D-EF d'une structure de grande hauteur est des tunnels adjacents en interaction [62].

Khabbaz et al. en 2019 [63] ont étudié l'effet de la construction de deux tunnels identiques situés sous un bâtiment, soutenu par une fondation des pieux et réalisés dans le quartier central des affaires à Sydney (Figure I.29). La MEF a été utilisée pour prédire l'interaction entre les tunnels et les pieux voisins. Cette étude montre que le tunneling peut augmenter les charges axiales et de flexion des pieux dans lequel la charge supplémentaire dépasse la capacité structurelle de certains pieux, en particulier ceux qui sont proches aux murs du sous-sol. L'étude paramétrique révèle une forte relation entre la profondeur du tunnel et les contraintes de revêtement, tandis que la relation entre la profondeur du tunnel et les charges des pieux induites est moins convaincante. De plus, la position horizontale du tunnel par rapport aux pieux montre une relation plus forte avec les charges des pieux. Gokuldas et al. en 2020 [64] ont analysé en 3D l'effet des mouvements de sol induits par les tunnels sur la stabilité d'un radier reposé sur des pieux (Figure I.30). L'étude montre que le creusement des tunnels provoque des moments de flexion, des déformations latérales, des forces axiales de compression et de traction décelables dans les pieux adjacents. En plus, les réponses des pieux sont influencés par certain nombre de facteurs, y compris la géométrie du tunnel et des pieux et aussi les propriétés du sol. Il est recommandé de poursuivre les recherches sur les interactions tunnel-sol-pieux, en particulier sous les sous-sols, pour étayer ces résultats.

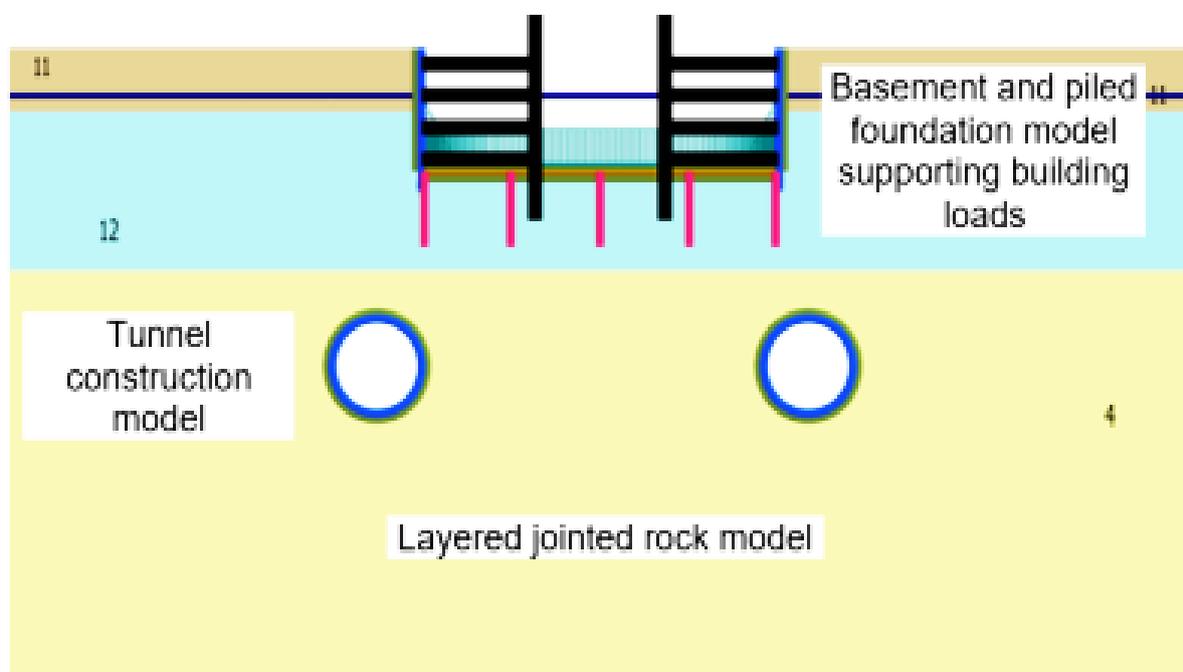


Figure I. 29 Modèle de l'interaction tunnel-sol-pieux [63].

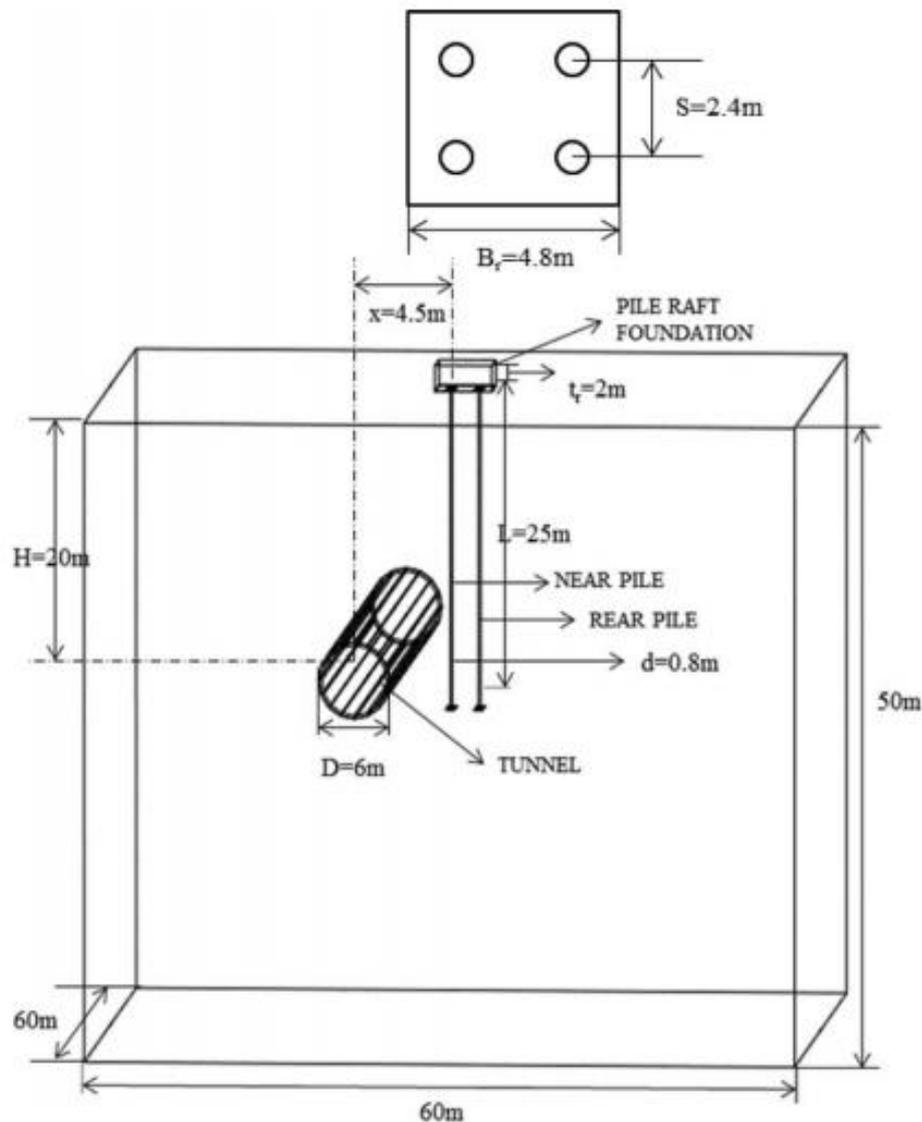


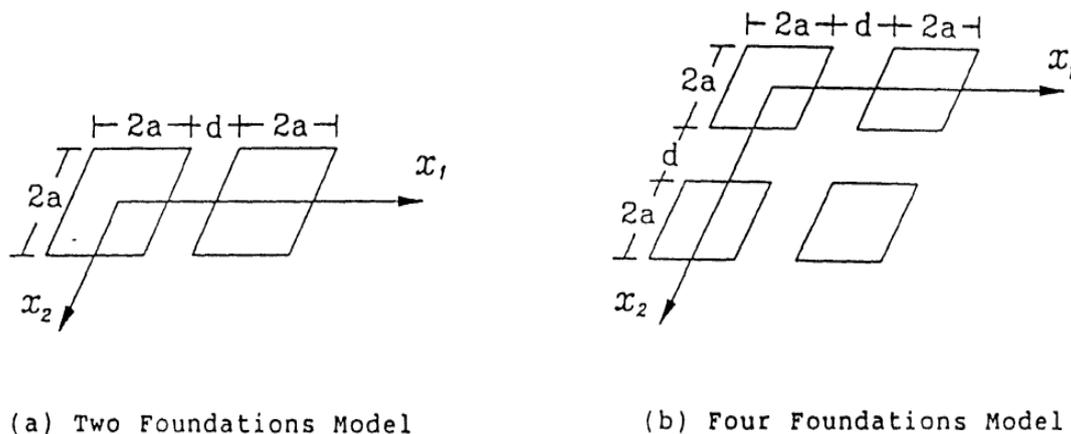
Figure I. 30 Creusement d'un tunnel à proximité d'un radier sur pieux [64].

### I.3.2 Méthode des éléments de frontières

La méthode des éléments de frontières (Boundary Element Method (BEM)) est une nouvelle méthode numérique développée après la MEF, la discrétisation concerne seulement la frontière du domaine défini. Elle est différente de la discrétisation totale du milieu continue et utilise des fonctions satisfaisant l'équation du mouvement pour rapprocher les conditions de frontières. Dans ce sens, la BEM est plus avantageuse que la MEF parce qu'elle exige uniquement une discrétisation extérieure. Ceci explique l'intérêt de l'utilisation fréquente de la BEM par les ingénieurs pour analyser les problèmes de l'ISS et l'ISSS.

Entre 1977 et 1986, Wong et Luco [65-67] ont étendu l'approche intégrale des frontières qu'ils avaient présentée précédemment pour les fondations isolées au cas des fondations

multiplés, rigides et de formes différentes, reposant sur un demi-espace élastique ou viscoélastique et soumises aux forces externes et aux ondes sismiques. Ils ont constaté que le choix de la discrétisation des fondations a un effet significatif sur les fonctions des impédances calculées pour des séparations extrêmement petites. Huang en 1993 [68], Karabalis et Huang en 1994 [69] ont présenté une solution dans le domaine temporel d'un système en 3D, composé de fondations rigides, carrées, reposées sur un demi-espace élastique et isotrope. Ils ont utilisé le domaine temporel conjointement avec la BEM (Figure I.31).



(a) Two Foundations Model

(b) Four Foundations Model

**Figure I. 31** Géométrie et position d'un groupe à deux et à quatre fondations [69].

L'interaction entre des fondations rigides, adjacentes, reposant sur un milieu de sol multicouche et viscoélastique a été étudiée par Karabalis et Mohammadi entre 1991 et 1998 [70-72] (Figure I.32). Une formulation 3D par la BEM du domaine fréquentiel conjointement avec les solutions fondamentales de l'espace infini est appelée "Méthode de Rigidité Successive" a été utilisée pour la simulation d'un milieu de sol multicouche. Dans la même période, Qian et Beskos en 1995 et 1996 [73, 74] ont utilisé directement la BEM dans le domaine fréquentiel conjointement avec les éléments quadratiques et la fonction de Green de la surface du demi-espace pour étudier en détail l'interaction dynamique entre deux fondations massives, rigides, carrées et sans masses, soumises aux ondes incidentes, harmoniques et obliques (P-, SV-, SH- et de Rayleigh) (Figure I.33). La précision de la méthode utilisée par Qian et Beskos peut être inférieure à celle utilisée par Bielak et Coronato en 1981 [75], qui ont étudié le comportement dynamique des deux fondations carrées reposant sur la surface d'un demi-espace élastique, sous l'effet d'une excitation harmonique. Cependant, cette méthode peut être utilisée pour une fondation de forme arbitraire.

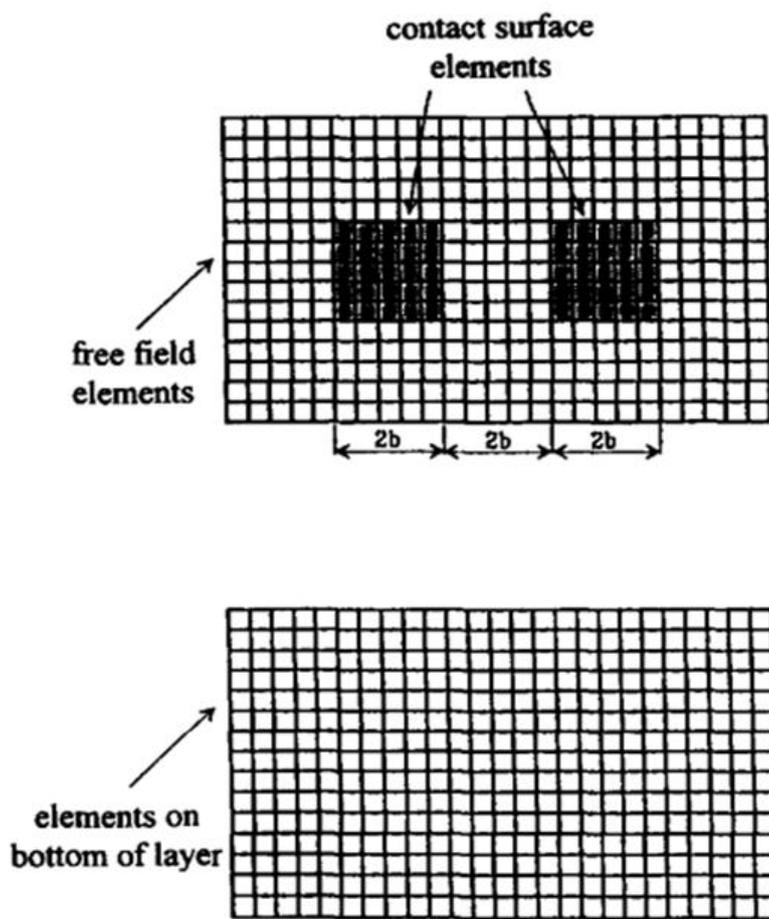


Figure I. 32 Modèle de discrétisation des éléments de frontière de deux fondations carrées situées sur une couche du sol [72].

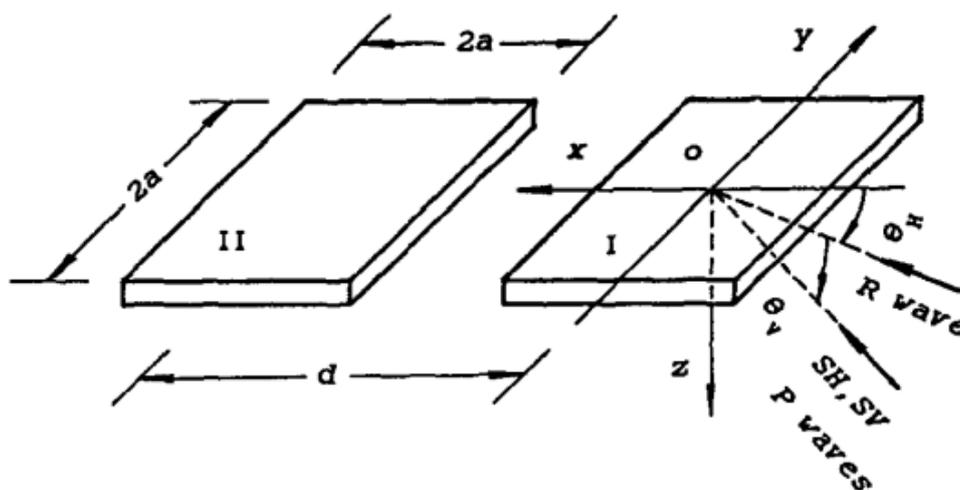


Figure I. 33 Modèle de deux fondations carrées sous l'impact des ondes sismiques [74].

De 1996 à 1997, une formulation basée sur la méthode de sous-structuration est présentée par Romanini et al. ainsi que Betti et al. [76-78] pour l'analyse sismique de l'interaction dynamique entre plusieurs fondations rigides, intégrées dans un demi-espace homogène,

viscoélastique, soumis aux ondes SH, P et SV entrantes arbitrairement inclinées dans le plan horizontal et vertical (Figure I.34). Dineva et al. en 2014, Alielahi et Adampira en 2016 [79, 80] ont étudié par la BEM l'effet de l'interaction dynamique de deux tunnels parallèles situés dans un demi-espace linéaire élastique, homogène et stratifié sur la réponse sismique du sol (Figure I.35). Les résultats montrent que la réponse sismique du sol au-dessus des tunnels peut être différente de celui des mouvements en champ libre pendant les événements sismiques. De plus, la profondeur de l'encrage et la distance de l'espacement entre les tunnels, le type et les caractéristiques de l'onde incidente, le type de la construction des tunnels et les propriétés mécaniques du demi-espace influencent la tendance de l'amplification des réponses à la surface du sol.

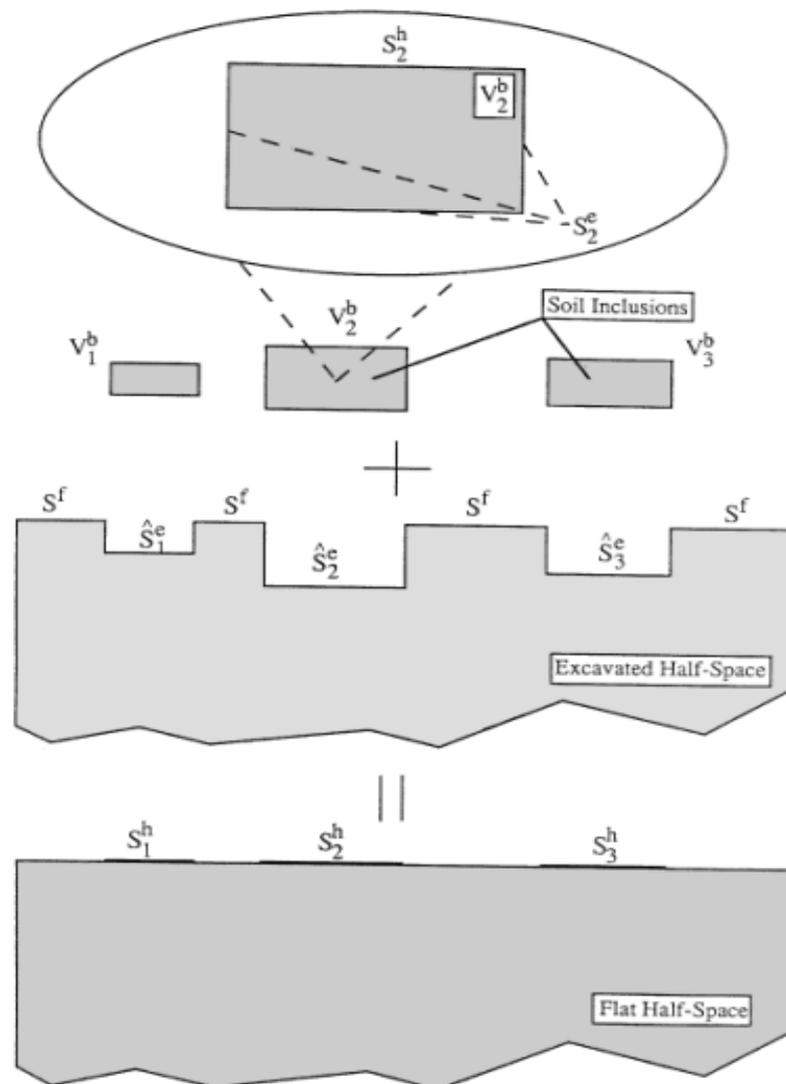


Figure I. 34 Demi-espace excavé et la méthode de la suppression des sous-structures [78].

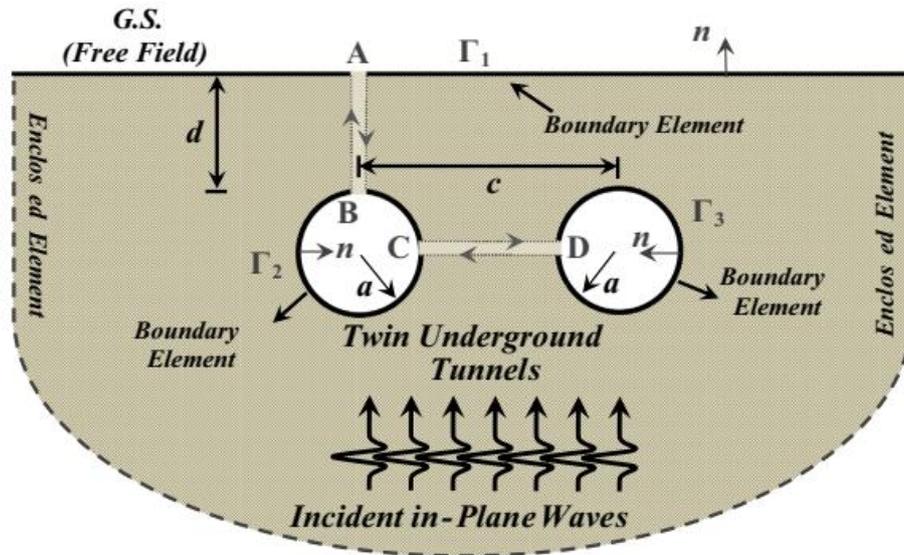


Figure I. 35 Modèle 2D multi-domaines par BEM du problème de l'ITST [80].

Liang et al. en 2017 ainsi que Han et al. en 2020 [81, 82] ont étudié en 2D et par la méthode indirecte des éléments de frontières (IBEM) l'interaction dynamique entre deux bâtiments identiques et différents, encastrés dans un demi-espace stratifié, excités par des ondes incidentes SH et d'autres types d'ondes (Figure I.36). Ces travaux montrent que les effets de l'ISSS ne sont pas négligeables, en effet la réduction et l'amplification de la réponse dynamique par rapport au cas de la structure isolée peuvent atteindre 30 % à 40 %. En plus, la réponse est sensible aux paramètres du bâtiment adjacent et la distance entre leurs fondations. Pour l'incidence des ondes inclinées, les effets de l'ISSS se produisent pour des distances de séparation plus grandes que pour l'incidence verticale.

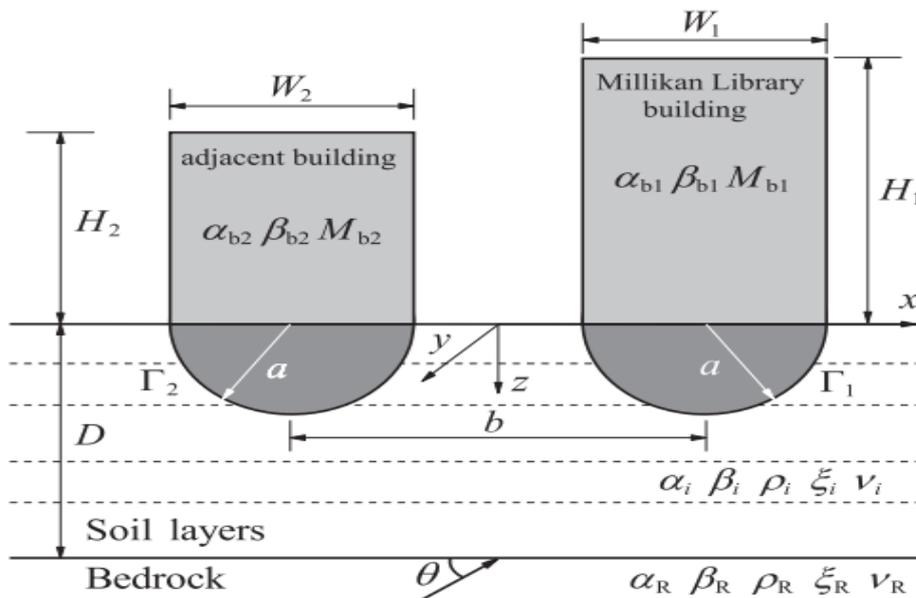


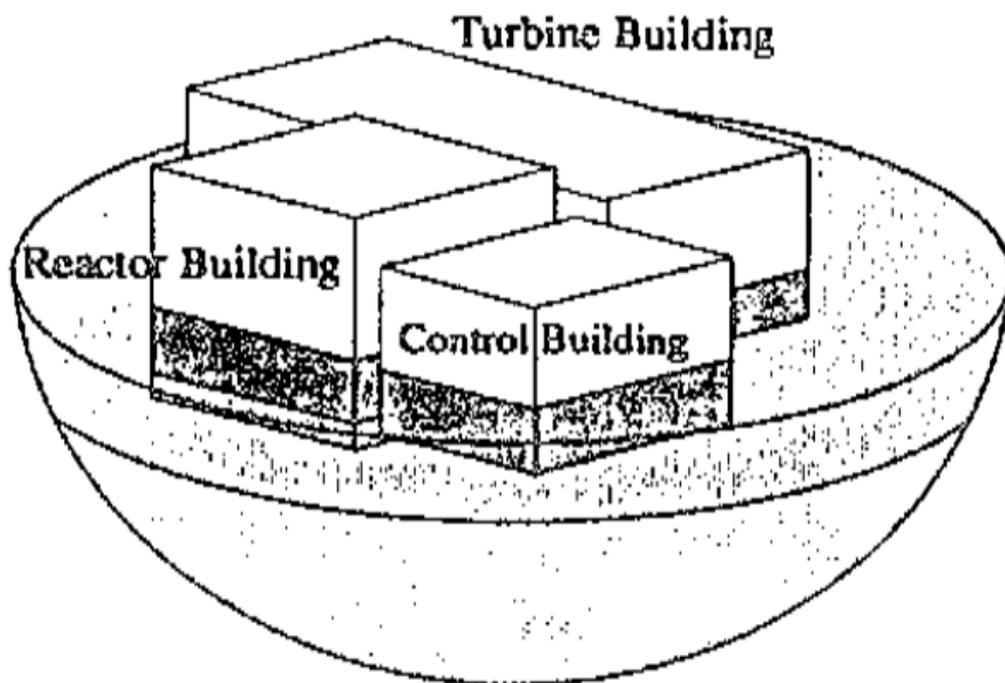
Figure I. 36 Modèle 2D de l'interaction entre le bâtiment de la bibliothèque Millikan et une structure voisine [82].

Parmi les inconvénients de la BEM, la difficulté de son application dans les milieux hétérogènes. De même, son avantage est restreint si la BEM est utilisée pour un problème non-linéaire en raison de l'apparition d'un composant intégral dans le domaine global [1].

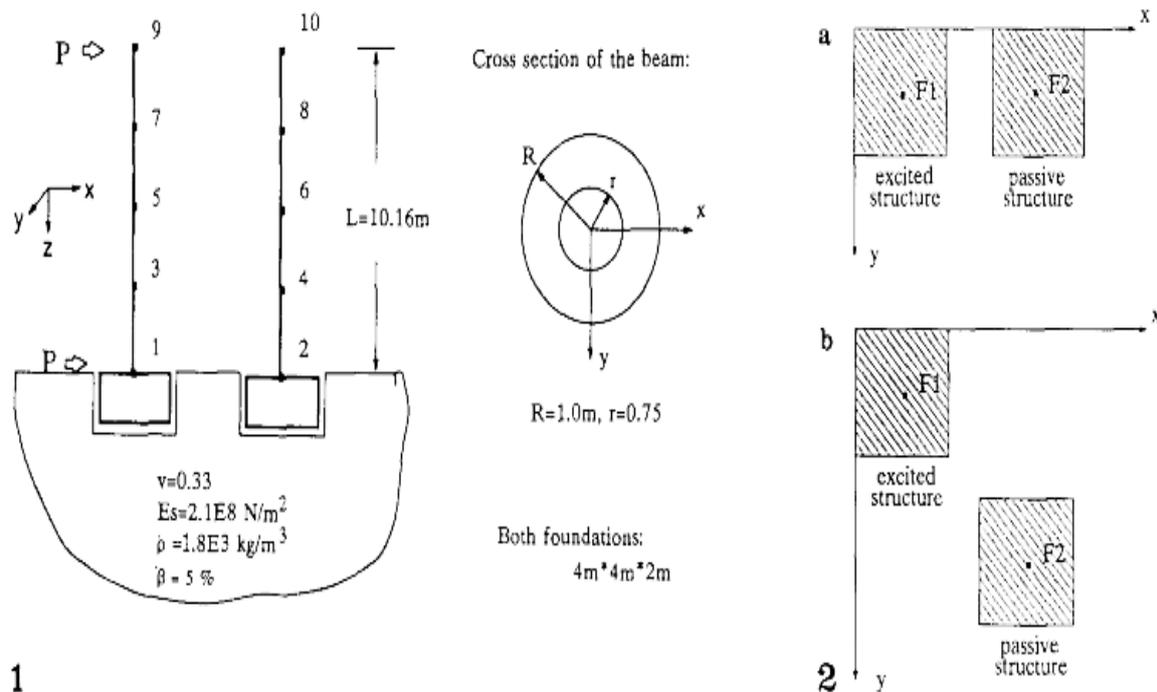
### I.3.3 Méthode hybride MEF-BEM

Dans les années 90, la méthode hybride MEF-BEM a été développée afin de l'utiliser dans le domaine de l'ISSS en raison des inconvénients respectifs de la MEF et la BEM où cette méthode recouvre les avantages de ces deux méthodes. En général, la MEF est utilisée pour modéliser les superstructures, les fondations et le champ proche (near-field) du sol, tandis que la BEM est appliquée pour le champ lointain (far-field) du sol.

Par application de la BEM en 3D et la MEF en 2D, Imamura et al. en 1992 [83] a étudié les caractéristiques sismiques de la réponse d'un système de structures à bases encreées, composé d'un bâtiment de réacteur, un bâtiment de turbine et un bâtiment de commande, et excité par un mouvement fictif (Figure I.37). À la même année, Wang et Schmid [84] ont utilisé la méthode MEF-BEM pour étudier en 3D l'interaction dynamique entre deux structures ayant des fondations profondes, excitées par une force harmonique appliquée sur les deux structures étudiées (Figure I.38).



**Figure I. 37** Modèle 3D d'un système des structures nucléaires à bases enfoncées dans un demi-espace [83].



**Figure I. 38** Système d'interaction structure-sol-structure ; (1) position et (2) arrangement des structures [84].

Dans la plupart des études précédentes mentionnées ci-dessus, les fondations sont considérées comme des corps rigides. Cette prétention est basée sur le fait que les fondations réelles ont habituellement des caractéristiques mécaniques beaucoup plus grandes que le sol fondamental. Cependant, dans les essais dynamiques des bâtiments réels, il est également observé des déformations significatives hors-plan des fondations. D'ailleurs, avec l'augmentation de la fréquence même d'une fondation raide, on remarque une réponse de flexion. Bien que l'acceptation de la prétention que la fondation rigide n'est pas toujours valide, seulement quelques études ont adressé le problème des effets de la flexibilité des fondations sur le comportement dynamique. Vu le manque des études autour de ce domaine, en 1996 et 1998, Qian et al, Tham et al. [85, 86] ont étendu le domaine fréquentiel de la BEM en association avec la fonction de Green du demi-espace et à l'aide également de l'utilisation des éléments finis de huit-nœuds pour étudier les effets de l'interaction entre les systèmes de deux ou plusieurs fondations flexibles, de formes arbitraires et reposantes sur un demi-espace élastique (Figures I.39 et I.40).

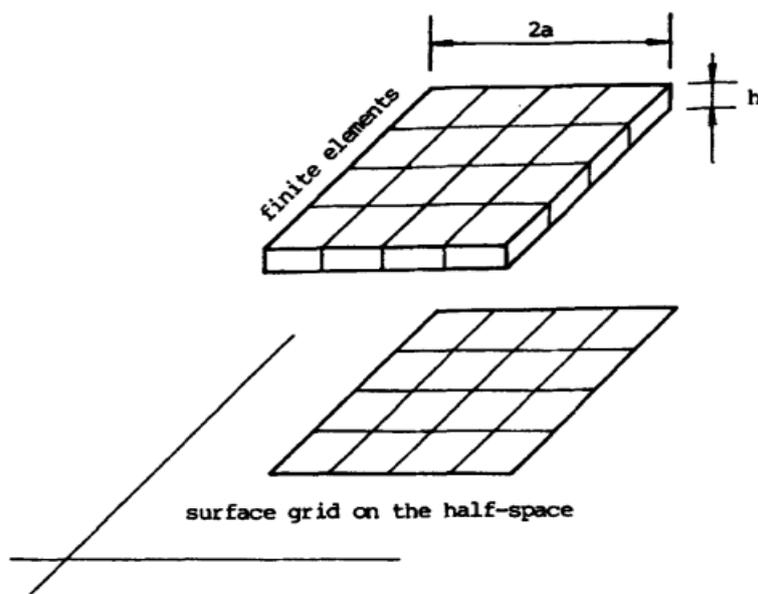


Figure I. 39 Discrétisation 3D d'une fondation à surface flexible [85].

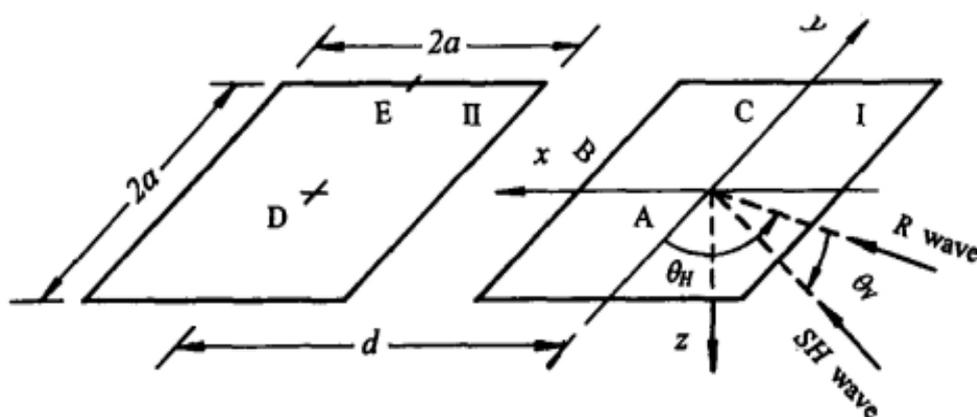


Figure I. 40 Discrétisation d'un système de deux fondations flexibles [86].

Plus tard, en 2001, un modèle numérique hybride a été développé par Lehmann et Antes [87] pour étudier les systèmes de l'interaction dynamiques soumis à des charges harmoniques. Le sol a été approché en utilisant la méthode des éléments de frontières symétrique de Galerkin en 3D (SGBEM) dans les domaines viscoélastiques. Les bâtiments de plusieurs étages ont été représentés par un modèle des éléments finis (Figure I.41). Les travaux récents les plus notables sont les essais réalisés par Padron et al. en 2009 [88] où il a utilisé la MEF-BEM dans le domaine fréquentiel pour analyser l'influence de l'ISSS sur la réponse latérale, verticale et rotationnelle, ainsi que sur les forces de cisaillement aux têtes des pieux pour plusieurs configurations de bâtiments d'un seul étage, sous l'onde incidente de Rayleigh (Figure I.42).

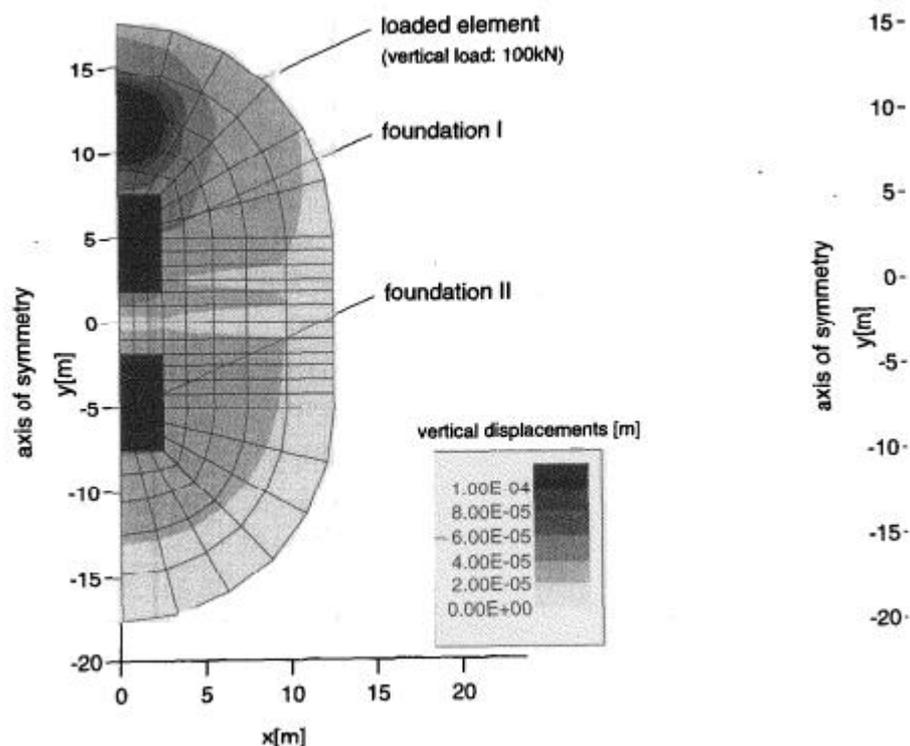


Figure I. 41 Déplacement vertical à la surface du sol autour des deux structures [87].

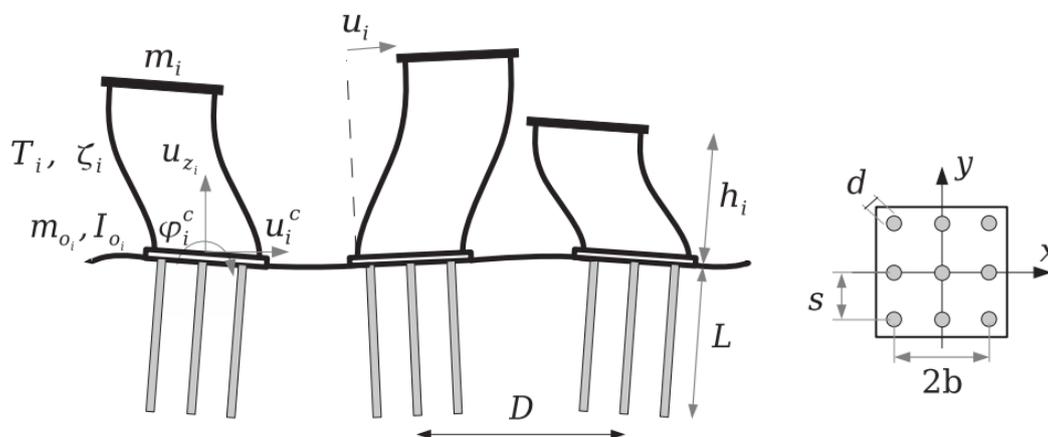


Figure I. 42 Discrétisation d'un groupe de bâtiments voisins soutenus par des pieux [88].

En 2015, Álamo et al. [89] ont utilisé la méthode hybride FEM-BEM pour étudier en 3D les effets de l'interaction structure-sol-structure sur la réponse dynamique des structures à fondations sur pieux, sous l'excitation des ondes sismiques de cisaillement incidentes obliquement (Figure I.43). Les résultats montrent une forte influence du type de l'onde et de l'angle de l'incidence sur les effets de l'interaction. En plus, pour les configurations des structures non élancées, les effets de l'ISSS peuvent considérablement influencés la réponse maximale d'un seul bâtiment en fonction de la séparation entre les structures et l'excitation. En 2017, une formulation 2.5D basée sur la méthode hybride BEM-FEM a été utilisée par

Romero et al. [90] pour estimer la magnitude des bruits générés par les vibrations de deux tunnels voisins, situés dans un demi-espace homogène. La MEF a été utilisée pour modéliser les deux tunnels et la BEM pour modéliser le sol (Figure I.44). Les résultats montrent que l'ISS et l'ISSS influencent le champ de pression acoustique au-dessus de la surface du sol.

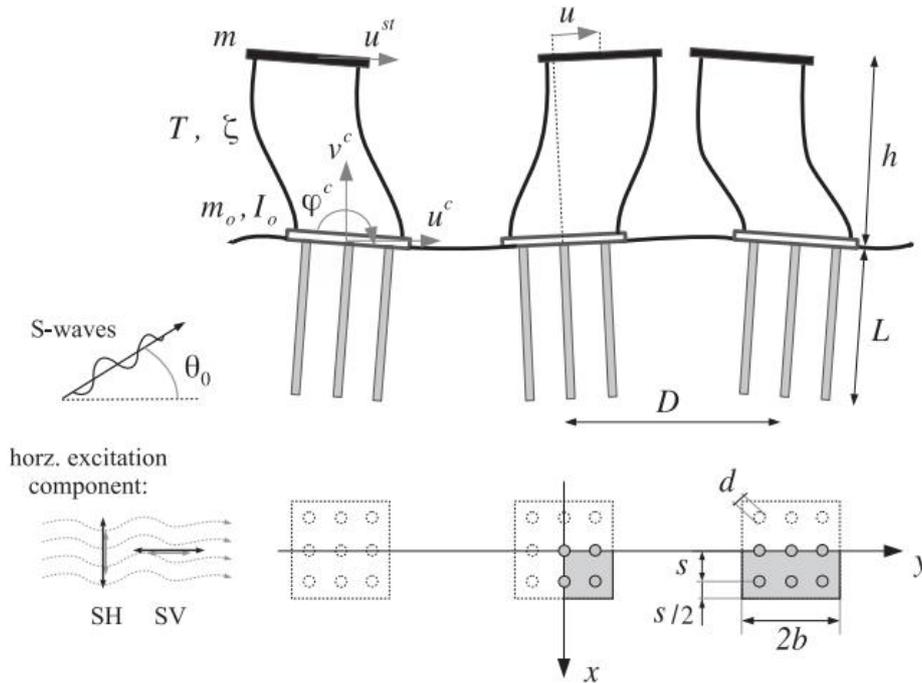


Figure I. 43 Discretisation d'un groupe de bâtiments voisins à fondations sur pieux sous l'excitation des ondes sismiques [89].

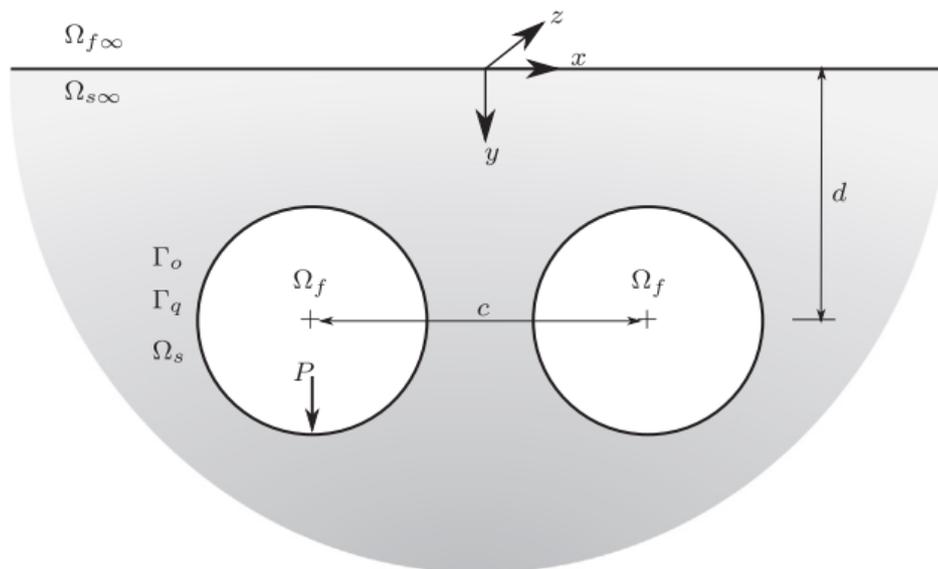


Figure I. 44 Discretisation d'un modèle 2.5D-BEM-MEF de deux tunnels voisins dans un demi-espace homogène [90].

I.4 EXPÉRIENCE

L'expérience est un moyen important pour les chercheurs et les ingénieurs pour améliorer la connaissance des humains sur les lois physiques de la nature. Des essais de vibrations forcées ont été effectués par Maccalden en 1969 [91] et Kobori et al. en 1977 [92] pour étudier l'interaction dynamique entre deux fondations adjacentes (Figure I.45). Après, une série d'essais sur l'ISSS réalisés dans la zone de Fuchinobe, préfecture de Kanagawa à l'ouest de Tokyo, au Japon. En 1980, Mizuno [93] a premièrement clarifié des phénomènes réels de l'ISSS par une série d'essais tels que les essais de vibrations forcées, les mesures et les observations du tremblement de terre pour un bâtiment à grande échelle et une structure modèle comme montré dans la figure (I.46).

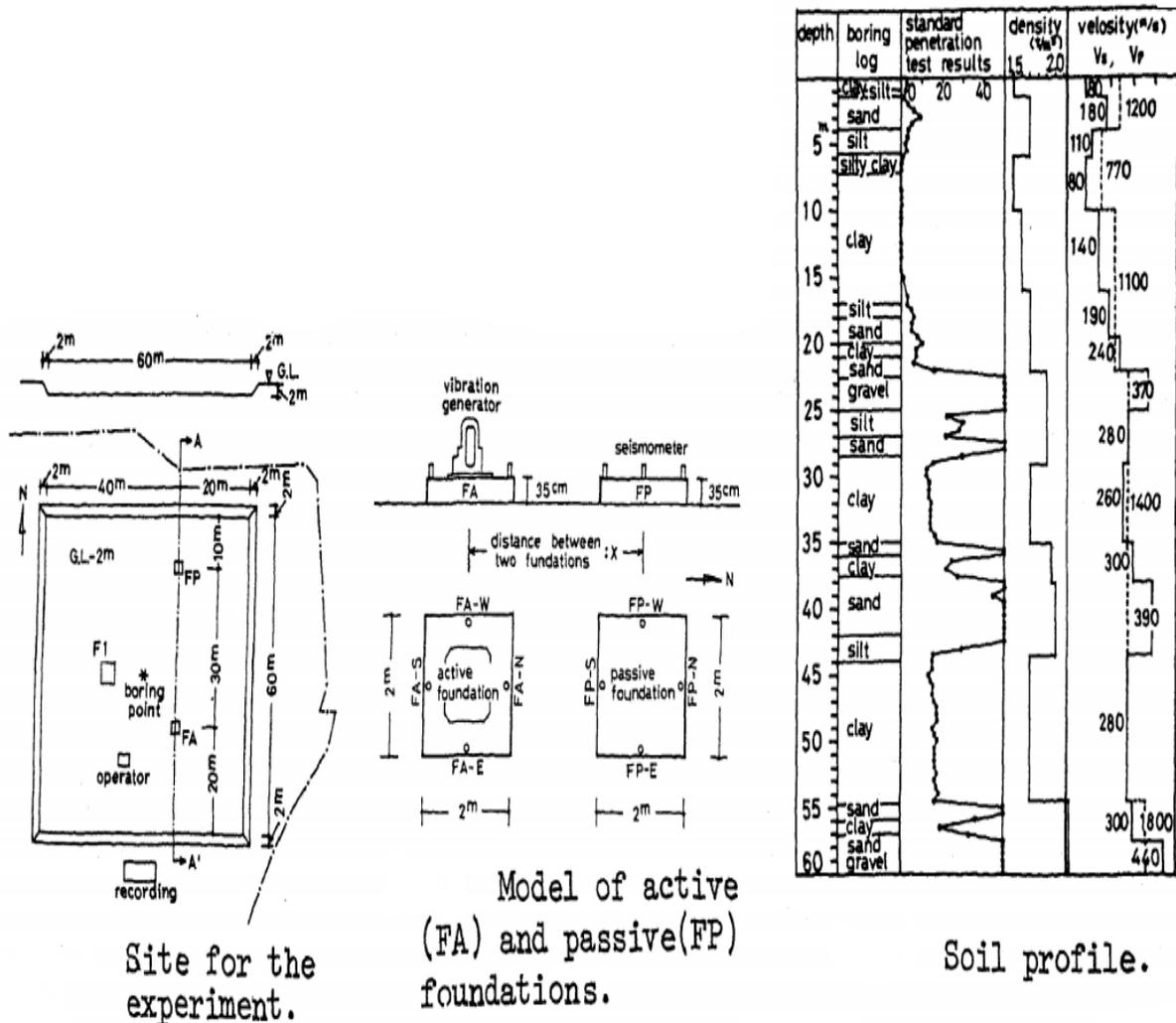
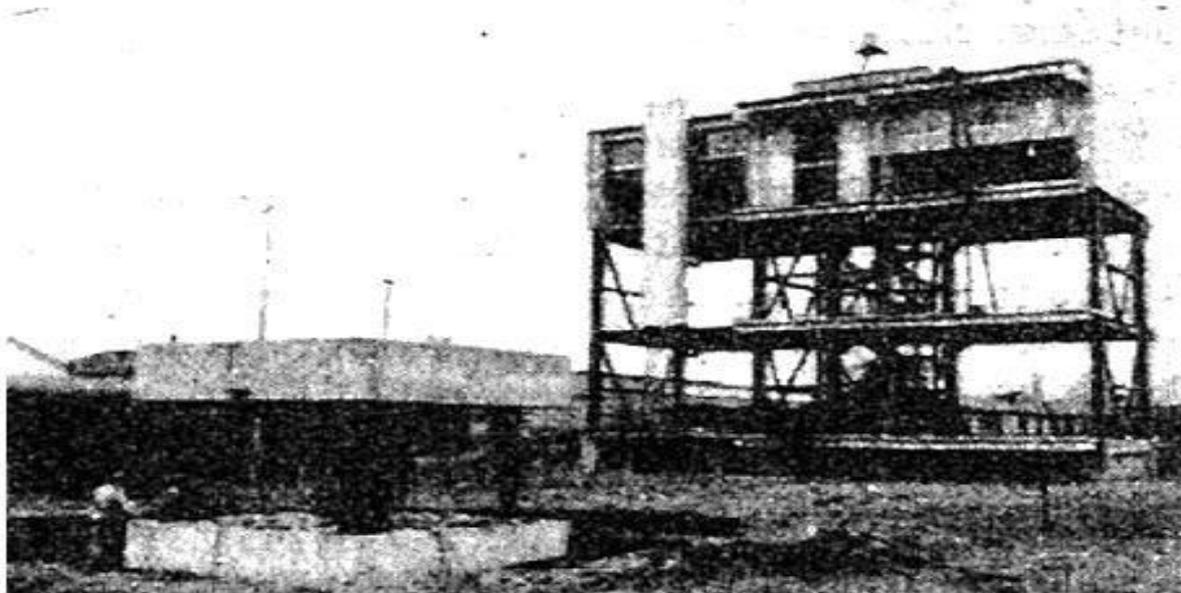


Figure I. 45 Discretisation du site de l'essai, du profil du sol et du modèle des fondations actives et passives [90].



**Figure I. 46** Modèle d'expérience [1].

Afin d'évaluer cet effet, la corporation de l'ingénierie et de l'énergie nucléaire (NUPEC) a dressé une mise en œuvre des essais in situ et en laboratoire, sous le nom : l'essai de modèle sur l'effet de l'interaction dynamique des structures adjacentes en croisement. Entre 1994 et 2002, la commission du ministère du commerce international et de l'industrie au Japon (MITI) a profité de l'avantage des modèles des bâtiments réacteurs et les structures adjacentes. Le programme a fourni un champ des données sur le terrain pour les méthodologies de l'étude conjointement avec les analyses sismiques au sujet de l'effet de l'ISSS. Dans les essais in situ, trois types de modèles sont étudiés, un modèle simple de bâtiment réacteur, deux modèles identiques des réacteurs, et deux bâtiments de types différents (un réacteur et une turbine). Les tests des vibrations forcées et les observations du tremblement de terre sont exécutés in situ. Entre 1998 et 2003, Nakagawa, et al., Kitada et al., Kusama et al., Yano et al. [94-97] ont planifié des tests en laboratoire pour évaluer les caractéristiques de base de l'effet de l'ISSS en utilisant un modèle simple en caoutchouc de silicone pour le demi-espace du sol avec des structures en aluminium. Ces essais sont élaborés sous des vibrations forcées générées par table vibrante. Dans le cadre de la collaboration entre les États-Unis et le Japon sur les problèmes sismiques relatifs aux centrales nucléaires, la commission de la normalisation nucléaire des États-Unis a commandité un programme au laboratoire national de Brookhaven (BNL) pour effectuer une analyse sismique indépendante qui applique des procédures d'analyse communs pour prévoir la réponse des bâtiments sous des effets enregistrés d'un tremblement de terre et en

considérant l'effet de l'ISSS comme montré dans la figure (I.47). Pour considérer les données de l'ISSS dans l'industrie nucléaire, il faut comparer les résultats de l'analyse numérique calculés par le programme SASSI et la méthode de la MEF-BEM. À cet effet, plusieurs travaux ont été réalisés dans le cadre de cette étude par Xu et al. en 2004, Broc en 2006, Clouteau et al. en 2012, Touhami en 2017 [98-101] pour une confrontation des résultats expérimentaux et numériques. Entre 2019 et 2020, Ngo et al. [102, 103] ont étudié l'effet dynamique de l'ISSS en utilisant des tests de centrifugation (Figure I.48).

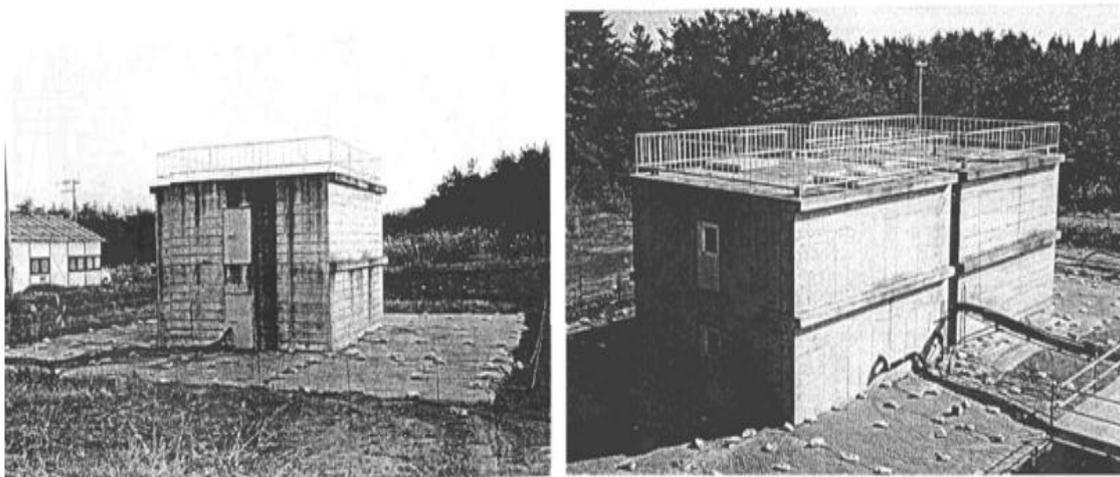


Figure I. 47 Modèle d'expérience de NUPEC [100].

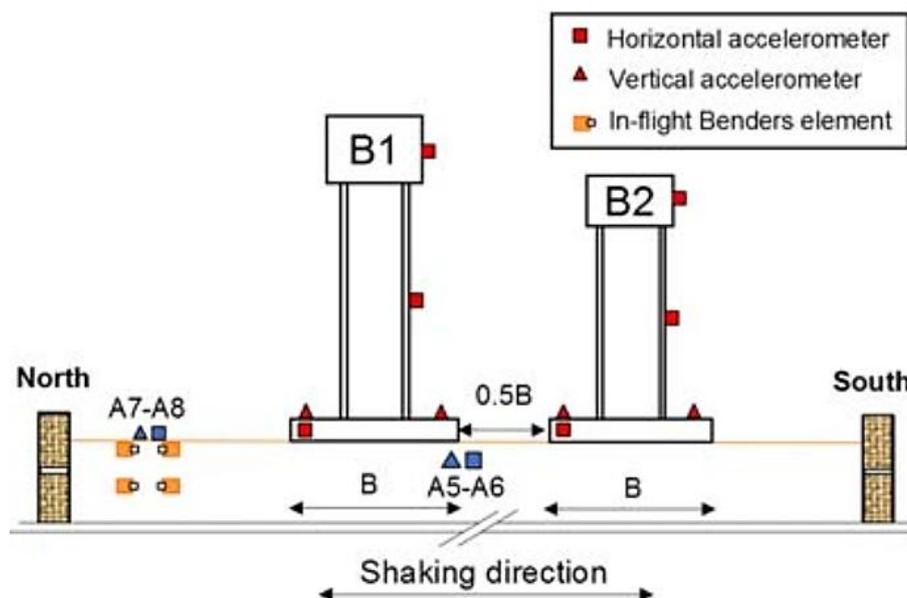
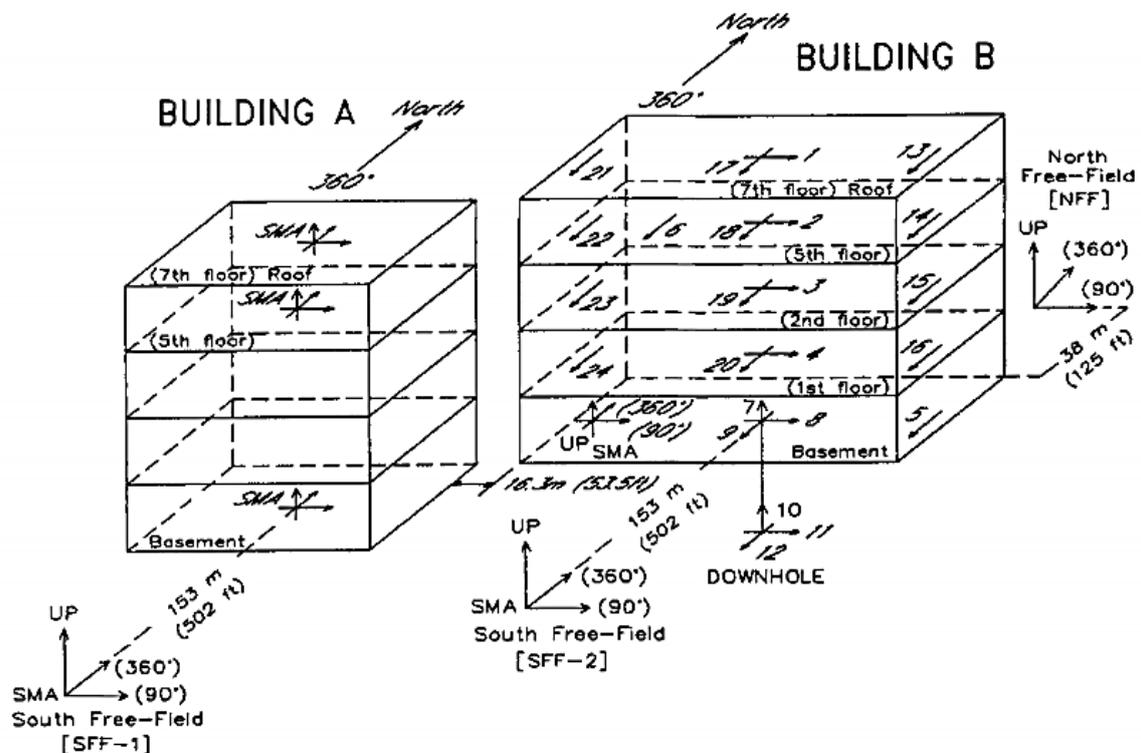


Figure I. 48 Modèle de deux structures en interaction dans le test de centrifugeuse [102, 103].

## I.5 OBSERVATION DE PROTOTYPE

Les études des réponses enregistrées des structures équipées d'instruments constituent une partie intégrale des programmes de réduction des risques de tremblement de terre qui mènent à améliorer les procédures de conception et d'analyse. Les programmes d'instrumentation à mouvement fort sont effectués dans de nombreuses régions actives sismiquement telles que Los Angeles où les deux failles principales de San Andreas et San Jacinto en plus de petites failles actives produisant des séismes de magnitude 7 à 8 avec des intervalles de récurrence d'environ 150 ans [104]. Par conséquent, les études sur les réponses des structures instrumentées faciliteront une meilleure prédiction de la performance des structures lors de futurs tremblements de terre [26]. Les données au sujet de l'ISS sont abondantes [105]. Cependant, selon Menglin et al. en 2011[1], il n'existe pas d'enregistrements des mouvements forts de deux bâtiments adjacents et instrumentés autre que ceux rapportés par Celebi en 1993 [106, 107]. Il a étudié en 1987 l'ensemble des données de la réponse du tremblement de terre Whittier-Narrows ( $M_s=5.6$ ), provenant d'un groupe des instrumentations de mouvement (accélérographe à trois axes), déployés sur trois sites en champ libre, et ce, pour deux bâtiments adjacents à sept étages et à un fond de puits sous la fondation de l'un de ces deux bâtiments (Figure I.49).



**Figure I. 49** Disposition générale des deux bâtiments, du fond de puits, des stations sismologiques et les emplacements de l'instrumentation sismique [106, 107].

## I.6 PROGRAMMES

Le développement de l'informatique a fourni un appui puissant pour l'analyse de l'ISS, ainsi, le calcul est devenu un outil indispensable. Les programmes communs d'analyse sont : CLASSI, FLUSH, ALUSH, SASSI, HASSI, etc.... Cependant, ces programmes ont l'inconvénient de ne mener les analyses que dans le domaine fréquentiel et sont non compatibles pour l'analyse non-linéaire [1]. Actuellement, il existe un grand nombre de programmes EF commerciaux disponibles tels que : ANSYS, ABAQUS, PLAXIS et MSC.MARC, qui ont une interface conviviale et un puissant solveur non-linéaire. Ils sont faciles à maîtriser et simples à utiliser par les utilisateurs techniciens. Lors de leur application dans l'étude de l'ISSS, le plus gros problème réside dans la façon de résoudre l'énorme quantité de calcul due aux larges dimensions du milieu du sol et ses caractéristiques.

## I.7 CONCLUSION

Le développement de l'ISSS est basé sur les résultats de la recherche de l'ISS et du progrès de l'analyse dynamique des sols et des structures. Environ quatre décennies d'étude, quelques théories appropriées ont accompli un progrès extraordinaire. Cependant, il reste un travail considérable à faire. Dans cette partie bibliographique, une revue de la littérature a été élaborée avec quelques remarques importantes, qui sont évoquées comme suit :

1. Pour simplifier les calculs, la plupart des travaux ont pris en compte les fondations peu profondes et superficielles lors de l'étude de l'ISSS. Mais en réalité, dans les dernières années et avec l'augmentation continue de la taille de la superstructure des ouvrages, l'utilisation des fondations profondes est la plus répandue dans les grandes villes du monde à tel point que l'étude de l'interaction entre les fondations profondes et les ouvrages adjacents (tunnel, métro, réservoir, etc.) est devenue de plus en plus nécessaire, notamment pour la construction des projets sensibles.
2. Comme mentionné ci-dessus, le comportement du sol et des structures excède habituellement la phase élastique linéaire et exige l'analyse élasto-plastique surtout dans les cas de présence des sollicitations à grande amplitude ou cycliques. Par conséquent, il est conseillé de prendre en compte l'analyse non-linéaire pour étudier le problème de l'ISSS dans des conditions réelles.
3. Le dommage sismique fournit une grande quantité de données réalistes, efficaces, et riches. Actuellement, il y a des données abondantes au sujet de l'ISS, mais la recherche sur les dommages sismiques reste timide. En lançant la recherche de dommages sismiques, des

données peuvent être acquises pour valider les travaux existants et favoriser l'étude de l'ISSS.

4. Il y a peu d'essais expérimentaux sur l'ISSS qui ont été effectués in situ ou en laboratoires, en utilisant la technique de la table vibrante ou la centrifugeuse.
5. Beaucoup de travaux sont réalisés sur le NPP à cause de son importance. Cependant, la différence entre les types des structures de le NPP et résidentielles, limite et complique l'application et la généralisation des résultats des recherches. À cet effet, plus de travaux doivent être effectués sur les bâtiments des complexes résidentiels pour appliquer leurs résultats sur le NPP.
6. Le but des études est de fournir des conseils pour des projets réels, ainsi la simplification et l'application pratique sont les critères principaux. Les modèles existants basés sur les méthodes sophistiquées sont coûteux, ainsi les méthodes plus simples et plus pratiques sont impératives.
7. La nature du sol, le nombre et la distance entre les structures voisines superficielles ou souterraines peuvent influencer l'interaction entre ces structures et changer de manière significative les réponses dynamiques. Néanmoins, les études sur ces sujets restent timides et insuffisantes où des recherches supplémentaires doivent être menées.

## **CHAPITRE II : APPLICATION DES ELEMENTS FINIS EN GEOTECHNIQUE**

### **II.1 INTRODUCTION**

L'utilisation de la MEF dans l'ingénierie géotechnique a commencé en 1966 au moment où Clough et Woodward l'ont utilisé pour déterminer les contraintes et les mouvements dans les remblais, Reyes et Deer ont décrit son application à l'analyse des ouvertures souterraines dans les roches [108]. De nombreuses études de recherche et applications pratiques ont eu lieu au cours des 30 années qui ont suivi. Au cours de cette période, des progrès considérables ont été faits sur le plan théorique, pratique et numérique [109]. Conditionnée par les progrès effectués dans le domaine informatique et les acquis des mathématiques dans la théorie de l'énergie, des méthodes de projection et d'approximation, la MEF est devenue parmi les méthodes numériques les plus performantes vu son grand champ d'application où elle est utilisée dans de nombreux domaines. Cette évolution de la technologie a amené les chercheurs à étudier des phénomènes plus sophistiqués et l'ingénieur à réaliser des projets de plus en plus complexes, coûteux, soumis à des contraintes de sécurité de plus en plus sévères.

### **II. 2 ANALYSE PAR LA MÉTHODE DES ÉLÉMENTS FINIS**

#### **II.2.2 Concepts de base et calculs**

La MEF consiste à remplacer la structure physique à étudier par un nombre finis d'éléments ou de composants discrets qui représentent le maillage. Ces éléments sont liés entre eux par un nombre de points appelés nœuds. On considère d'abord le comportement de chaque partie indépendante, puis on assemble ces parties de telle sorte qu'on assure l'équilibre des forces et la compatibilité des déplacements réels de la structure en tant qu'objet continu. Donc la MEF est extrêmement puissante puisqu'elle permet d'étudier correctement des structures continues ayant des propriétés géométriques complexes et des conditions de charges diverses. Elle est adaptée parfaitement à la programmation numérique. À cet effet, la MEF est théoriquement parmi les méthodes les plus satisfaisantes, puisqu'elle permet de modéliser des problèmes géotechniques complexes où les étapes de la modélisation nécessitent généralement :

- Une définition de la géométrie qui assure les frontières du calcul.
- Un choix des lois de comportement des milieux étudiés qui définit d'une manière satisfaisante les relations entre les déformations et les différents types des contraintes.

- Les caractéristiques physiques et mécaniques des sols, des ouvrages et des éléments d'interface sol-structures.
- L'état initial des contraintes.

### II.2.3 Formulation faible des équations de mouvement du système dynamique

La figure (II.1) présente le problème schématique de l'interaction sol-structure. La formulation faible de l'équation d'équilibre est la base de la méthode des éléments finis. Tout d'abord, nous devrions déterminer les inconnues, les conditions aux limites, les conditions initiales, les forces extérieures et les équations de mouvement du domaine en considérant l'hypothèse de petites déformations. Les inconnues principales du problème sont :

$$\underline{u}(\underline{X}, t), \underline{\dot{u}}(\underline{X}, t), \underline{\ddot{u}}(\underline{X}, t) \text{ et } \underline{\underline{\sigma}}(\underline{X}, t) \text{ dans le domaine } \Omega \quad (\text{II.1})$$

Où,  $\underline{u}(\underline{X}, t)$  est le champ de déplacement qui dépend de la position du point, la coordonnée globale  $\underline{X}$  et le temps  $t$ .  $\underline{\dot{u}}(\underline{X}, t)$  et  $\underline{\ddot{u}}(\underline{X}, t)$  sont respectivement les champs de vitesse et d'accélération. Le domaine  $\Omega$  comprend la structure, le sol et l'interface.

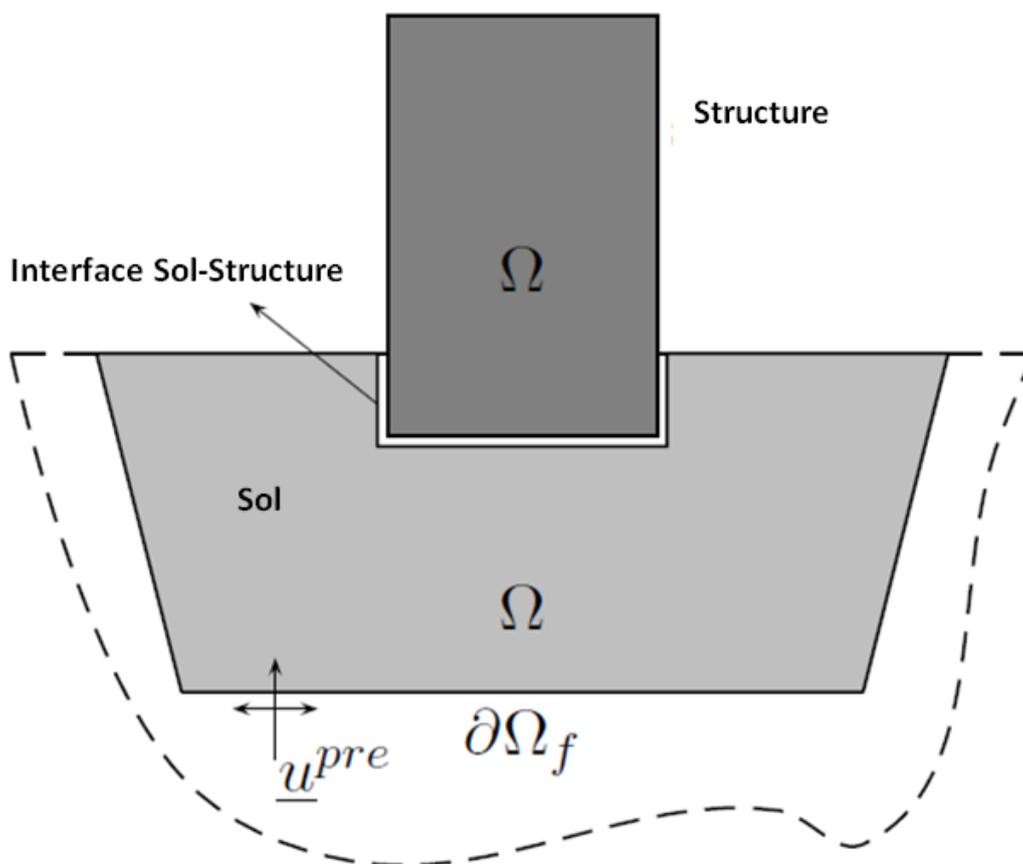


Figure II. 1 Définition du système global [110].

Les équations du système sont [111]:

- Compatibilité géométrique (hypothèse des petites déformations) :

$$\underline{\underline{\epsilon}} = \frac{1}{2} \left( \underline{\underline{grad}}(\underline{u}) + \underline{\underline{grad}}^T(\underline{u}) \right) \quad (\text{II. 2})$$

- Équation du mouvement :

$$\underline{\underline{div}}\underline{\underline{\sigma}} + \underline{f} - \rho\underline{\underline{u}} = \underline{0} \quad (\text{II. 3})$$

- Équation d'état (loi constitutive) :

$$\underline{\underline{\sigma}} = \underline{\underline{\sigma}}(\underline{\underline{\epsilon}}, \underline{\underline{\epsilon}}^p, \dots) \quad (\text{II. 4})$$

Où,  $\rho$  et  $\underline{f}$  sont la densité du matériau et le vecteur des forces corporelles dans  $\Omega$  respectivement. L'équation (II.4) définit les équations constitutives des différents matériaux du système qui seraient linéaires dans le cas de la structure et linéaires ou non linéaires pour le sol. Les conditions aux limites du problème sont :

$$\underline{\underline{\sigma}}(\underline{X}, t) \cdot \underline{n} = \underline{t} \quad \text{et} \quad \underline{u}(\underline{X}, t) = \underline{u}^{pre} \quad \text{à} \quad \partial\Omega_f \quad (\text{II. 5})$$

Où,  $\underline{t}$  est le vecteur des forces aux limites et  $\underline{u}^{pre}$  est le vecteur du déplacement appliqué (prescrit). Les conditions initiales à  $t_0$  sont :

$$\underline{u}(\underline{X}, t_0), \underline{\underline{u}}(\underline{X}, t_0), \underline{\underline{u}}(\underline{X}, t_0) \quad \text{et} \quad \underline{\underline{\sigma}}(\underline{X}, t_0) \quad \text{dans le domaine} \quad \Omega \quad (\text{II. 6})$$

Considérant un vecteur de déplacement arbitraire  $\underline{\hat{u}}(\underline{X}, t)$ , et multipliant l'équation du mouvement par ce vecteur et intégrant ce produit à tout le système, la faible formulation de l'équation de mouvement (Équation II.3) du système est obtenue comme suit :

$$\int_{\Omega} \underline{\hat{u}} \cdot \left[ \underline{\underline{div}}\underline{\underline{\sigma}} + \underline{f} - \rho\underline{\underline{u}} \right] d\Omega = 0 \quad (\text{II. 7})$$

Au moyen de la symétrie du tenseur des contraintes et du théorème de divergence, on a :

$$\int_{\Omega} \underline{\hat{\epsilon}} : \underline{\underline{\sigma}} d\Omega + \int_{\Omega} \rho \underline{\hat{u}} \cdot \underline{\underline{u}} d\Omega - \int_{\partial\Omega_f} \underline{\hat{u}} \cdot \left[ \underline{\underline{\sigma}} \cdot \underline{n} \right] dS - \int_{\Omega} \underline{\hat{u}} \cdot \underline{f} d\Omega = 0 \quad (\text{II. 8})$$

On a également :

$$\underline{\hat{\epsilon}} = \frac{1}{2} \left( \underline{\underline{grad}}(\underline{\hat{u}}) + \underline{\underline{grad}}^T(\underline{\hat{u}}) \right) \quad (\text{II. 9})$$

L'équation (II.8) présente la formulation faible du système à tout instant  $t$ . Par conséquent, pour résoudre le problème, le vecteur du déplacement  $\underline{u}(\underline{X}, t)$  doit être trouvé afin de minimiser l'équation (II.9) pour tout champ de déplacement virtuel, admissible et arbitraire  $\underline{\hat{u}}(\underline{X}, t)$ . La méthode des éléments finis est utilisée pour trouver la solution

approximative de cette équation.

## II.2.3 Discrétisation spatiale et temporelle du problème

### II.2.3.1 Discrétisation de l'espace

Grâce à la méthode des éléments finis, le système est discrétisé dans l'espace pour réduire la taille des champs  $\hat{u}$  admissibles. Concernant la discrétisation dans l'espace, le système peut être divisé en éléments finis, correspondant à un certain nombre de nœuds où les déplacements sont les inconnues du problème. La relation entre le champ de déplacement et le vecteur des déplacements nodaux sont donnés sous forme matricielle comme suit [111]:

$$\underline{u}(\underline{X}, t) = [N(\underline{X})]\{\underline{U}(t)\} \quad (\text{II. 10})$$

Où,  $\{\underline{U}(t)\}$  représente le vecteur des déplacements nodaux et  $[N(\underline{X})]$  la matrice des fonctions de forme des éléments qui dépendent du type d'éléments. De la même manière, les champs de vitesse  $\underline{\dot{u}}(\underline{X}, t)$  et d'accélération  $\underline{\ddot{u}}(\underline{X}, t)$  peuvent être obtenus pour chaque nœud et à chaque instant par les vecteurs nodaux de vitesse  $\underline{\dot{U}}(t)$  et d'accélération  $\underline{\ddot{U}}(t)$ :

$$\underline{\dot{u}}(\underline{X}, t) = [N(\underline{X})]\{\underline{\dot{U}}(t)\} \quad (\text{II. 11})$$

$$\underline{\ddot{u}}(\underline{X}, t) = [N(\underline{X})]\{\underline{\ddot{U}}(t)\} \quad (\text{II. 12})$$

Le champ de déformation  $\underline{\underline{\epsilon}}(\underline{X}, t)$  est obtenu en utilisant les déplacements nodaux et la dérivée spatiale des fonctions de forme.

$$\underline{\underline{\epsilon}}(\underline{X}, t) = [B(\underline{X})]\{\underline{U}(t)\} \quad (\text{II. 13})$$

Où,  $[B(\underline{X})]$  contient la dérivée spatiale des fonctions de forme :

$$[B(\underline{X})] = \frac{\partial [N]}{\partial \underline{X}} \quad (\text{II. 14})$$

### II.2.3.2 Discrétisation dans le temps

Le problème peut être discrétisé dans le temps en utilisant des séries d'intervalles de  $\Delta_n t$ . Par conséquent, le problème peut être reformulé dans l'incrément de temps,  $\Delta_n t = t_n - t_{n-1}$ , en considérant les valeurs inconnues dans le temps  $t_n$  et les valeurs connues dans l'incrément précédent,  $t_{n-1}$ . La forme incrémentale de la formulation faible de l'équation d'équilibre (II. 8) devient :

$$\int_{\Omega} \underline{\underline{\hat{\epsilon}}} : \Delta_n \underline{\underline{\sigma}} d\Omega + \int_{\Omega} \rho \underline{\hat{u}} \cdot \Delta_n \underline{\ddot{u}} d\Omega - \int_{\partial\Omega_f} \underline{\hat{u}} \cdot \Delta_n \underline{t} dS - \int_{\Omega} \underline{\hat{u}} \cdot \Delta_n \underline{f} d\Omega = 0 \quad (\text{II. 15})$$

Avec des conditions initiales à  $t_{n-1}$  dans  $\Omega$  :  $\underline{u}_{n-1}, \underline{\dot{u}}_{n-1}, \underline{\ddot{u}}_{n-1}$  et  $\underline{\sigma}_{n-1}$ .

### II. 2.3.3 Formulation matricielle du problème

En utilisant la discrétisation spatiale des équations (II. 10) à (II. 13), l'équation incrémentale (II. 15) peut être réécrite sous forme matricielle :

$$\int_{\Omega} [B]^T \Delta_n \underline{\underline{\sigma}} d\Omega + \int_{\Omega} \rho [N]^T [N] \Delta_n \underline{\underline{\ddot{u}}}(t) d\Omega = \int_{\partial\Omega_f} [N] \Delta_n \underline{t} dS + \int_{\Omega} [N] \Delta_n \underline{f} d\Omega \quad (\text{II. 16})$$

Ou sous une autre forme :

$$[M] \{ \Delta_n \underline{\underline{\ddot{u}}}(t) \} + \{ \Delta_n \underline{F}_{int} \} = \{ \Delta_n T \} + \{ \Delta_n \underline{F} \} = \{ \Delta_n \underline{F}_{ext} \} \quad (\text{II. 17})$$

Où :

$$[M] = \int_{\Omega} \rho [N]^T [N] d\Omega$$

$$\{ \Delta_n \underline{F}_{int} \} = \int_{\Omega} [B]^T \Delta_n \underline{\underline{\sigma}} d\Omega$$

$$\{ \Delta_n T \} = \int_{\partial\Omega_f} [N] \Delta_n \underline{t} dS$$

$$\{ \Delta_n \underline{F} \} = \int_{\Omega} [N] \Delta_n \underline{f} d\Omega$$

Dans l'équation (II. 17),  $\{ \Delta_n \underline{F}_{int} \}$  est la forme matricielle du vecteur incrémental des forces internes du système. Elle dépend de la matrice de contraintes incrémentales entre  $t_{n-1}$  et  $t$  qu'en général, pour un modèle constitutif non linéaire, ne peut pas être exprimée directement en termes de déformation incrémentale  $\Delta_n \underline{\underline{\epsilon}}$ . En général, le système défini dans l'équation (II. 17) est non linéaire. Par conséquent, sa résolution doit être effectuée à l'aide d'un algorithme itératif. La méthode Newton-Raphson est largement utilisée pour linéariser le vecteur incrémental des efforts internes par rapport à la déformation. La méthode de Newton-Raphson est le processus le plus rapidement convergent pour les solutions des problèmes dans lequel une seule évaluation de l'équation est faite à chaque itération [112]. Le problème de cette méthode est qu'à chaque itération, la matrice de rigidité doit être recalculée. La méthode Newton-Raphson modifiée peut être utilisée aussi. Évidemment, la procédure convergera à une vitesse plus lente mais la matrice de rigidité sera constante à chaque incrément. La résolution du système devient ainsi itérative. Le système est résolu à l'incrément  $n$  et à l'itération  $(i - 1)$  et la solution du système à l'incrément  $n$  et à l'itération

(i) est recherchée jusqu'à ce que les différences entre deux solutions successives deviennent suffisamment petites (critère de convergence). De ce fait ;

$$\begin{aligned} \{\Delta_n^{(i)} \underline{F}_{int}\} &= \{\Delta_n^{(i-1)} \underline{F}_{int}\} + \frac{\partial \{\Delta_n^{(i-1)} \underline{F}_{int}\}}{\partial \underline{\underline{\epsilon}}} \\ &= \{\Delta_n^{(i-1)} \underline{F}_{int}\} + \int_{\Omega} [B]^T \frac{\partial \{\Delta_n^{(i-1)} \underline{\underline{\sigma}}\}}{\partial \{\Delta_n^{(i-1)} \underline{\underline{\epsilon}}\}} [B] \{d_n^{(i)}(\underline{U}(t))\} d\Omega \end{aligned} \quad (II. 18)$$

Où, la matrice de comportement élastoplastique  $\partial \{\Delta_n^{(i-1)} \underline{\underline{\sigma}}\} / \{\Delta_n^{(i-1)} \underline{\underline{\epsilon}}\}$  est connue à l'incrément  $n$  et l'itération  $(i - 1)$ . Au moyen de l'équation (II.14) à (II.18), la forme incrémentale de l'équation d'équilibre (II.16) peut être obtenue à l'itération  $(i)$  :

$$[M] \{\Delta_n^{(i)} \underline{\dot{U}}(t)\} + [K]_n^{(i-1)} \{d_n^{(i)}(\underline{U}(t))\} = \{\Delta_n \underline{F}_{ext}\} - \{\Delta_n^{(i-1)} \underline{F}_{int}\} \quad (II. 19)$$

Où ;

$$[K]_n^{(i-1)} = \int_{\Omega} [B]^T \frac{\partial \{\Delta_n^{(i-1)} \underline{\underline{\sigma}}\}}{\partial \{\Delta_n^{(i-1)} \underline{\underline{\epsilon}}\}} [B] d\Omega \quad (II. 20)$$

$$\{\Delta_n \underline{F}_{ext}\} = \{\Delta_n T\} + \{\Delta_n \underline{F}\}$$

$[M]$  est la matrice de masse,  $[K]_n^{(i-1)}$  est la matrice de rigidité et  $\{\Delta_n \underline{F}_{ext}\}$  est le vecteur des forces externes incrémentales appliquées au système.

#### II. 2.3.4 Algorithme d'intégration temporelle

Pour intégrer l'équation incrémentale (II. 19) dans le temps, il existe deux schémas numériques différents. Premièrement, la méthode implicite, où différentes inconnues sont obtenues au temps  $t_n$  au moyen de l'équation d'équilibre (II. 19) formulée au temps  $t_n$ ; la seconde est la méthode explicite, où les inconnues sont obtenues au temps  $t_n$  au moyen de l'équation (II. 19) formulée au temps  $(i - 1)$ . La méthode implicite du second ordre est fréquemment utilisée, connue pour ses performances et son caractère inconditionnellement stable et bien connue aussi sous le nom *algorithme de Newmark*. Les étapes de cette méthode sont décrites comme suit :

$$\begin{cases} \Delta_n^{(i)} \underline{U} = \underline{U}_n^{(i)} - \underline{U}_{n-1} \\ \Delta_n^{(i)} \underline{\dot{U}} = \underline{\dot{U}}_n^{(i)} - \underline{\dot{U}}_{n-1} \\ \Delta_n^{(i)} \underline{\dot{U}} = \underline{\dot{U}}_n^{(i)} - \underline{\dot{U}}_{n-1} \end{cases}$$

Et ;

$$\underline{U}_n^{(i)} - \underline{U}_n^{(i-1)} = d_n^{(i)} \underline{U} \quad \Rightarrow \quad \Delta_n^{(i)} \underline{U} = \Delta_n^{(i-1)} \underline{U} + d_n^{(i)} \underline{U} \quad (\text{II. 21})$$

Où :

$$\Delta_n^{(i)} \underline{U} = (\Delta_n t) \underline{\dot{U}}_{n-1} + \frac{(\Delta_n t)^2}{2} \left[ (1 - 2\beta) \underline{\ddot{U}}_{n-1} + 2\beta \underline{\ddot{U}}_n^{(i)} \right] \quad (\text{II. 22})$$

$$\Delta_n^{(i)} \underline{\dot{U}} = (\Delta_n t) \left[ (1 - 2\gamma) \underline{\ddot{U}}_{n-1} + \gamma \underline{\ddot{U}}_n^{(i)} \right] \quad (\text{II. 23})$$

En substituant l'équation (II. 21), on peut obtenir :

$$\Delta_n^{(i)} \underline{U} = (\Delta_n t) \underline{\dot{U}}_{n-1} + (\Delta_n t)^2 \left[ \frac{1}{2} \underline{\ddot{U}}_{n-1} + \beta \Delta_n^{(i)} \underline{\ddot{U}} \right] \quad (\text{II. 24})$$

$$\Delta_n^{(i)} \underline{\dot{U}} = (\Delta_n t) \left[ \underline{\ddot{U}}_{n-1} + \gamma \Delta_n^{(i)} \underline{\ddot{U}} \right] \quad (\text{II. 25})$$

Où,  $\Delta_n^{(i)} \underline{\dot{U}}$  et  $\Delta_n^{(i)} \underline{\ddot{U}}$  peut être obtenus par les équations (II. 26) et (II. 27).

$$\Delta_n^{(i)} \underline{\ddot{U}} = \frac{1}{\beta(\Delta_n t)^2} \left( \Delta_n^{(i-1)} \underline{U} + d_n^{(i)} \underline{U} \right) - \frac{1}{\beta(\Delta_n t)} \underline{\dot{U}}_{n-1} - \left( \frac{1}{2\beta} - 1 + 1 \right) \underline{\ddot{U}}_{n-1} \quad (\text{II. 26})$$

$$\Delta_n^{(i)} \underline{\dot{U}} = \frac{\gamma}{\beta(\Delta_n t)} \left( \Delta_n^{(i-1)} \underline{U} + d_n^{(i)} \underline{U} \right) - \left( \frac{\gamma}{\beta} - 1 + 1 \right) \underline{\dot{U}}_{n-1} - (\Delta_n t) \left( 1 - \frac{\gamma}{2\beta} \right) \underline{\ddot{U}}_{n-1} \quad (\text{II. 27})$$

Et enfin par définition de  $a_i$  :

$$\Delta_n^{(i)} \underline{\ddot{U}} = a_0 \left( \Delta_n^{(i-1)} \underline{U} + d_n^{(i)} \underline{U} \right) - a_2 \underline{\dot{U}}_{n-1} - (a_3 + 1) \underline{\ddot{U}}_{n-1} \quad (\text{II. 28})$$

$$\Delta_n^{(i)} \underline{\dot{U}} = a_1 \left( \Delta_n^{(i-1)} \underline{U} + d_n^{(i)} \underline{U} \right) - (a_4 + 1) \underline{\dot{U}}_{n-1} - a_5 \underline{\ddot{U}}_{n-1} \quad (\text{II. 29})$$

Où ;

$$\begin{cases} a_0 = \frac{1}{\beta(\Delta_n t)^2} \\ a_1 = \frac{\gamma}{\beta(\Delta_n t)} \\ a_2 = \frac{1}{\beta(\Delta_n t)} \end{cases} \quad \text{et} \quad \begin{cases} a_3 = \frac{1}{2\beta} - 1 \\ a_4 = \frac{\gamma}{\beta} - 1 \\ a_5 = (\Delta_n t) \left( 1 - \frac{\gamma}{2\beta} \right) \end{cases}$$

Les paramètres  $\beta$  et  $\gamma$  sont les constants de la méthode. La stabilité numérique du schéma d'intégration dans le temps dépend de ces paramètres. Les valeurs de ces constantes doivent être sélectionnées pour lesquelles le schéma est inconditionnellement stable et n'induit aucun amortissement numérique dans le système. Par conséquent, la dissipation dans le système est uniquement due au comportement des matériaux et à l'amortissement de radiation.

En remplaçant  $\Delta_n^{(i)} \underline{\ddot{U}}$  de l'équation (II. 28) à l'équation d'équilibre du système (Équation II. 19),

on trouve :

$$\begin{aligned} [M] \left[ a_0 \left( \Delta_n^{(i-1)} \underline{U} + d_n^{(i)} \underline{U} \right) - a_2 \dot{\underline{U}}_{n-1} - (a_3 + 1) \ddot{\underline{U}}_{n-1} \right] + [K]_n^{(i-1)} \left\{ d_n^{(i)} \left( \underline{U}(t) \right) \right\} \\ = \{ \Delta_n \underline{F}_{ext} \} - \{ \Delta_n^{(i-1)} \underline{F}_{int} \} \end{aligned} \quad (\text{II. 30})$$

Et enfin, on obtient une nouvelle équation du système présentée comme suit :

$$[\hat{K}]_n^{(i-1)} \left\{ d_n^{(i)} \left( \underline{U}(t) \right) \right\} = \{ R \}_n^{(i-1)} \quad (\text{II. 31})$$

Où,  $[\hat{K}]_n^{(i-1)}$  est la matrice de rigidité équivalente telle que ;

$$[\hat{K}]_n^{(i-1)} = [K]_n^{(i-1)} + a_0 [M] \quad (\text{II. 32})$$

Et  $\{ R \}_n^{(i-1)}$  est le vecteur résiduel équivalent du système dynamique ;

$$\{ R \}_n^{(i-1)} = \{ \Delta_n \underline{F}_{ext} \} - \{ \Delta_n^{(i-1)} \underline{F}_{int} \} - [M] \left[ a_0 \Delta_n^{(i-1)} \underline{U} - a_2 \dot{\underline{U}}_{n-1} - (a_3 + 1) \ddot{\underline{U}}_{n-1} \right] \quad (\text{II. 33})$$

### II. 2.3.5 Degrés de liberté prescrits

Afin de diminuer la taille du problème à résoudre, cela pourrait être très important en 2 ou 3 dimensions notamment dans le cas des problèmes non linéaires, il est courant de distinguer les degrés de liberté prescrits par rapport aux degrés de liberté inconnus à chaque nœud. Donc, on divise le vecteur de déplacement des nœuds en deux sous-secteurs :

$$\{ \underline{U} \} = \{ \underline{U}_{inc} \} + \{ \underline{U}_{pre} \} \quad (\text{II. 34})$$

Où,  $\{ \underline{U}_{inc} \}$  est le vecteur des déplacements inconnus et  $\{ \underline{U}_{pre} \}$  est le vecteur des déplacements prescrits. Par conséquent, la résolution du système ne sera effectuée que sur les degrés de liberté inconnus  $\{ \underline{U}_{inc} \}$ . En statique, ce partitionnement ajoute à chaque incrément un terme de force dans la deuxième partie de l'équation d'équilibre du système comme suit :

$$[K]_n^{(i-1)} \left\{ d_n^{(i)} \underline{U}_{inc} \right\} = \{ \Delta_n \underline{F}_{ext} \} - \{ \Delta_n^{(i-1)} \underline{F}_{int} \} - [K_{elas}] \{ \Delta_n \underline{F}_{pre} \} \quad (\text{II. 35})$$

Où,  $[K_{elas}]$  est la matrice de rigidité élastique du système défini au moyen de la matrice de comportement élastique  $[D]$  du système :

$$[K_{elas}] = \int_{\Omega} [B]^T [D] [B] d\Omega \quad (\text{II. 36})$$

Dans les problèmes dynamiques, afin de diminuer la taille du système en plus des déplacements nodaux, les vitesses et les accélérations nodales doivent également être partitionnées de la même

manière :  $\{\dot{U}\} = \{\dot{U}_{inc}\} + \{\dot{U}_{pre}\}$  et  $\{\ddot{U}\} = \{\ddot{U}_{inc}\} + \{\ddot{U}_{pre}\}$ . Comme le vecteur global du déplacement nodal  $\{U\}$ ,  $\{\dot{U}\}$  et  $\{\ddot{U}\}$ , les degrés de liberté prescrits pourraient être formulés de manière incrémentale en utilisant l'algorithme de Newmark:

$$\Delta_n \underline{U}_{pre} = a_0 \Delta_n \underline{U}_{pre} - a_2 (\underline{U}_{pre})_{n-1} - (a_3 + 1) (\underline{U}_{pre})_{n-1} \quad (\text{II. 37})$$

$$\Delta_n \dot{\underline{U}}_{pre} = a_1 \Delta_n \underline{U}_{pre} - (a_4 + 1) (\dot{\underline{U}}_{pre})_{n-1} - a_5 (\underline{U}_{pre})_{n-1} \quad (\text{II. 38})$$

En substituant ces équations dans l'équation du mouvement (II.19), on a obtenu un nouveau système qui peut être définie de la même manière que l'équation (II.31) :

$$[\hat{K}]_n^{(i-1)} \{d_n^{(i)} \underline{U}_{inc}\} = \{R\}_n^{(i-1)} \quad (\text{II. 39})$$

Avec la seule modification dans le vecteur résiduel  $\{R\}_n^{(i-1)}$  qui est donné comme suit :

$$\begin{aligned} \{R\}_n^{(i-1)} = & \{\Delta_n \underline{F}_{ext}\} - \{\Delta_n^{(i-1)} \underline{F}_{int}\} \\ & - [M] \left[ a_0 \Delta_n^{(i-1)} \underline{U}_{inc} - a_2 \{\dot{\underline{U}}_{inc}\}_{n-1} - (a_3 + 1) \{\ddot{\underline{U}}_{inc}\}_{n-1} \right] - [K_{elas}] \{\Delta_n \underline{U}_{pre}\} \\ & - [M] \left[ a_0 \{\Delta_n \underline{U}_{pre}\} - a_2 \{\dot{\underline{U}}_{pre}\}_{n-1} - (a_3 + 1) \{\ddot{\underline{U}}_{pre}\}_{n-1} \right] \end{aligned} \quad (\text{II. 40})$$

La troisième ligne de cette équation prend en compte un chargement dynamique supplémentaire associé aux degrés de liberté prescrits. Cette formulation générale permet en plus de diminuer la taille du système, introduit directement les charges sous forme de vitesse initiale  $\{\dot{\underline{U}}_{pre}\}_0$  ou accélération initiale  $\{\ddot{\underline{U}}_{pre}\}_0$  prescrite à certains nœuds.

### II. 2.3.6 Calcul des contraintes aux points d'intégration

À chaque itération ( $i$ ), au moyen de l'équation (II.39), les nouveaux déplacements nodaux incrémentaux  $d_n^{(i)} \underline{U}$  permettent après intégration des lois de comportement, de déterminer en chaque point d'intégration, le nouvel état de contrainte  $\underline{\sigma}_n^{(i)}$ . Il existe deux méthodes différentes pour déterminer ce nouvel état de contrainte; soit en considérant l'état de contrainte à l'incrément précédent  $\underline{\sigma}_{n-1}$  (où il est statiquement et cinématiquement admissible et satisfait les équations constitutives) et le déplacement incrément (ou déformation par l'équation (II.24))  $\Delta_n^{(i)} \underline{U} = \underline{U}_n^{(i-1)} - d_n^{(i)} \underline{U}$ ; soit en considérant l'état de la contrainte à l'itération précédente  $\underline{\sigma}_{n-1}^{i-1}$  (qui ne satisfait que les équations constitutives), et le déplacement incrémental  $d_n^{(i)} \underline{U}$  uniquement. Dans le premier cas, la mise à jour des contraintes à chaque incrément est effectuée par un schéma d'intégration implicite; alors que dans le second cas, il est effectué par intégration explicite. Le

nouvel état de contrainte  $\underline{\underline{\sigma}}_n^{(i)}$  permet d'obtenir le nouveau vecteur résiduel et notamment le vecteur des efforts internes :

$$\{\Delta_n^{(i)} \underline{\underline{F}}_{int}\} = \int_{\Omega} [B]^T \Delta_n^{(i)} \underline{\underline{\sigma}} d\Omega = \int_{\Omega} [B]^T \{\underline{\underline{\sigma}}_n^{(i)} - \underline{\underline{\sigma}}_{n-1}\} d\Omega \quad (\text{II. 41})$$

Le taux de convergence de l'algorithme de Newton-Raphson, intégré dans le schéma de Newmark dans le temps, dépend d'abord du calcul exact des contraintes  $\underline{\underline{\sigma}}_n^{(i)}$  satisfaisant les lois de comportement et d'autre part, le calcul de la matrice de rigidité tangente  $[K]_n^{(i-1)}$ . Pour obtenir la matrice de rigidité tangente, le calcul de  $\partial\{\Delta_n^{(i-1)} \underline{\underline{\sigma}}\} / \{\Delta_n^{(i-1)} \underline{\underline{\epsilon}}\}$  est nécessaire à partir de l'algorithme modifié de Newton-Raphson qui est largement utilisé, ce calcul n'est pas nécessaire à chaque itération et le comportement élastique du matériau sera suffisant pour obtenir  $[K]_n^{(i-1)}$  au début de chaque incrément. Les lois de comportement du sol non linéaire sont nécessaires pour obtenir les contraintes à chaque itération.

## II. 3 IMPLÉMENTATION NUMÉRIQUE DANS LE CODE ÉLÉMENTS FINIS PLAXIS

### II. 3.1 Présentation du code Plaxis

Conçu par des géotechniciens numériciens, le code éléments finis PLAXIS représente certainement un optimum actuel sur les plans scientifique et pratique en l'analyse pseudo-statique 2D. Scientifiquement, c'est un outil d'analyse non linéaire en élasto-plasticité non standard (5 paramètres), avec prise en compte des pressions interstitielles (et même consolidation linéaire), doté de méthodes de résolution et d'algorithmes robustes, éprouvés, ainsi que de procédures de choix automatique évitant des choix délicats à l'opérateur peu averti. Bien que très fiable sur le plan numérique, le code fait appel à des éléments de haute précision (triangles à 15 nœuds), ainsi qu'à des processus de pilotage de résolution récents (méthode de longueur d'arc). Du point de vue pratique, le système de menus arborescents à l'écran rend son utilisation souple et agréable, car l'opérateur ne s'encombre pas l'esprit. Le recours aux manuels devenant rare, ceux-ci sont de volumes réduits, faciles à consulter. L'ensemble des options par défaut (condition aux limites) rend la mise en données aisée et rapide. Enfin, les options simplifiées (initiation des contraintes, pressions interstitielles) permettent d'aller droit au but (prévoir le comportement d'un ouvrage), quitte à réaliser ultérieurement, avec le même code et les mêmes données, un calcul affiné. Afin de créer un modèle, il est nécessaire d'appuyer sur l'icône de nouveau projet pour ouvrir la fenêtre "General settings" puis insérer les caractéristiques de ce modèle (nom, type de modèle, type

d'élément de maillage, gravité, dimensions, unités, etc.), comme indique la figure suivante :

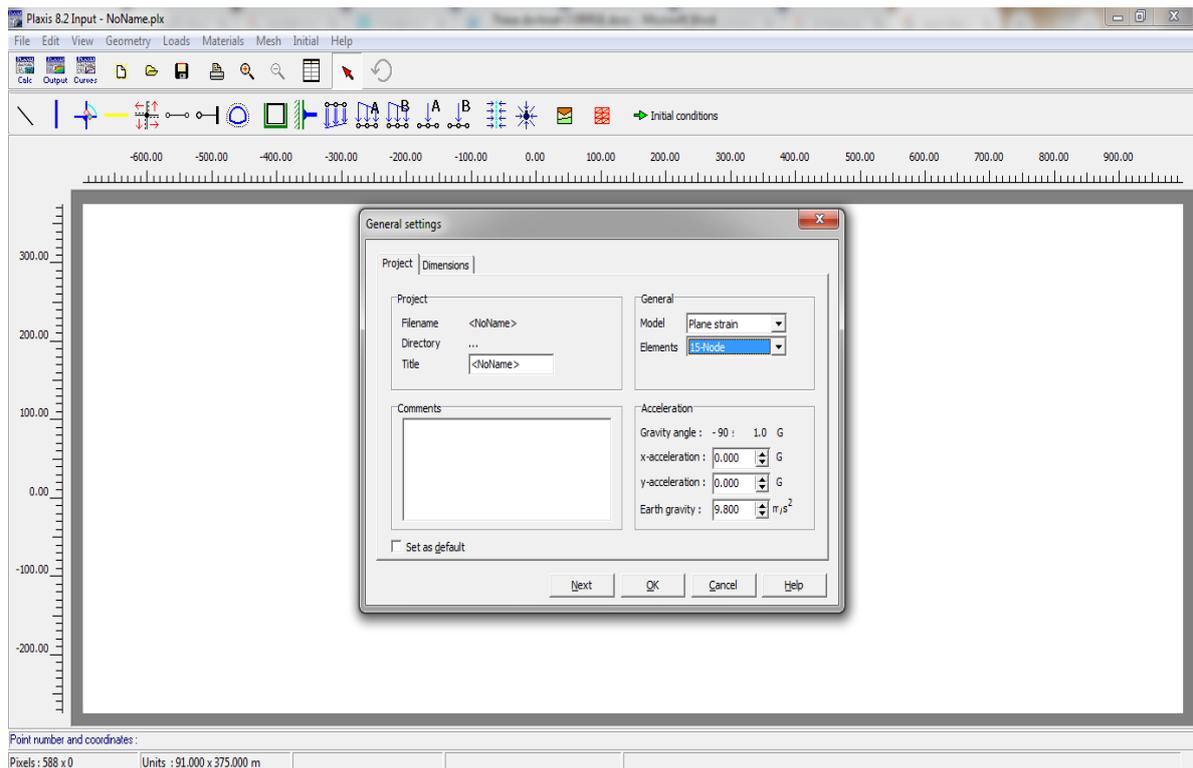


Figure II. 2 Fenêtre de création d'un nouveau modèle.

### II. 3.2 Modèle de comportement utilisé

Le modèle de comportement utilisé dans le présent travail est le modèle élastique linéaire classique. La définition de ce modèle est basée sur le module de cisaillement  $G$ , le module d'élasticité à la compression isostatique  $K$  (bulk modulus), le module de Young  $E$  et le coefficient de Poisson  $\nu$ . Les relations entre le module d'Young et les autres modules sont données par les équations :

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \quad (\text{II. 42})$$

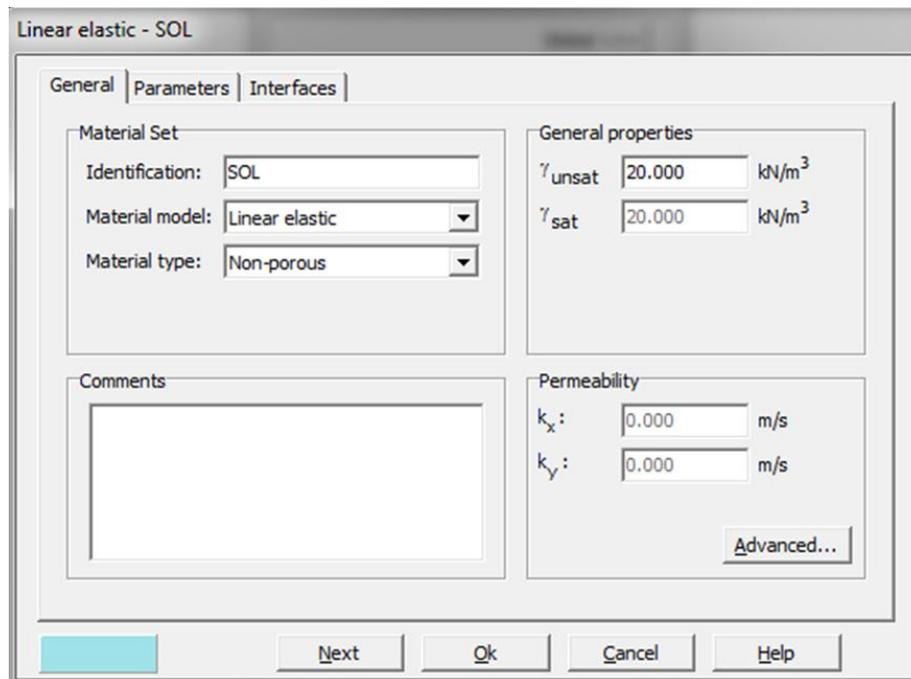
$$K = \frac{E}{3(1 - 2\nu)} \quad (\text{II. 43})$$

Pour le comportement élastique linéaire en petites déformations, le module de cisaillement est calculé à partir de la masse volumique  $\rho$  et de la vitesse d'onde de cisaillement  $V_s$  en utilisant la relation suivante :

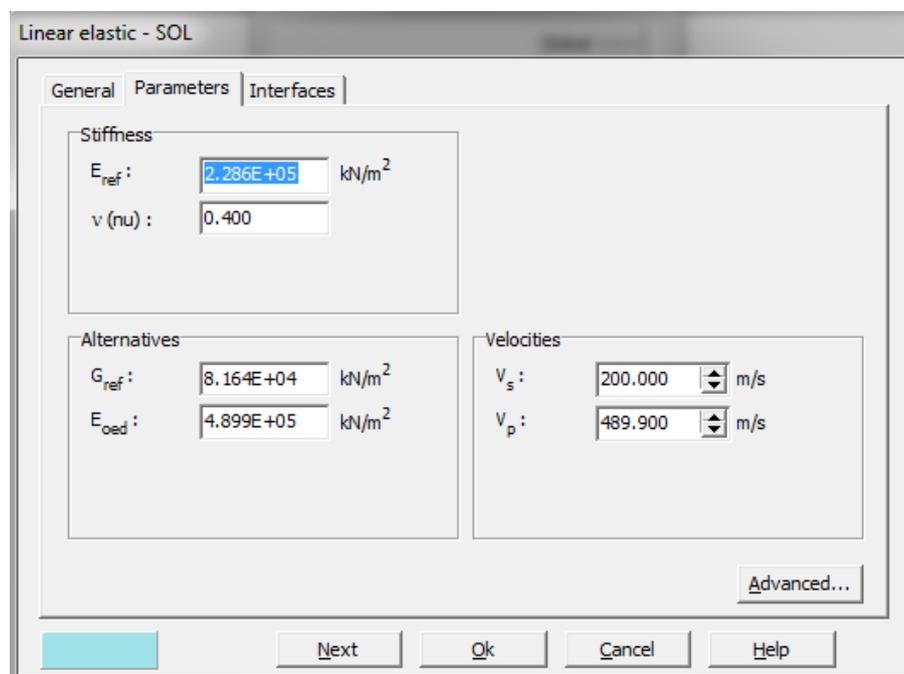
$$G = \rho V_s^2 \quad (\text{II. 44})$$

Dans le code PLAXIS, le modèle élastique linéaire peut être employé surtout pour modéliser les éléments des structures en béton situés en interaction avec le sol. Il peut aussi être

intéressant pour certains problèmes de mécanique des roches. Pour choisir ce modèle et insérer ses paramètres, on doit utiliser les deux fenêtres suivantes :



**Figure II. 3** Fenêtre de sélection type du modèle



**Figure II. 4** Fenêtre d'insertion des paramètres.

### II. 3.3 La théorie de la dynamique

En générale, la modélisation dans les cas de l'analyse dynamique est basée sur les étapes suivantes :

- Équations de base pour le comportement dynamique.
- Intégration de temps.
- Maillage.
- Vitesses d'onde.
- Modèles des frontières.
- Contraintes initiales et incréments des contraintes aux modèles des frontières.

### II.3.3.1 Équations de base pour le comportement dynamique

L'équation de base pour le mouvement dépendant du temps d'un volume sous l'influence des chargements dynamiques est :

$$[M]\{\ddot{U}\} + [C]\{\dot{U}\} + [K]\{U\} = \{F\} \quad (\text{II. 45})$$

$[M]$ ,  $[K]$  et  $[C]$  sont successivement la matrice de masse, la matrice de rigidité et la matrice d'amortissement.  $\{U\}$ ,  $\{\dot{U}\}$ ,  $\{\ddot{U}\}$  et  $\{F\}$  sont les vecteurs ; de déplacement, de vitesse, d'accélération et de charge dynamique. L'équation  $[K]\{U\} = \{F\}$  correspond à la déformation statique.

La matrice  $[C]$  représente l'amortissement matériel. En réalité, l'amortissement matériel est provoqué par frottement ou par des déformations irréversibles (plasticité ou viscosité). Avec plus de viscosité ou plus de plasticité, plus d'énergie de vibration peut être absorbée. Dans les formulations des éléments finis,  $[C]$  est souvent formulée en fonction de la matrice de masse et de rigidité (amortissement de Rayleigh) :

$$[C] = \alpha_R [M] + \beta_R [K] \quad (\text{II. 46})$$

Quand la contribution de la matrice  $[M]$  est dominante (par exemple,  $\alpha_R = 10^{-2}$  et  $\beta_R = 10^{-3}$ ), les vibrations de basses fréquences sont amorties, par contre, lorsque la contribution de la matrice  $[K]$  est dominante (par exemple,  $\alpha_R = 10^{-3}$  et  $\beta_R = 10^{-2}$ ), les vibrations à hautes fréquences sont les plus amorties.

Les coefficients d'amortissement de Rayleigh  $\alpha_R$  et  $\beta_R$  peuvent être déterminés à partir d'au moins deux constantes d'amortissement données  $\xi_i$ , cela correspond à deux fréquences de vibration  $\omega_i$ . La relation entre  $\alpha$ ,  $\beta$ ,  $\xi_i$  et  $\omega_i$  peut être présentée comme suit :

$$\alpha_R + \beta_R \omega_i^2 = 2\omega_i \xi_i \quad (\text{II. 47})$$

Dans ce travail, les deux premières fréquences propres  $\omega_1$  et  $\omega_2$  du sol peuvent être calculées comme suit :

$$\begin{cases} \omega_1 = \pi(V_s/2H) \\ \omega_2 = \pi(3V_s/2H) \end{cases} \quad (\text{II. 47a})$$

Ici,  $V_s$  et  $H$  sont respectivement ; l'onde de cisaillement et la profondeur de la couche du sol.

L'insertion des valeurs des coefficients d'amortissement de Rayleigh est faite à travers la fenêtre des paramètres avancés suivante :

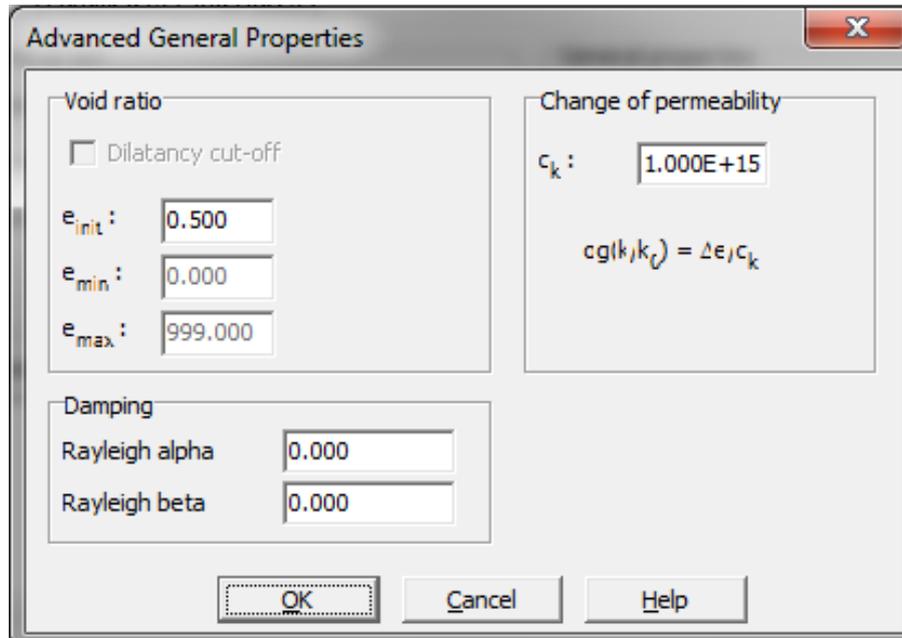


Figure II. 5 Fenêtre d'insertion des valeurs de l'amortissement de Rayleigh.

### II. 3.3.2 Intégration de temps

Dans l'exécution numérique de la dynamique, la formulation de l'intégration de temps constitue un facteur important pour la stabilité et l'exactitude du processus de calcul. Les deux arrangements généralement utilisés sont l'intégration explicite et implicite. L'avantage du premier est qu'il est relativement simple à formuler. La deuxième méthode est plus compliquée, mais elle produit un processus plus fiable de calcul (plus stable) et habituellement une solution plus précise.

L'arrangement implicite d'intégration de temps de Newmark est une méthode fréquemment utilisée pour résoudre numériquement l'équation (II. 45). Avec cette méthode, le déplacement  $u$ , la vitesse  $\dot{u}$  et l'accélération  $\ddot{u}$  au point à temps  $t + \Delta t$  sont exprimés respectivement comme suit :

$$\begin{cases} u^{t+\Delta t} = u^t + \dot{u}^t \Delta t + \left(\frac{1}{2} - \alpha_N\right)\ddot{u}^t + \alpha_N\ddot{u}^{t+\Delta t}\Delta t^2 \\ \dot{u}^{t+\Delta t} = \dot{u}^t + \left((1 - \beta_N)\ddot{u}^t + \beta_N\ddot{u}^{t+\Delta t}\right)\Delta t \end{cases} \quad (\text{II. 48})$$

Ou :

$$\begin{cases} \ddot{u}^{t+\Delta t} = c_0 \Delta u - c_2 \dot{u}^t - c_3 \ddot{u}^t \\ \dot{u}^{t+\Delta t} = c_1 \Delta u - c_4 \dot{u}^t - c_5 \ddot{u}^t \\ u^{t+\Delta t} = u^t + \Delta u \end{cases} \quad (\text{II. 49})$$

Où,  $\Delta t$  représente le pas de temps,  $\alpha_R$  et  $\beta_R$  sont les constantes d'intégration de Newmark. Les coefficients  $c_0$  à  $c_5$  peuvent être exprimés en pas de temps et en paramètres d'intégration  $\alpha_N$  et  $\beta_N$ . Les constantes de Newmark sont exprimées en fonction du paramètre de dissipation numérique  $\gamma$  comme suit :

$$\begin{cases} \alpha_N = (1 + \gamma)^2 / 4 \\ \beta_N = 0.5 + \gamma \end{cases} \quad (\text{II. 50})$$

Où, la valeur de  $\gamma$  appartient à l'intervalle  $[0 - 1/3]$  [113].

Les valeurs ( $\alpha_N = 0.3025$  et  $\beta_N = 0.6$ ) correspondant à  $\gamma = 1/10$  sont utilisées pour assurer un amortissement numérique très faible et des résultats stables, d'autres combinaisons sont également possibles tant que  $\alpha_N$  et  $\beta_N$  satisfassent les conditions suivantes [113, 114] :

$$\begin{cases} \alpha_N \geq \frac{1}{4} \left( \frac{1}{2} + \beta \right)^2 \\ \beta_N \geq 0.5 \end{cases} \quad (\text{II. 51})$$

L'insertion des constantes de Newmark peut être effectuée au moyen de l'utilisation la fenêtre suivante :

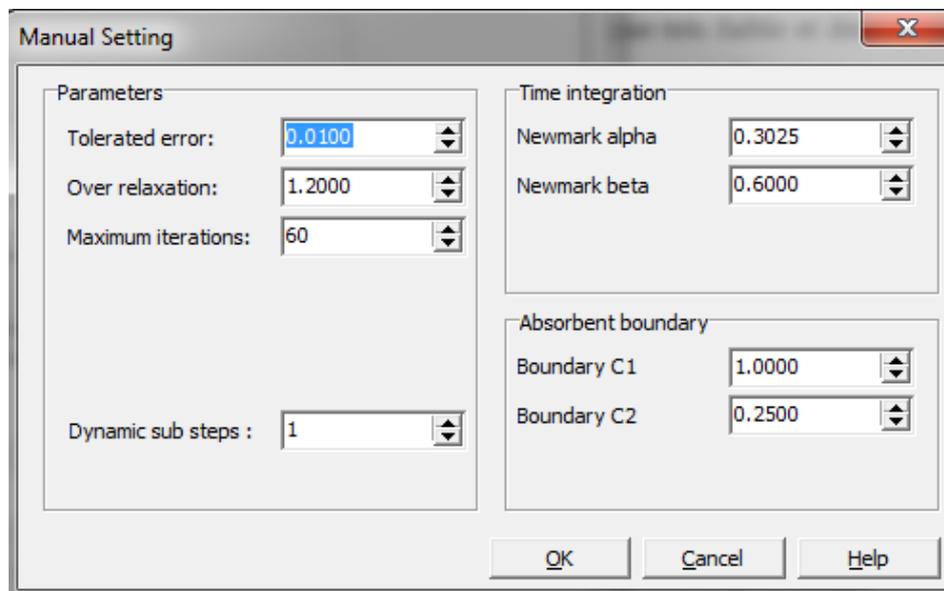


Figure II. 6 Fenêtre d'insertion des constants de Newmark.

En appliquant l'intégration implicite de temps, l'équation (II.45) doit être obtenue à la fin d'un pas de temps ( $t + \Delta t$ ) comme :

$$[M]\ddot{u}^{t+\Delta t} + [C]\dot{u}^{t+\Delta t} + [K]u^{t+\Delta t} = F^{t+\Delta t} \quad (\text{II. 52})$$

Cette équation est combinée avec les expressions (II. 48) et (II. 49) pour le déplacement, la vitesse et l'accélération à la fin du temps produit l'équation suivante :

$$(c_0[M] + c_1[C] + [K])\Delta u = F_{ext}^{t+\Delta t} + [M](c_2\dot{u}^t + c_3\ddot{u}^t) + [C](c_4\dot{u}^t + c_5\ddot{u}^t) - F_{int}^t \quad (\text{II. 53})$$

Le pas de temps utilisé dans le calcul est sujet à quelques limitations. Si l'étape de temps est trop grande, la solution montrera des déviations substantielles et la réponse calculée sera incertaine. Le pas de temps critique dépend de la fréquence maximale et de la finesse de la maille finie de l'élément. En général, l'expression suivante peut être employée pour un élément simple :

$$\Delta t_{critique} = \frac{B}{\alpha \sqrt{\frac{E(1-\nu)}{\rho(1+\nu)(1-2\nu)} \sqrt{1 + \frac{B^4}{4S^2} - \frac{B^2}{2S} \left[1 + \frac{(1-2\nu)2S}{4B^2}\right]}}} \quad (\text{II. 54})$$

Le facteur  $\alpha$  dépend du type d'élément utilisé. Pour un élément à 6 nœuds  $\alpha = 1/(6\sqrt{5,1282})$ , et pour un élément à 15 nœuds  $\alpha = 1/(19\sqrt{4,9479})$  [115]. Les autres paramètres sont : le coefficient du Poisson  $\nu$ , le module de Young  $E$ , la longueur moyenne et la surface d'un élément respectivement  $B$  et  $S$ . Dans un modèle d'éléments finis, le pas de temps critique est égal à la valeur minimum de  $\Delta t$  selon l'équation (II.54) pour tous les éléments. Ce pas de temps est choisi pour s'assurer qu'une onde pendant un pas ne se déplace pas par une distance plus grande que la dimension minimum d'un élément.

### II. 3.3.3 Maillage

La génération de maillage dans le code Plaxis<sup>2D</sup> est entièrement automatique et basée sur une procédure de triangulation robuste, qui aboutit à un maillage non structuré où toutes les dimensions du triangle peuvent être contrôlées par la taille de l'élément local. Selon la littérature (Kuhlemeyer et Lysmer) [116], la taille d'élément moyenne ( $B$ ) ne doit pas être supérieure à  $\lambda/8 = V_s/(8 f_{max})$  où  $\lambda$  représente la longueur d'onde correspondant à la fréquence maximale  $f_{max}$ ,  $V_s$  est l'onde de cisaillement du milieu (sol, béton, etc.). Dans les analyses du présent travail, la valeur  $f_{max} = 30$  Hz est utilisée [117-120]. Afin de contrôler la taille des éléments du maillage, on sélectionne l'icône "Mech" puis la génération automatique de la taille du maillage jusqu'à la densité élémentaire recommandée, comme le montre la figure suivante :

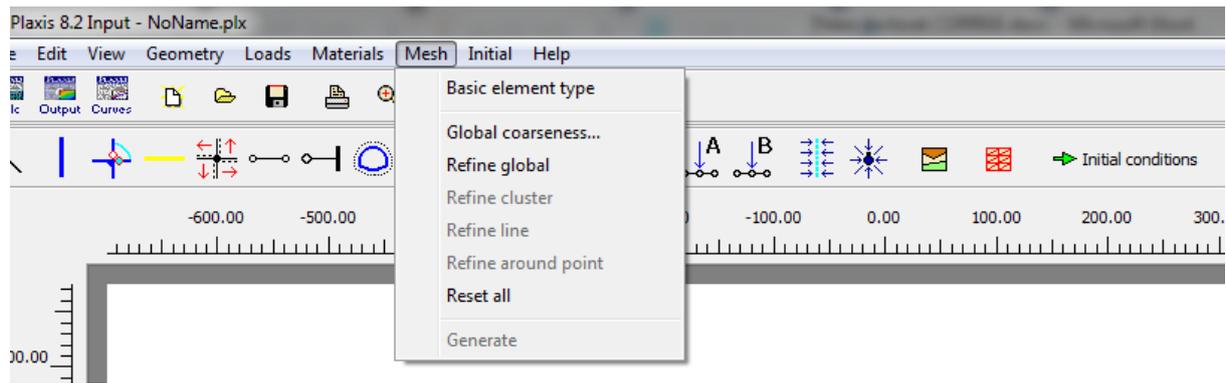


Figure II. 7 Fenêtre de génération de la densité élémentaire du maillage.

### II. 3.3.4 Vitesses d'onde

La vitesse d'onde de compression  $V_P$  dans un sol unidimensionnel confiné est une fonction du module de Young  $E$  et de la masse volumique  $\rho$ :

$$V_P = \sqrt{\frac{E}{\rho}} \quad \text{d'où} \quad \rho = \frac{\gamma_s}{g} \quad (\text{II. 55})$$

Dans lequel  $\gamma_s$  est le poids spécifique du sol,  $g = 9,8 \text{ m/s}^2$  est la gravité.

Une expression semblable peut être trouvée pour la vitesse d'onde de cisaillement  $V_S$ :

$$V_S = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \quad \text{d'où} \quad G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \quad (\text{II. 56})$$

Où,  $G$  est le module de cisaillement.

### II. 3.3.5 Modèles de frontières

Dans le cas d'une analyse statique de déformation, des déplacements prescrits de frontière sont présentés aux frontières d'un modèle d'élément fini. Les frontières peuvent être complètement libres ou fixées peuvent être appliquées dans une ou deux directions. En particulier, les frontières verticales d'une maille sont souvent des frontières (synthétiques) non-physiques qui ont été choisies de sorte qu'elles n'influencent pas effectivement le comportement de déformation de la construction à modéliser. Pour des calculs dynamiques, les frontières devraient en principe être beaucoup plus complexes que ceux pour des calculs statiques, parce que les ondes d'effort seront menées refléter aux déformations dans les résultats calculés. Cependant, localiser les frontières exige un nombre important des éléments supplémentaires et donc beaucoup de mémoire supplémentaire et de temps calculé. À cet effet, des mesures spéciales sont nécessaires pour contrecarrer les réflexions, nous parlons

dans le cadre de ce travail des frontières silencieuses ou absorbantes. Des diverses méthodes sont utilisées afin d'implémenter ces frontières, qui incluent :

- Utilisation des éléments moitié-infinis (éléments de frontière).
- Adaptation des propriétés matérielles des éléments à la frontière.
- Utilisation des frontières visqueuses (amortisseurs).

Toutes ces méthodes ont des avantages et des inconvénients et leur utilisation dépend du besoin de l'utilisateur. L'utilisation des frontières absorbantes dans Plaxis est basée sur la méthode des frontières visqueuses développée par Lysmer et Kuhlemeyer en 1969 [121]. D'où les composants des efforts normaux et des cisaillements aux frontières seront absorbés par des amortisseurs définis par les équations suivantes :

$$\begin{cases} \sigma_n = -a\rho V_p \dot{u}_x \\ \tau = -b\rho V_s \dot{u}_y \end{cases} \quad (\text{II. 57})$$

Où,  $\rho$ ,  $V_p$ ,  $V_s$ ,  $\dot{u}_x$  et  $\dot{u}_y$  sont respectivement ; la densité du matériau, la vitesse des ondes de pression et de cisaillement, les vitesses horizontales et verticales.  $a$  et  $b$  sont les coefficients adimensionnels de relaxation (coefficients de viscosité) qui ont été introduits pour améliorer l'efficacité de l'absorption. Selon Lysmer et Kuhlemeyer (1969), le choix de  $a = b = 1$  (frontière visqueuse standard) fournit une absorption maximale des ondes lorsque la limite est atteinte pour des ondes incidentes perpendiculaires, définissant le cas des conditions aux limites d'efficacité (conditions non réfléchissantes). D'autres effets des valeurs de  $a$  et  $b$  ont également été étudiés par la littérature en fonction du coefficient de Poisson [122]. En conséquence, ces valeurs ne sont exactes que pour la propagation 1D des ondes corporelles. Pour les cas 2D et 3D, l'absorption parfaite dépend des angles d'incidence des ondes et du fait de la présence d'ondes de cisaillement où l'effet de l'amortissement des frontières absorbantes n'est pas suffisant sans relaxation. Pour cette raison,  $a = 1$  et  $b = 0.25$  sont recommandés, car l'expérience acquise jusqu'à présent montre que ces valeurs se traduisent par une absorption raisonnable des ondes à la frontière [114], à cet effet ces valeurs sont les valeurs utilisées dans ce travail (Figure II.6). Pour activer l'option standard des frontières absorbantes, il est nécessaire d'appuyer sur l'icône "Loads" dans la barre de menu de Plaxis puis sélectionner ce choix. Cette icône peut aussi être utilisée pour activer les différents types des charges, comme le montre la figure suivante :

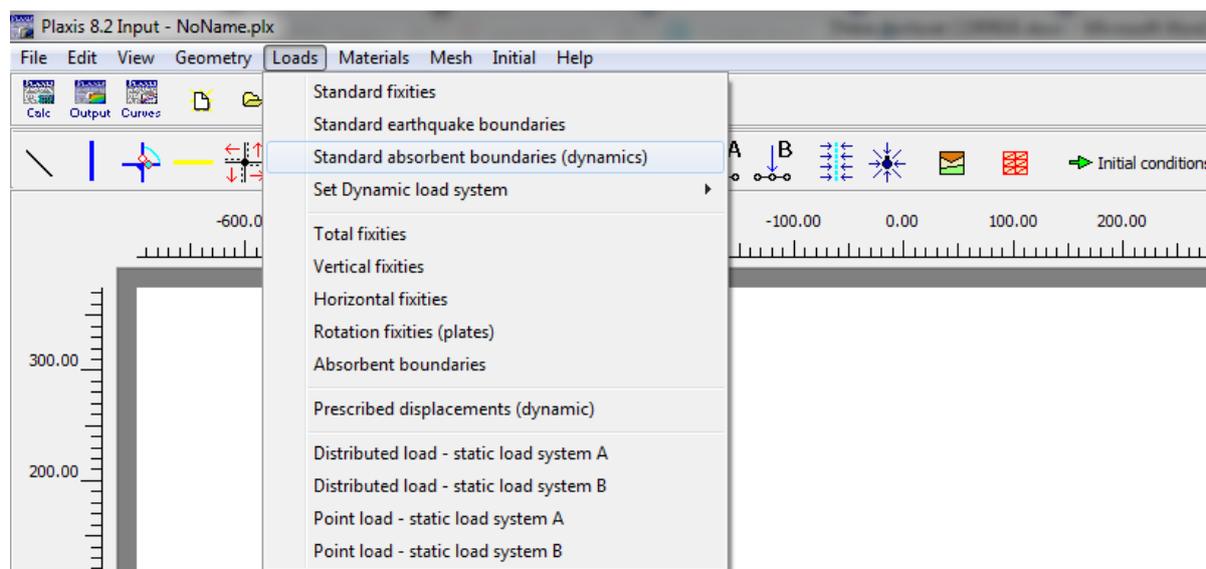


Figure II. 8 Fenêtre d'activation l'option standard des frontières absorbantes.

### II.3.3.6 Contraintes initiales et incréments des contraintes

En enlevant les fixités des frontières pendant la transition d'une analyse statique à une analyse dynamique, les efforts de frontière cessent également. Ceci signifie que la frontière commencera à se déplacer en raison des efforts initiaux. Pour empêcher ceci, l'effort original de frontière sera converti en première vitesse (virtuelle) de frontière. En calculant l'effort, la vitesse initiale de frontière doit être soustraite de la vraie vitesse, comme suit :

$$\sigma_n = -a\rho V_p \dot{u}_n + \sigma_n^0 = -a\rho V_p (\dot{u}_n - \dot{u}_n^0) \quad (\text{II. 58})$$

Cette première vitesse est calculée au début de l'analyse dynamique et est donc basée purement sur l'effort original de frontière.

Actuellement, les situations peuvent surgir où une nouvelle charge est appliquée à un certain endroit sur le modèle et est sans interruption présente à partir de ce moment. Une telle charge devrait avoir comme conséquence une augmentation de l'effort moyen de frontière. Si elle implique une frontière absorbante, l'effort par accroissement moyen ne peut pas être absorbé. Au lieu de cela, la frontière commencera à se déplacer. Dans la plupart des situations, cependant, il y a des frontières (imperméables) également fixées ailleurs dans la maille par exemple, sur le fond de la maille, à l'endroit de la transition d'un souple à une couche (raide) dure de sol, est souvent choisi pour ceci. Ici, les réflexions se produisent également en réalité, de sorte qu'une frontière si inférieure dans une analyse dynamique puisse simplement être équipée dans des conditions périphériques (fixes) standard. Dans le cas mentionné ci-dessus

d'une charge accrue sur le modèle, cette augmentation devra par la suite être absorbée par la frontière inférieure (fixe), après avoir redistribué les efforts.

#### II.4 CONCLUSION

Aujourd'hui, les analyses numériques des projets dans les domaines de l'ingénierie civile dont les problèmes géotechniques sophistiqués sont possibles grâce à de nombreux logiciels en se basant sur des méthodes numériques surtout la MEF. Pour utiliser ces outils, l'ingénieur et le chercheur doivent avoir l'expérience et les connaissances nécessaires dans ces domaines dont les hypothèses qui assurent le bon passage de la réalité au modèle numérique. Comme la plupart des logiciels commerciaux de la géotechnique, les différents modèles utilisés dans PLAXIS par les développeurs montrent qu'il s'agit de modèles suffisamment simples pour qu'il soit possible d'en déterminer les paramètres avec une étude géotechnique classique ou avec des corrélations. Il n'y a dans ces modèles aucun paramètre de calage ou sans signification physique comme on en rencontre souvent dans des modèles sophistiqués. Souvent, la détermination des paramètres nécessite des techniques d'optimisation. Ces modèles appartiennent au domaine de recherche. D'autre part, le bon choix d'un modèle de comportement pour une problématique statique ou dynamique a besoin de répondre aux questions suivantes : quelle taille géométrique du modèle et loi de comportement doivent être utilisées pour quel problème géotechnique ? La réponse vraiment n'est pas simple, car il n'existe pas des modèles universels.

## **CHAPITRE III : VIBRATIONS INDUITES PAR LE TRAFIC**

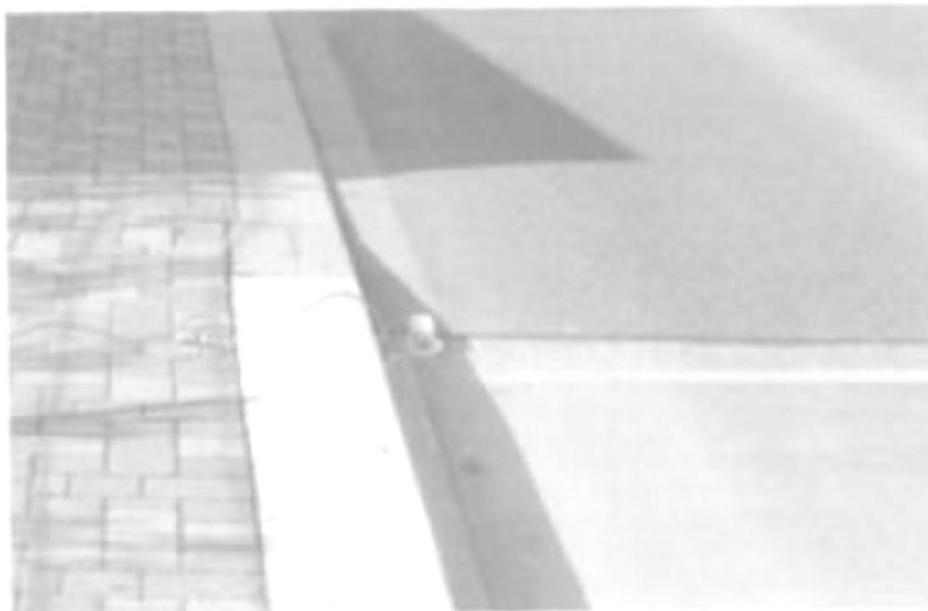
### **III. 1 INTRODUCTION**

Dans ce chapitre, nous soulignons brièvement l'effet des vibrations résultant des moyens de transport, en citant certaines études qui ont été réalisées sur ce sujet, ainsi que les méthodes proposées pour réduire l'effet de ce phénomène sur les structures voisines (anciennes ou récentes).

### **III. 2 VIBRATIONS DUE AU TRAFIC ROUTIER**

Les vibrations induites par la circulation routière sont révélatrices du passage régulier des véhicules ainsi que de l'interaction avec certains éléments de la structure routière. Comme le montre la figure (III. 1), s'il y a des variations dans la structure de la chaussée, cela peut induire des interactions significatives avec le véhicule et son système de suspension. De telles interactions vont générer des charges dynamiques sur la chaussée qui peuvent se propager au sol et aux structures voisines.

Comme illustré sur la figure (III. 1), les vibrations induites par le trafic routier peuvent être mesurées à l'aide de géophones. Cette photo a été prise à partir d'une étude expérimentale réalisée dans un environnement urbain par le CETE-Lyon (France). Plusieurs types de chargements liés à différentes caractéristiques du véhicule ont été analysés.

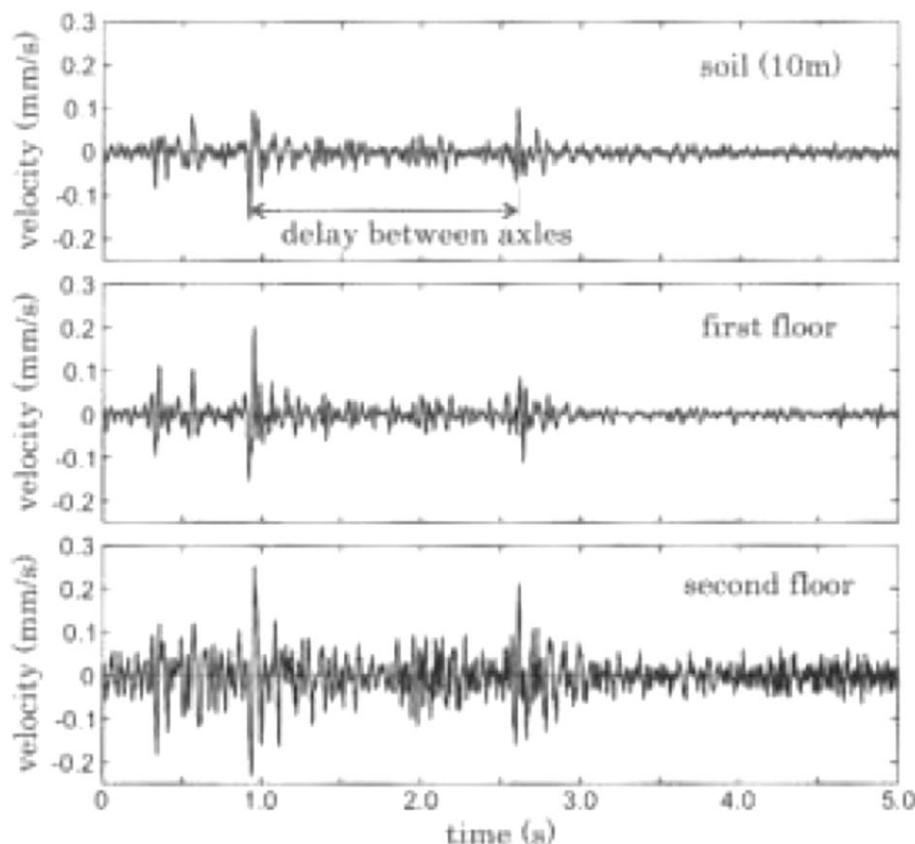


**Figure III. 1** Mesure des vibrations induites par le trafic autour d'une variation de la structure de la chaussée [123].

Les vitesses des particules mesurées en différents points par exemple d'un camion roulant à 50 km/h sont affichées sur la figure (III. 2): le premier signal (en haut) a été mesuré à la surface du sol, 10 m de la route ; le deuxième signal (au milieu) a été mesuré au centre du premier étage d'un bâtiment voisin ; le troisième signal (en bas) a été mesuré au centre du deuxième étage du même bâti [123].

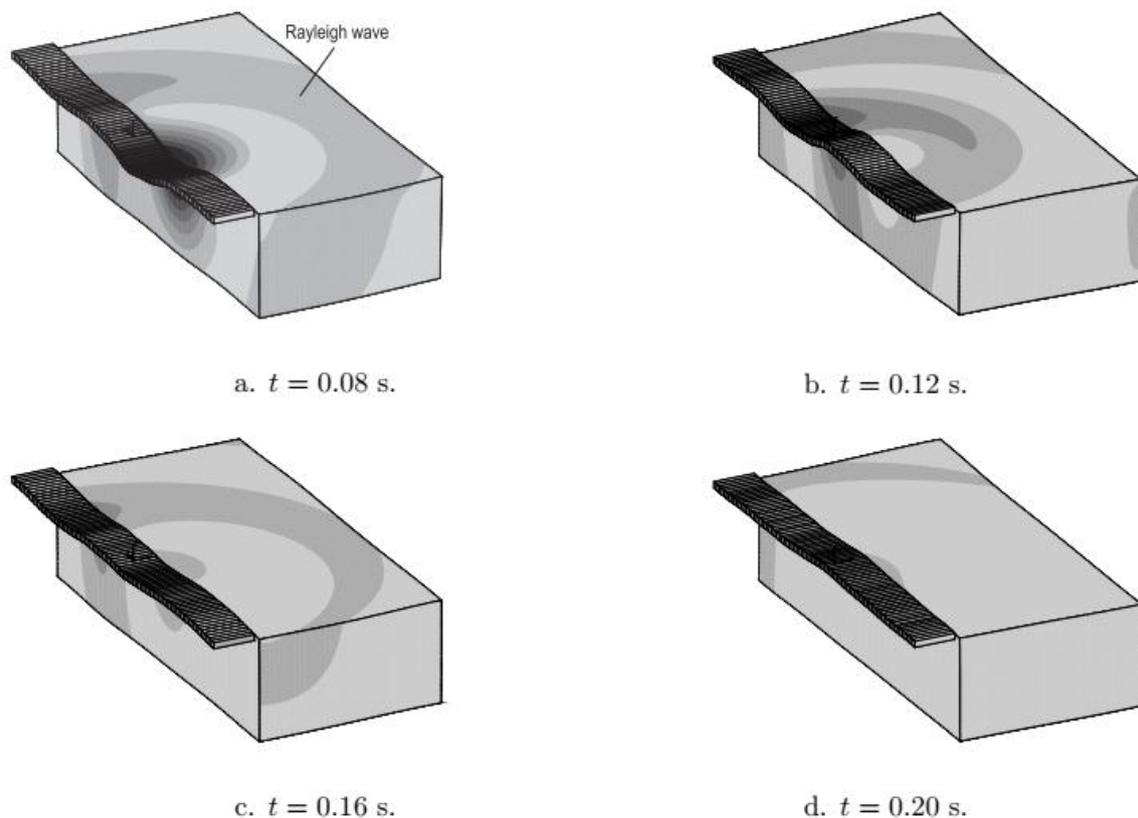
Comme le montre la figure (III. 2), la vitesse maximale est d'environ 0.1 mm/s à la surface du sol alors qu'elle atteint 0.3 mm/s au deuxième étage du bâtiment [124]. L'ennui en raison des vibrations induites par le trafic dépend donc de la source, la propagation à travers le sol, l'interaction sol-structure ainsi que les caractéristiques dynamiques de la structure elle-même.

Enfin, la figure (III. 2) permet également d'estimer le délai de passage entre les essieux du camion (à partir des signaux mesurés à la surface du sol ainsi que de ceux enregistrés dans le bâtiment). Les paramètres gouvernant les caractéristiques du signal sont donc aussi la masse du véhicule, les dimensions et la vitesse. Comme il sera montré ci-après, ce problème peut être critique pour les vibrations induites par le train.



**Figure III. 2** Vibrations induites par le trafic: vitesses des particules mesurées le long du route pour différents types de véhicules [123].

Il est également possible d'étudier les vibrations induites par la circulation dans les sols en utilisant des méthodes numériques. Étant donné que ces problèmes impliquent des charges mobiles, des formules numériques spéciales ont été proposées par les chercheurs [124-127]. Comme le montre la figure (III. 3), le passage d'un camion à deux essieux sur un plateau de circulation génère des vibrations dans le sol. En plus lorsque la rigidité en flexion de la route étant négligeable par rapport à la rigidité du sol, des ondes de Rayleigh cylindriques peuvent être clairement observées [128]. En 2007, François et al. [128] ont examiné l'influence de l'interaction dynamique sol-structure depuis de telles ondes peuvent exciter les structures voisines. Ils ont analysé la réponse d'une maison à deux étages pour différents types de fondations (Figure III. 4). Ils ont montré que les dommages potentiels dans de telles structures, dus à des déformations excessives, dépendent du rapport entre la rigidité du sol et de la structure. Comme il sera montré au chapitre suivant, l'influence de la stratification du sol sur la propagation des ondes dans les sols peut également être très importante.



**Figure III. 3** Ondes se propageant dans le sol lors du passage d'un camion à deux essieux (vitesse 14 m/s) : déplacements calculés à des instants différents [128].

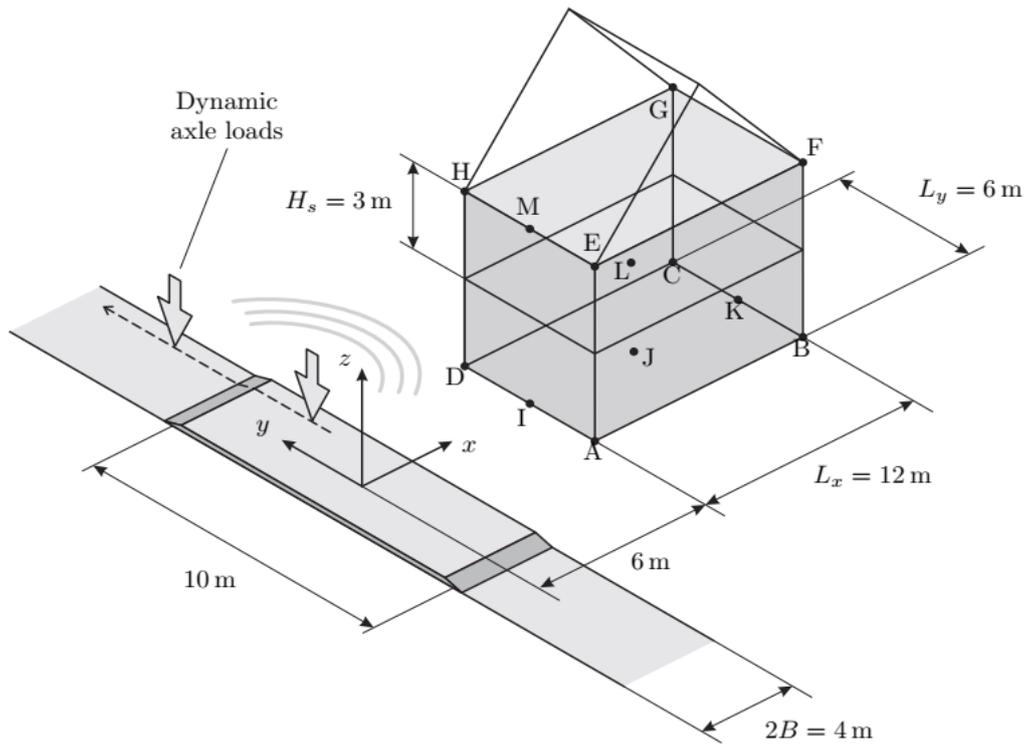


Figure III. 4 Géométrie de la route, du plateau de circulation et la structure [128].

### III. 3 VIBRATIONS DUES AUX VOIES FERRÉES

Dans le cas des trains, comme décrit sur la figure (III. 5), des vibrations sont générées au niveau du contact roue-voie et irradient des ondes dans le sol, ainsi que du bruit dans l'air. Les désagréments générés dans l'environnement doivent être traités en dépendant des caractéristiques du train/voie, des propriétés du sol et de l'interaction sol-construction [126, 129, 130].

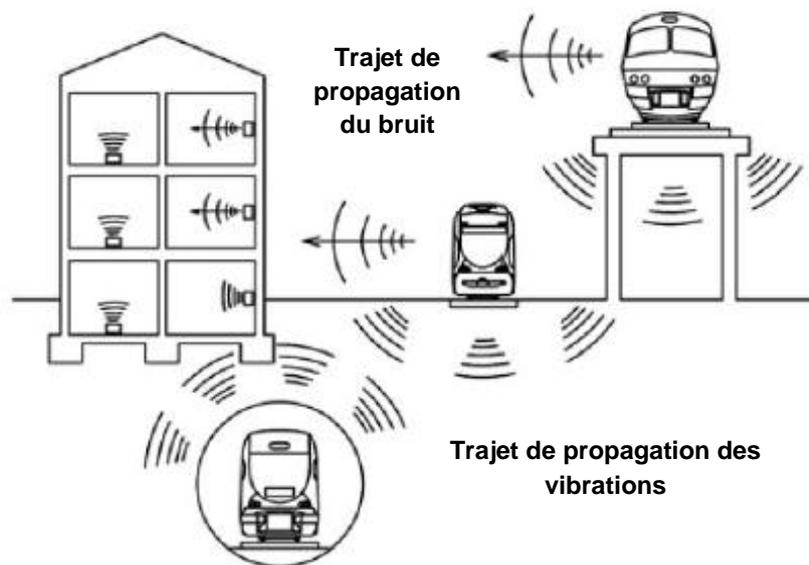


Figure III. 5 Les trois modes ferroviaires dans lesquelles les vibrations et le bruit sont générés.

L'urbanisation mondiale a amené les bâtiments patrimoniaux à être de plus en plus proches de routes et voies ferrées. À titre d'exemple réel, le minaret de la Mosquée Little Hagia Sophia à Istanbul a été analysé par Erkal en 2015, en raison de son importance historique et de sa proximité avec le trafic ferroviaire intense (Figures III.6 et III.7). Un programme des mesures des vibrations a été exécuté sur et autour du minaret. Après la détermination des propriétés du matériau, un modèle numérique tridimensionnel du minaret a été effectué en utilisant la MEF et validé en fonction de l'analyse fréquentielle et temporelle des vibrations mesurées et l'analyse modale. Selon les figures (III.8 et III.9), une bonne concordance remarquée entre les mesures expérimentales et numériques de la vitesse du balcon du minaret ainsi que pour les formes des modes de vibration.

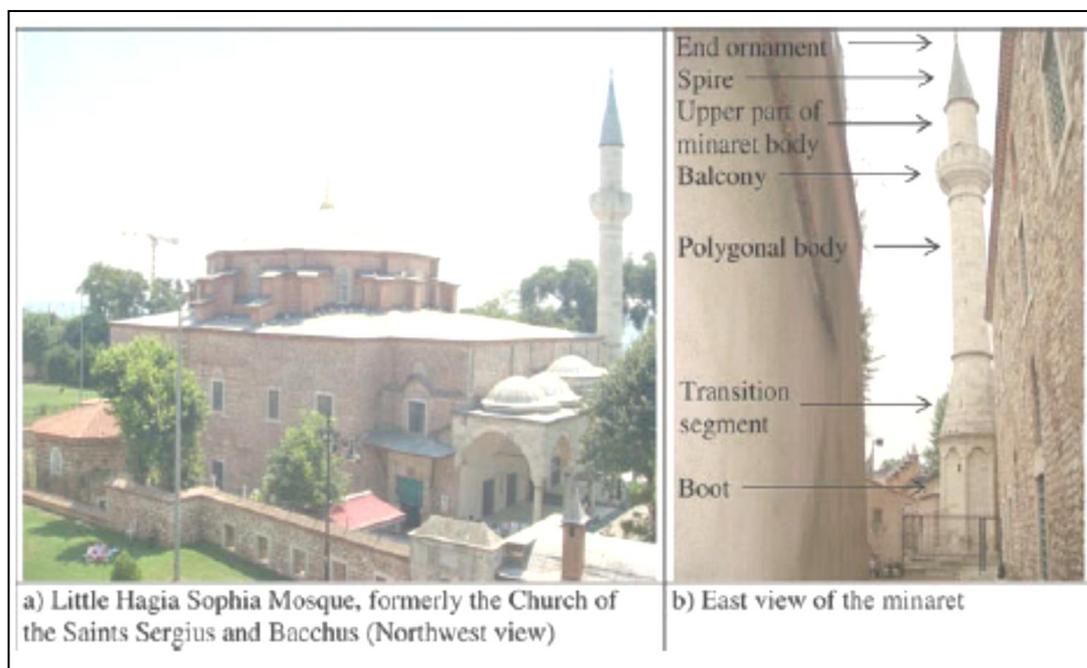


Figure III. 6 Minaret de la Mosquée Little Hagia Sophia [131].

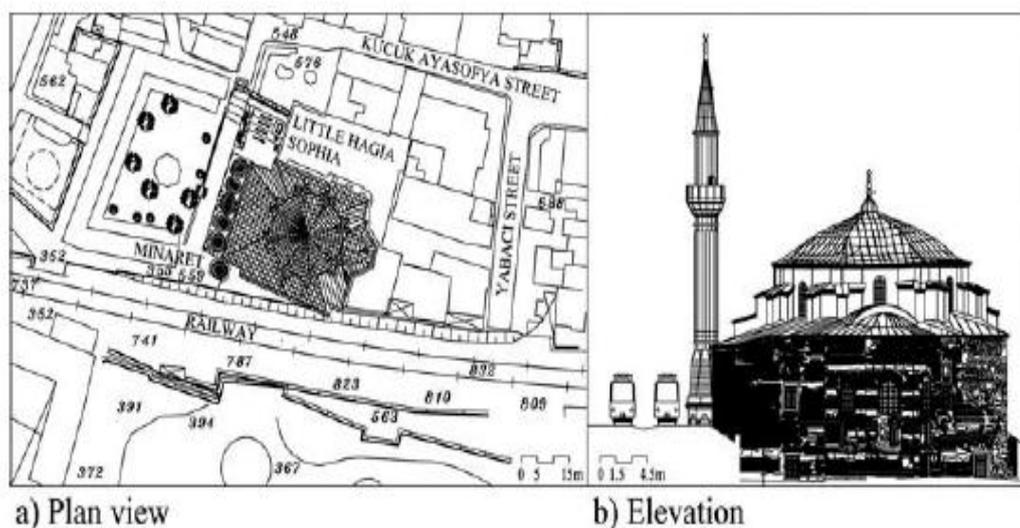


Figure III. 7 Emplacement et proximité du minaret de la voie ferrée [131].

Les résultats ont montré que les contraintes atteignaient 32 % de la résistance du matériau et, de manière critique, mesuraient le pic des vitesses de vibration des particules se rapprochaient parfois des seuils d'endommagement précédemment établis. Par conséquent, la construction et l'exploitation des voies de circulation adjacentes aux bâtiments patrimoniaux dans les centres villes doivent être analysées avec soin pour éviter les impacts non intentionnels sur les structures du patrimoine culturel.

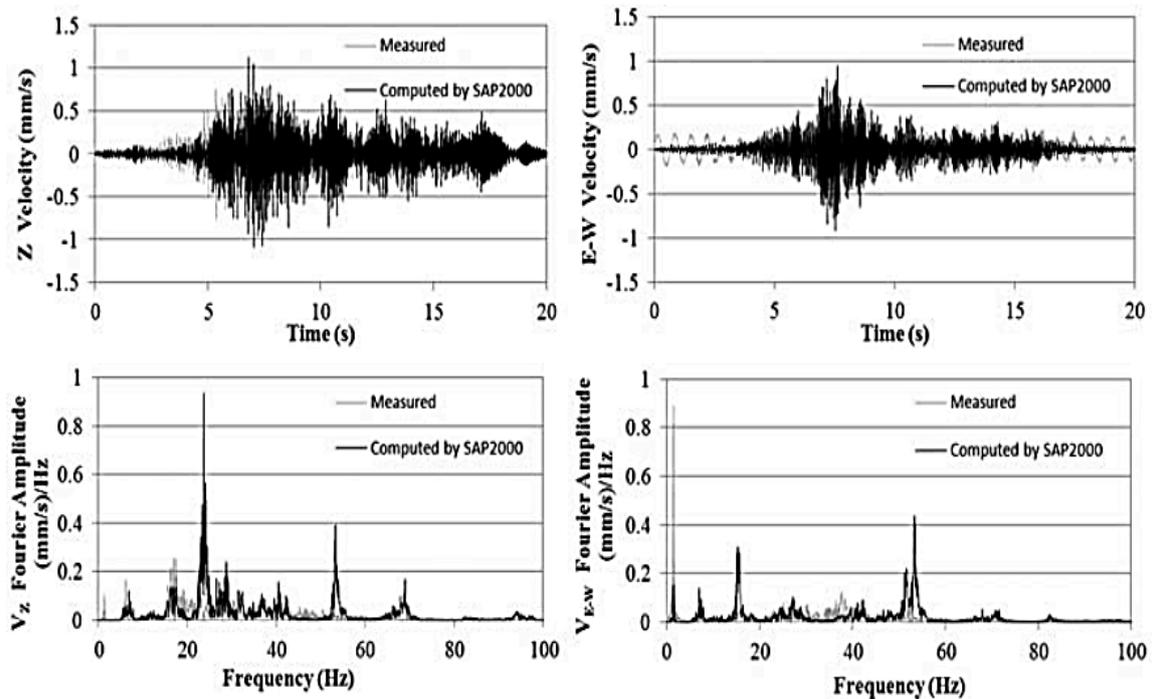


Figure III. 8 Mesures expérimentales et numériques de la vitesse du balcon du minaret: Analyse fréquentielle et temporelle [131].

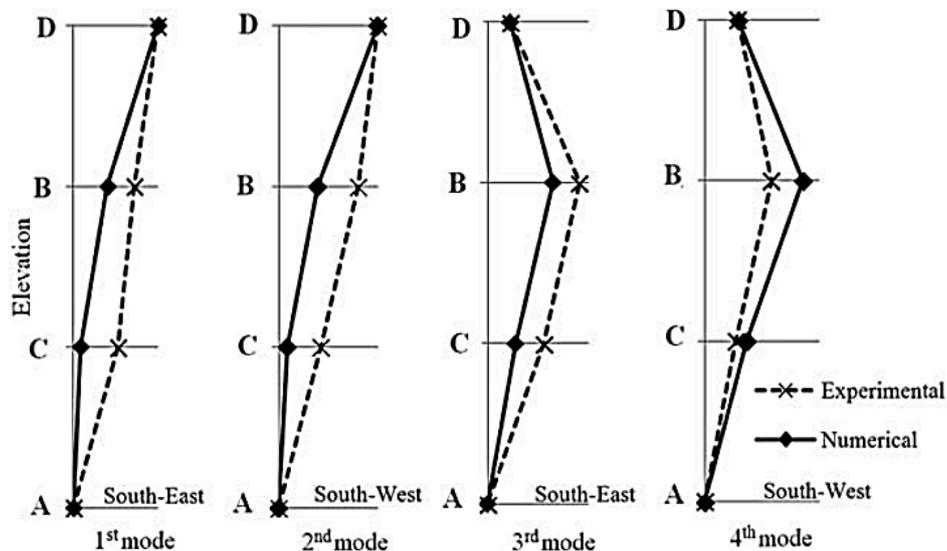


Figure III. 9 Formes des modes obtenues par la méthode expérimentale et numérique (deux directions) [131].

Dans le cas de passage des trains à grande vitesse sur les sols meubles, la vitesse du train  $V_t$  peut être proche de la vitesse de l'onde de surface  $V_R$  (ondes de Rayleigh). L'énergie ne peut être complètement rayonnée dans l'environnement, conduisant ainsi à un important stockage d'énergie sous le train. Le spécifique problème des aires de répartition super-sismique est donc important, car l'infrastructure elle-même peut être endommagée [132]. À titre d'exemple, les mesures du mouvement du sol à partir d'un site sur la côte ouest de la Suède ont été étudiées par Paolucci et al. [129]. Comme le montre la figure (III.10), la vitesse du train a une forte influence sur le mouvement du sol. À 70 km/h, la vitesse maximale du sol diminue de près de deux ordres de grandeur à seulement 7.5 m de la voie ferrée. La même réduction se produit à des distances supérieures à 50 m pour une vitesse de train de 186 km/h. Plus tard, Paolucci et Spinelli [133] ont également réalisé des simulations numériques pour évaluer l'influence de la vitesse de déformation sur les vibrations induites au sol.

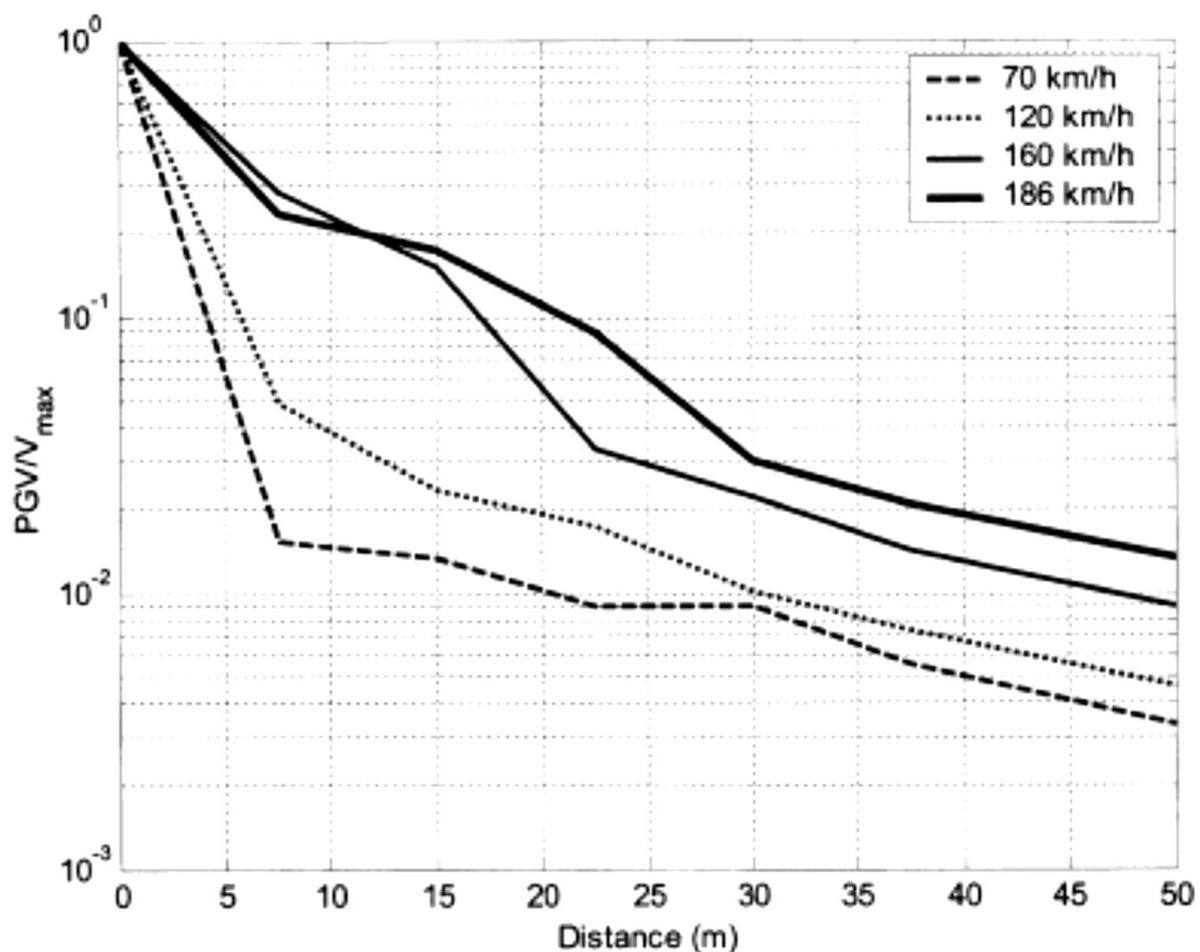


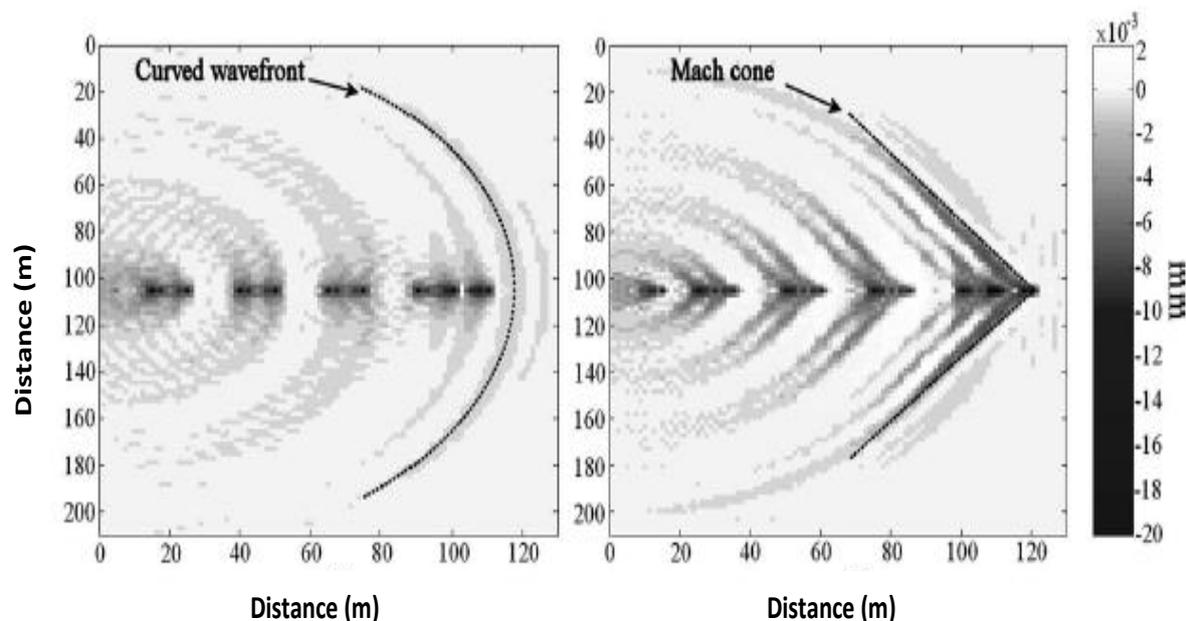
Figure III. 10 Décroissance du mouvement du sol pour différentes vitesses du train : vitesse maximale du sol normalisée par la vitesse du pic  $V_{\max}$  à la voie ferrée [129].

### III. 4 ANALYSE THÉORIQUE DES CHARGES MOBILES

Divers auteurs ont étudié l'influence du rapport de vitesse train/onde sur le champ d'ondes généré [133-135]. Lorsque la vitesse du train  $V_t$  n'est pas loin de la vitesse de l'onde de Rayleigh  $V_R$ , le processus de rayonnement énergétique peut être fortement modifié.

Comme contesté par Lefkove-Merguez et al. [135] et Paolucci et Spinelli [133], deux cas différents sont possibles :

- $V_t < V_R$  « sous-Rayleigh » : la vitesse des ondes de Rayleigh qui se propagent dans le sol est plus grande que la vitesse du train et l'énergie est rayonnée au-delà du train.
- $V_t > V_R$  « super-Rayleigh » : la vitesse du train est supérieure à la vitesse de l'onde de Rayleigh et une partie de l'énergie est stockée sous le train, ce qui peut entraîner des dommages sur la voie ferrée.



**Figure III. 11** Champs d'ondes générés par les trains standard (à gauche,  $V_t = 0.78 V_R$ ) et rapides (à droite,  $V_t = V_R$ ) [133].

Comme le montre la figure (III. 11), le premier cas ( $V_t = 0.78 V_R$ ) conduit à un front d'onde courbé alors que le second cas ( $V_t = V_R$ ) produit à des cônes de type Mach similaire à ceux obtenus dans les vols supersoniques. Ils sont appelés cônes de Mach super-sismique.

### III. 5 ISOLATION DES VIBRATIONS

Les vibrations générées par diverses sources (machines tournantes, circulation routière ...) peuvent induire des nuisances dans les bâtiments voisins ou pour des types d'activités

spécifiques (industrie électronique, accélérateurs de particules ...). La propagation des ondes due à des sources sur/dans le sol peut induire en fait des vitesses (ou accélérations) des particules nuisibles pour le milieu environnant.

Pour résoudre ce problème, il faut soit limiter les vibrations transmises à l'environnement (isolation active), ou pour modifier la propagation de celles-ci dans le sol ou les transmettre aux structures (isolation passive). Pour limiter la propagation des ondes, plusieurs méthodes d'isolation sont proposées dans la littérature. Généralement, la modification des caractéristiques du sol en modifiant le processus de propagation. Il est donc nécessaire d'insérer un matériau différent dans le sol qui peut consister en :

- un volume de sol avec une densité différente de celle du sol voisin (par exemple, la technique de tranchées mixtes, jet grouting).
- un écran encastré constitué d'un matériau rigide (par exemple, le béton).
- un ou plusieurs groupes de pieux (ou cavités cylindriques) dans le sol.

Les paramètres influençant principalement le processus de propagation des ondes dans le sol modifié sont les suivants :

- le contraste de vitesse entre le sol et le matériau.
- la géométrie du système d'isolation (la profondeur et la largeur).
- dans le cas des groupes de pieux ou des cavités cylindriques, le rapport entre le diamètre du pieu et leur espacement est le facteur le plus important.

Plusieurs ouvrages [136, 137] traitent l'isolation des vibrations en génie civil et environnement. Un examen des codes et des normes a été proposé par Skipp [138].

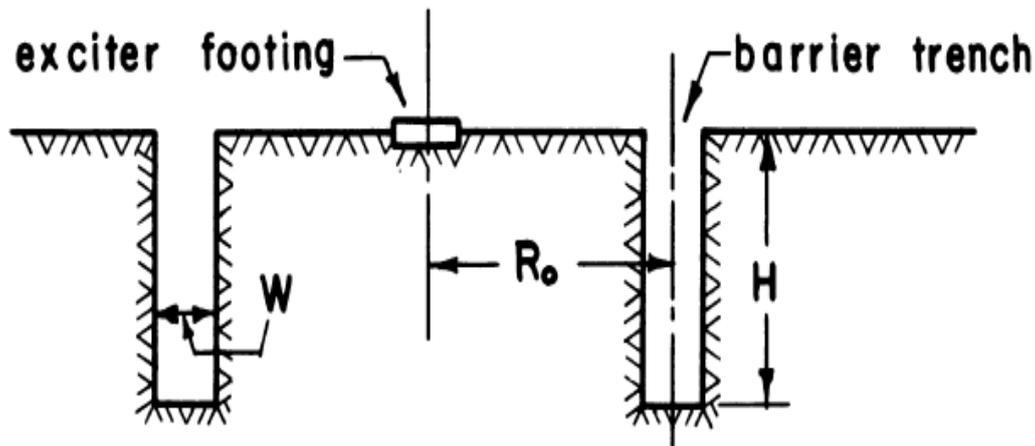
Comme indiqué sur la figure (III. 12), Woods en 1968 et Richart et al. [136, 139] ont analysé l'efficacité de diverses géométries de tranchées (circulaire, rectangulaire, etc.) comme système d'isolation. Une machine tournante est installée au centre d'une tranchée circulaire et l'amplitude est mesurée selon différents rayons originaires de la tranchée (Figure III. 12). La réduction d'amplitude est estimée en comparant l'amplitude du mouvement avec la tranchée et l'amplitude du mouvement sans la tranchée.

Leur analyse porte sur la propagation des ondes de surface (Rayleigh) générées par les sources de vibrations harmoniques à la surface du sol pour des fréquences allant de 200 à 350 Hz. Woods [139] a considéré différents types de tranchées caractérisés par leurs dimensions : la profondeur  $H$ , la largeur  $W$  et la distance de la source des vibrations  $R_0$ . Ces paramètres

géométriques sont donnés en fonction de la longueur d'onde de Rayleigh (ondes de surface)

$A_R$  [139] :

- tranchée circulaire :  $H = 1.45A_R$  et  $R_0 = 0.73A_R$ .
- tranchée semi-circulaire :  $H = 0.60A_R$  et  $R_0 = 0.60A_R$ .
- tranchée rectangulaire :  $H = 1.19A_R$  et  $R_0 = 2.97A_R$  et longueur  $L = 1.79A_R$ .



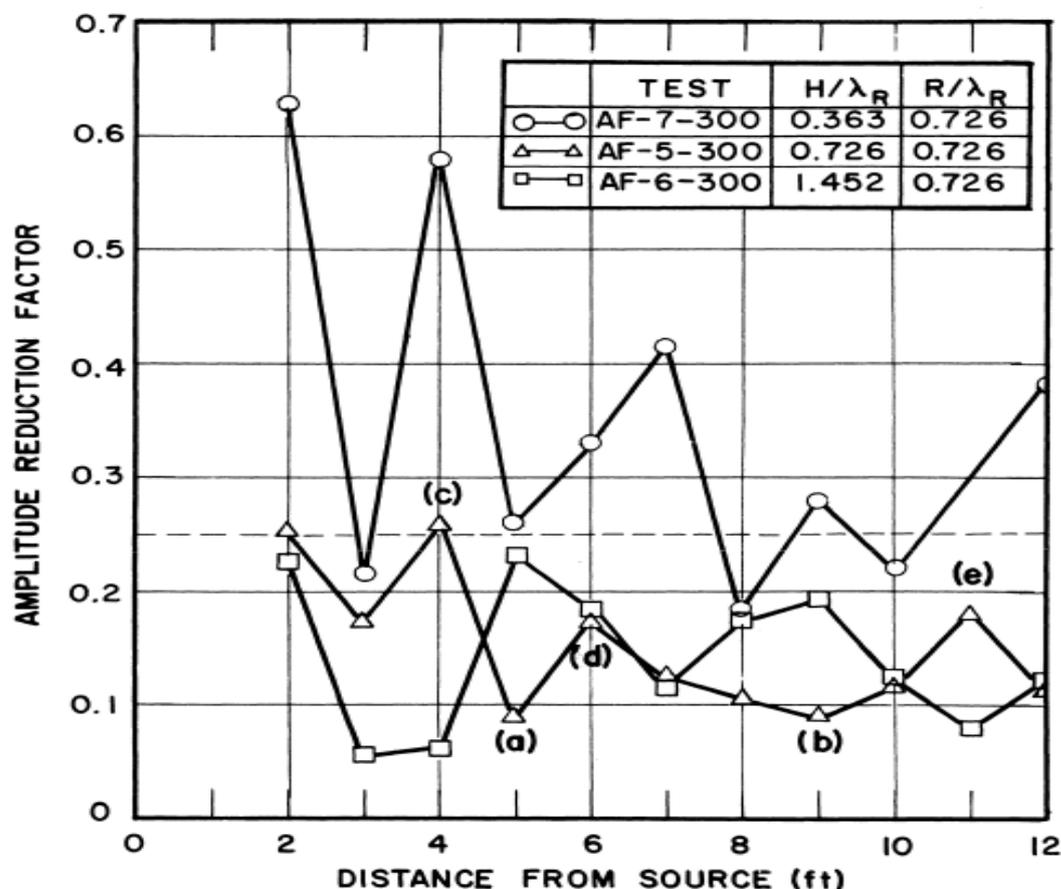
**Figure III. 12** Isolation vibratoire par tranchée circulaire : description du montage expérimental [139].

L'efficacité du système d'isolation est évaluée en estimant le facteur de réduction d'amplitude. Sur la figure (III. 12), le facteur de réduction d'amplitude est tracé en fonction de la distance de la source pour différentes profondeurs de la tranchée rapportée à la longueur d'onde :  $H/A_R = 0.363, 0.726$  et  $1.452$ . L'efficacité de la tranchée est plus significative pour les tranchées plus profondes, car la réduction maximale est plus grande (90 %).

La réduction d'amplitude autour de la tranchée est représentée sur la figure (III. 13) pour une tranchée semi-circulaire et une tranchée rectangulaire. Ces résultats montrent que des zones de faible amplitude ( $< 0.125$ ) apparaissent au-delà de la tranchée, alors que certaines zones peuvent connaître une amplification de mouvement ( $> 1.25$ ) avant la tranchée. L'efficacité du système d'isolation étudié par Woods [139] et Richart et al. [136] a été démontrée.

Les dimensions optimales de la tranchée dépendent de la longueur d'onde principale du problème. Les valeurs minimales des rapports entre les dimensions du système et la longueur d'onde (c'est-à-dire  $H/A_R$  et  $W/A_R$ ) ne permettent que des applications à des fréquences allant jusqu'à plusieurs centaines de Hz. (en gardant les longueurs d'onde pas trop grandes). Autre remarque sur les tracés d'isovaleurs affichés sur la figure (III. 13) concerne les caractéristiques non symétriques des résultats. Dans les dépôts de sol réels, la stratification du

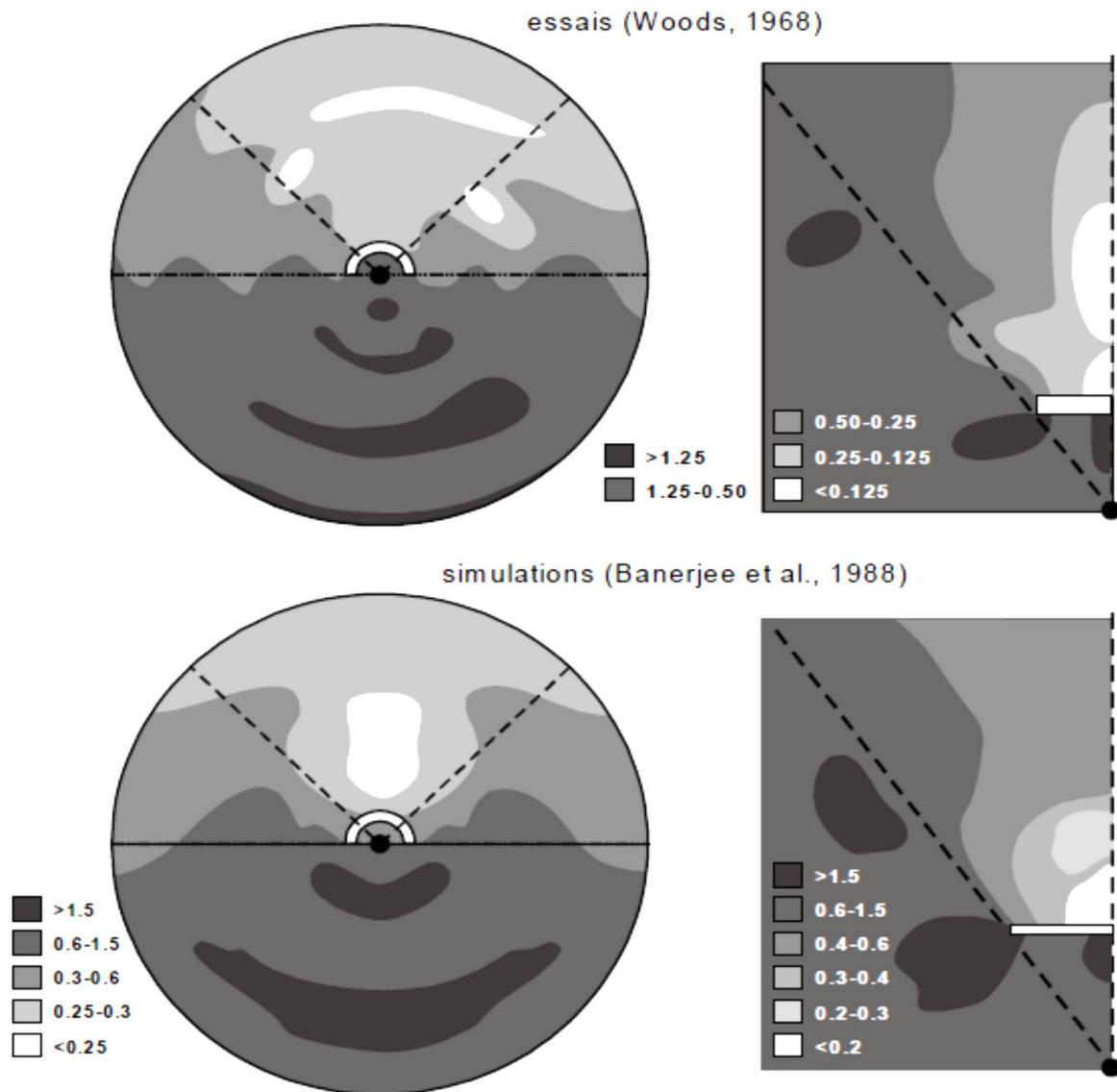
sol n'est pas parfaitement plane et certaines hétérogénéités peuvent survenir : l'efficacité de l'isolation n'est donc pas entièrement symétrique.



**Figure III. 13** Facteur de réduction d'amplitude pour différentes profondeurs normalisées des tranchées [139].

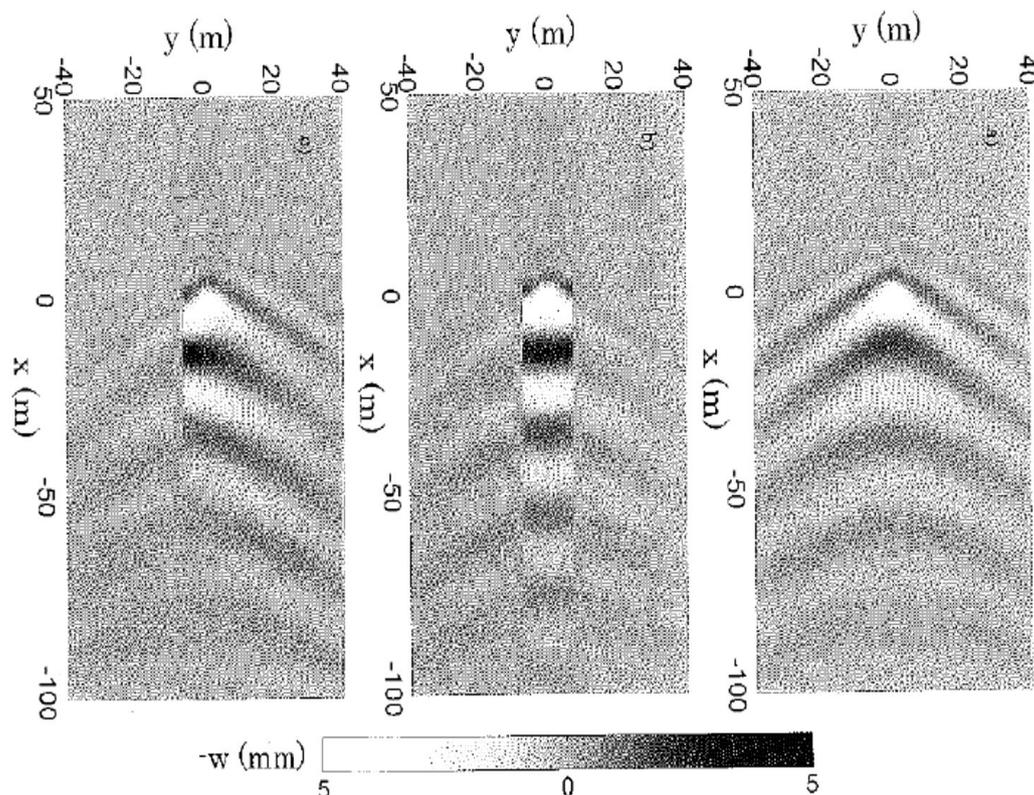
De nombreux auteurs ont étudié les différentes méthodes et les systèmes d'isolation des ondes [139-146]. En 1977, Haupt [143] a principalement étudié l'isolation à l'aide d'écrans rigides intégrés. Banerjee et al. [141] ont utilisé la méthode des éléments de frontière pour simuler les essais in situ, réalisées par Richart et al. [136] (Figure III. 14). Les résultats indiquent qu'un système d'isolation impliquant une tranchée vide est généralement plus efficace.

D'autres travaux expérimentaux ont été réalisés par Woods et al. [147] pour analyser l'isolation des vibrations par rangées des puits cylindriques (vides ou remplis). Pour estimer l'influence du système d'isolation sur le processus de propagation des ondes, Woods a envisagé une technique holographique et donne l'efficacité globale du système en fonction du diamètre des puits et de leur distance relative. En plus, l'utilisation intensive des techniques numériques en 2D et 3D a motivé de nouvelles recherches dans ce domaine [124, 126-128, 134, 148-150].



**Figure III. 14** Isolation vibratoire à l'aide d'une tranchée circulaire (gauche) ou rectiligne (droite): résultats expérimentaux de Woods [139] et numériques de Banerjee et al. [141].

Karlstrom et Boston [148] ont étudié numériquement l'efficacité des tranchées sur l'isolation des ondes des vibrations induites par les trains et se propageant dans le sol. Trois cas sont comparés sur la figure (III. 15) : le cas sans technique d'isolation (à droite), le cas impliquant deux tranchées (au milieu) et le cas utilisant une seule tranchée (à gauche). Comme le montre la figure (III. 15), l'efficacité de la tranchée est très bonne. Cependant, le niveau de vibration étant réduit dans l'environnement, les ondes mécaniques semblent piégées dans la structure de la voie (Figure III. 15, au milieu). Cela peut entraîner des dommages à la structure de la voie.



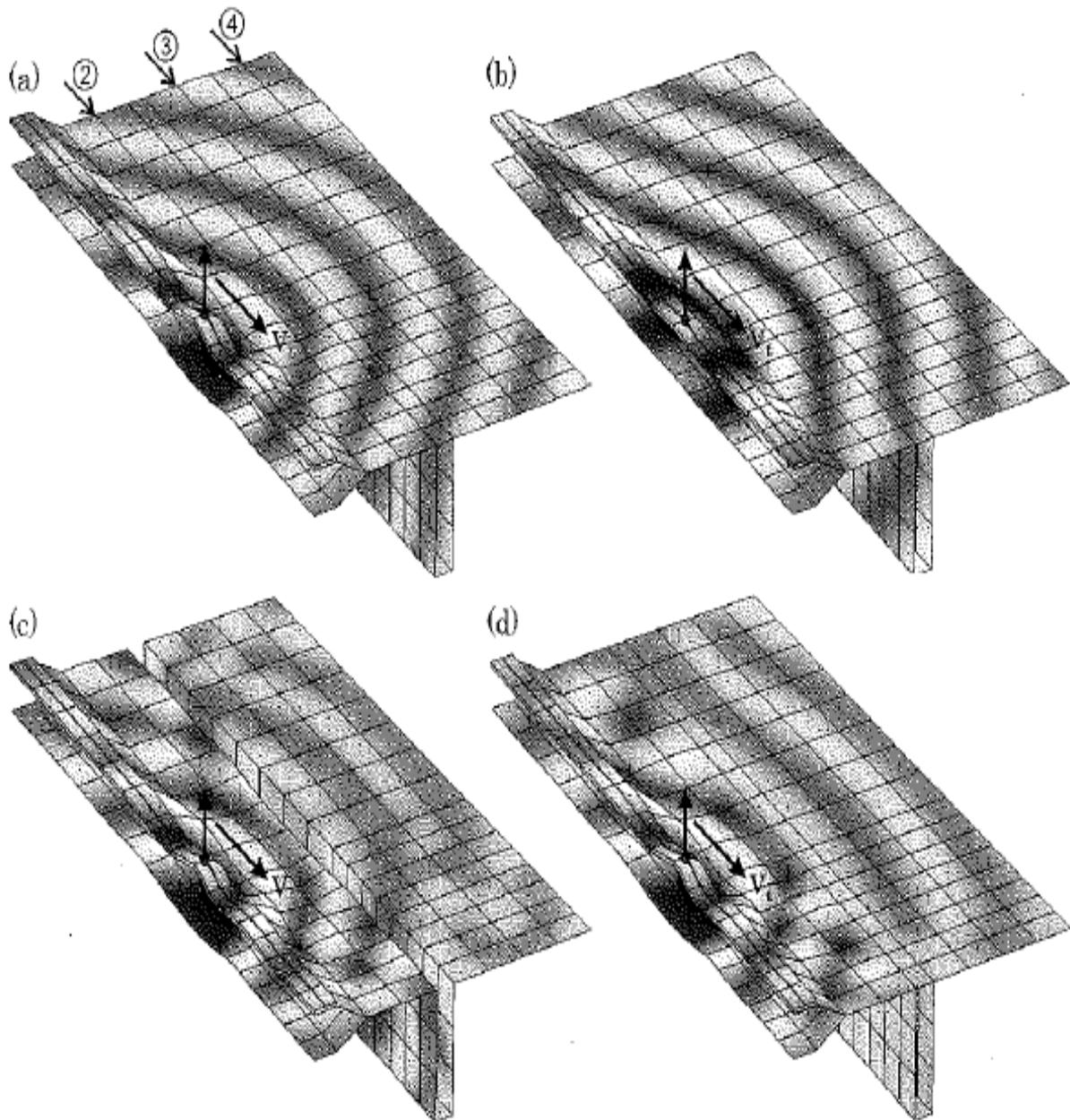
**Figure III. 15** Analyse numérique de diverses techniques d'isolation des vibrations induites par les trains: pas d'isolation (à droite), deux tranchées (au milieu) et une tranchée (à gauche) [148].

Andersen et Nielsen [149] ont étudié numériquement diverses techniques d'isolation, comme le montre la figure (III. 16), le champ d'onde rayonné au voisinage de la voie est significativement différent d'un cas à l'autre. L'efficacité de la tranchée ouverte (en bas à gauche) et de l'écran en béton (en bas à droite) semble être plus grande que celle du sol amélioré (en haut à droite).

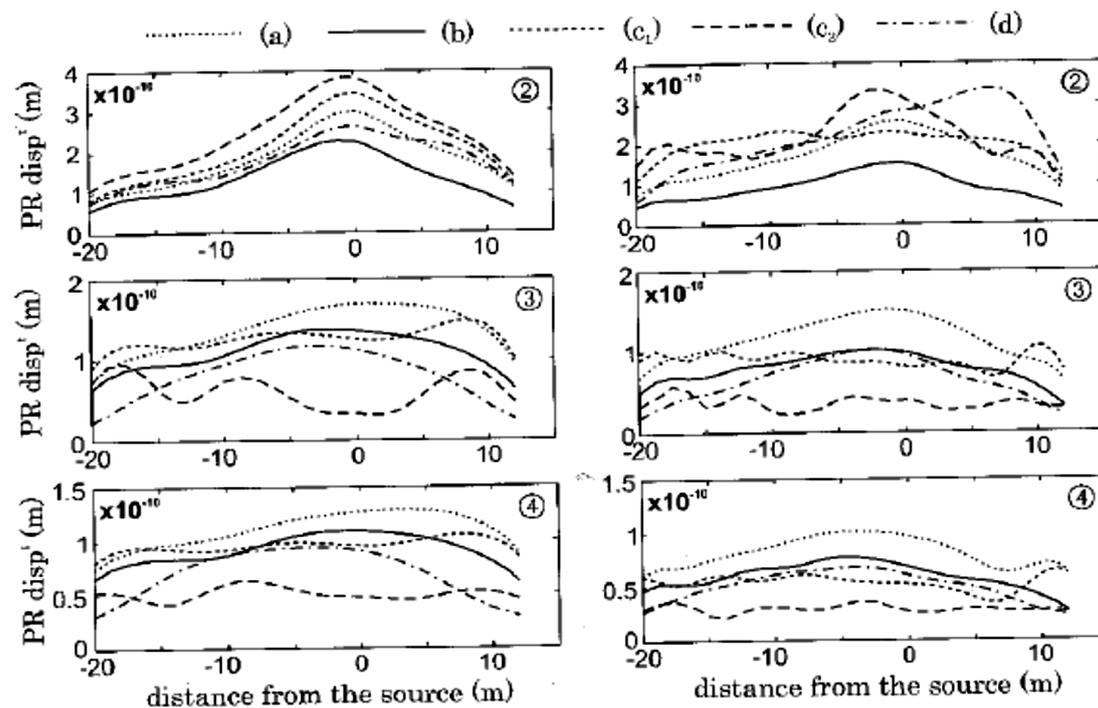
En considérant les différentes lignes parallèles à la voie (notées 2, 3 et 4 sur la figure(III. 16), Andersen et Nielsen ont évalué l'efficacité de chaque système d'isolation dans ce sens. Pour une paire de forces verticales, les résultats sont affichés sur la figure (III. 17) en termes de pseudo-résultant déplacement  $PRD = (|u_x|^2 + |u_y|^2 + |u_z|^2)^{1/2}$  à deux fréquences : 10 Hz (à gauche) et 20 Hz (à droite). Le long des lignes 3 et 4 (c'est-à-dire au-delà du système d'isolation), l'efficacité de la tranchée ouverte (la plus profonde ( $c_2$ )) est la plus grande et celle de l'écran en béton (d) est proche de la tranchée profonde loin de la voie. L'efficacité est plus grande à 20 Hz (Figure III. 17, à droite) car la longueur d'onde associée est plus courte (la géométrie du système d'isolation apparaît donc plus grande).

La technique du sol amélioré (b) n'apparaît pas comme une technique très efficace en termes d'isolation loin de la voie. Cependant avant le système d'isolation (Figure III. 17, en haut), la

technique d'amélioration du sol (b) conduit à des déplacements plus petits à proximité de la voie et peut réduire les dommages potentiels par rapport à d'autres techniques d'isolation.



**Figure III. 16** Analyse numérique de diverses techniques d'isolation des vibrations induites par les trains: (a) voie et sous-sol d'origine, (b) sol amélioré, (c) tranchée ouverte et (d) tranchée remblayée en béton [149].



**Figure III. 17** Efficacité des différentes techniques d'isolation pour les vibrations induites par les trains : pseudo-résultant déplacement au voisinage de la voie (lignes 2, 3 et 4) : (a) voie et sous-sol d'origine ; (b) amélioration des sols ; (c<sub>1</sub>) tranchée ouverte de 2 m de profondeur ; (c<sub>2</sub>) tranchée ouverte de 6 m de profondeur et (d) tranchée remblayée en béton [149].

### III. 6 CONCLUSION

Dans ce chapitre, on peut conclure que le principal problème des vibrations induites par le trafic est que le fait qu'elles soient une source en mouvement. En outre, l'interaction entre le véhicule et la route/voie implique généralement des processus de contact/glisement et peut être très complexe à décrire. C'est donc plus difficile à caractériser le chargement dynamique ou à modéliser le processus de propagation des ondes dans le sol. À cet effet, diverses techniques d'isolation active et passive ont été proposées pour réduire les effets de ces ondes. La technique des tranchées vides ou remplies est la technique la plus reconnue dans ce domaine, où pour assurer une bonne efficacité, les conditions suivantes doivent être respectées [123]:

- La fréquence doit être comprise entre 10 et 5000 Hz.
- La réduction d'amplitude doit être divisée par un facteur de 4 ou 8 (Figure III. 13).
- La profondeur des tranchées ou d'inclusion doit prendre la même valeur de la longueur d'onde.
- La largeur des tranchées doit être comprise entre 0.1 et 0.5 de la longueur d'onde.

## **CHAPITRE IV : ETUDE DE L'INTERACTION STRUCTURE-SOL-STRUCTURE SOUS CHARGEMENT DE TRAFIC**

### **IV. 1 INTRODUCTION**

Le mouvement des moyens de transport de surface et souterrains génère une énergie de vibration qui est transmise à travers le sol par les ondes de surface et affecte négativement les structures et les personnes à proximité [151]. En règle générale, deux types d'ondes de surface d'intérêt principal à des fins d'ingénierie ; les ondes de Rayleigh et Love [152]. Environ 67 % de l'énergie vibratoire est transmise aux ondes de Rayleigh et le reste est transmis aux ondes de cisaillement et de compression [139]. Les ondes dominantes comme l'onde de Rayleigh peuvent transmettre les vibrations de la source aux structures via leurs fondations où elles peuvent amener certaines de ces structures à des cas de résonance. Généralement, la fréquence induite par un passage de train varie entre 4 - 50 Hz [153], 1 - 80 Hz pour les chemins de fer souterrains et 1 - 200 Hz pour le bruit rayonné [154, 155]. À cet effet, une conception réussie de systèmes de circulation urbaine impliquant le trafic routier au niveau du sol et le trafic ferroviaire dans les tunnels est une tâche très difficile en raison des phénomènes d'interaction dynamique entre les composants du système (sol, bâtiments, tunnels, etc.) [117]. L'interaction sol-structure (ISS) et l'interaction structure-sol-structure (ISSS) sont des phénomènes dans lesquels le sol peut influencer fondamentalement sur le comportement des réponses des structures et vice-versa où la nature de cet effet correspond clairement aux caractéristiques physiques et mécaniques du sol, le type et la densité des structures situées dans la même zone urbaine, l'emplacement et le type de charge appliquée [118, 156-163]. Plusieurs travaux sont effectués en utilisant différentes méthodes et en considérant l'ISS et l'ISSS pour prévoir les vibrations induites par le trafic et montrent que ces phénomènes ont des effets significatifs sur le comportement dynamique des structures voisines [154, 164-169]. Pour cette raison, de nombreuses solutions techniques sont utilisées pour réduire ces effets en minimisant la propagation des ondes incidentes à proximité des structures, comme l'installation d'un système de rails à dalles flottantes (FST) pour isoler les sources de vibrations au sol [170] ou, en séparant la source de vibration et les structures en utilisant des tranchées ouvertes et remplies [153], également en utilisant la technologie des masses lourdes [171].

Le présent travail vise à étudier numériquement l'interaction dynamique entre les structures situées sur la surface du sol et les structures souterraines sous des charges du trafic, en considérant :

- l'effet de la présence du tunnel sur la surface libre du sol.
- l'effet des caractéristiques matérielles et géométriques comme la rigidité, la profondeur et l'amortissement d'une couche superficielle recouvrant un demi-espace.
- l'effet de la densité des structures superficielles et la profondeur du tunnel.

## IV. 2 EFFET DE LA PRESENCE DU TUNNEL SUR LA SURFACE LIBRE DU SOL

Dans cette partie, on étudie en utilisant le logiciel éléments finis Plaxis<sup>2D</sup> l'influence de la présence d'un tunnel sur la réponse dynamique de la surface libre du sol dû à un chargement du trafic de surface en utilisant le logiciel éléments finis Plaxis<sup>2D</sup>. Afin d'effectuer cette étude on considère la variation des paramètres : la rigidité du sol, la position du chargement, la profondeur et l'épaisseur du tunnel.

### IV. 2.1 Analyse et validation par la MEF

Dans la présente modélisation numérique, les mêmes caractéristiques matérielles et géométriques prises par Estorff et al. [117] sont adoptées afin de comparer et de valider la précision des résultats. Un système sol-tunnel est pris tel qu'il est montré sur la figure (IV. 1). Les caractéristiques du sol et du tunnel sont présentées dans le tableau (IV. 1). La profondeur du tunnel est prise  $h = 4$  m. Deux charges de trafic unitaires sont adoptées ; la première appliquée sur la surface libre du sol au point A et la seconde à la base du tunnel au point C. Ces charges sont réparties séparément sur deux mètres. La densité du maillage est prise fine près du tunnel et moyenne dans le reste. Le sol et le tunnel sont modélisés par un modèle de déformation plane (2D) avec des éléments triangulaires à 15 nœuds qui sont définis par 12 points de contrainte où toutes les dimensions du triangle peuvent être contrôlées par la taille moyenne des éléments ( $B$ ) (voire chapitre II). Les nœuds communs de la zone d'interaction sol-tunnel sont considérés parfaitement rigides (sans éléments d'interface). Le système adopté est étudié d'une part sous l'impact de la charge du trafic de surface et sous l'impact de la charge du trafic de souterrain de l'autre. La figure (IV. 2) présente les déplacements verticaux aux points B et C dus aux charges du trafic de surface et souterrain. Une bonne convergence a été remarquée entre les résultats de la présente modélisation et le travail de Estorff et al. (1991). Les valeurs utilisées des constantes d'intégration de Newmark ( $\alpha_N = 0.3025$  et  $\beta_N = 0.6$ ) et des coefficients de relaxation adimensionnels ( $a = 1$  et  $b =$

0.25) assurent pratiquement un amortissement numérique très faible, des résultats stables et une absorption raisonnable des ondes aux frontières. La figure (IV.2) présente les réponses verticales pour les deux cas de chargement de la présente modélisation. On remarque que les résultats sont bien accordés que ceux de Estorff et al. [117].

Tableau IV. 1 Caractéristiques du sol et du tunnel.

Propriétés	Symbole	Sol	Tunnel
<b>Matériau</b>			
Masse volumique [ $\text{kg m}^{-3}$ ]	$\rho$	2000	2000
Module de Young [ $\text{kN m}^{-2}$ ]	$E$	$2.66 \times 10^5$	$3 \times 10^7$
Module de cisaillement [ $\text{kN m}^{-2}$ ]	$G$	$1 \times 10^5$	$1.20 \times 10^7$
Coefficient de Poisson	$\nu$	0.33	0.25
Onde de cisaillement [ $\text{m s}^{-1}$ ]	$V_s$	221.4	2425
<b>Modélisation</b>			
Taille d'élément moyenne [m]	$B$	0.70	0.70

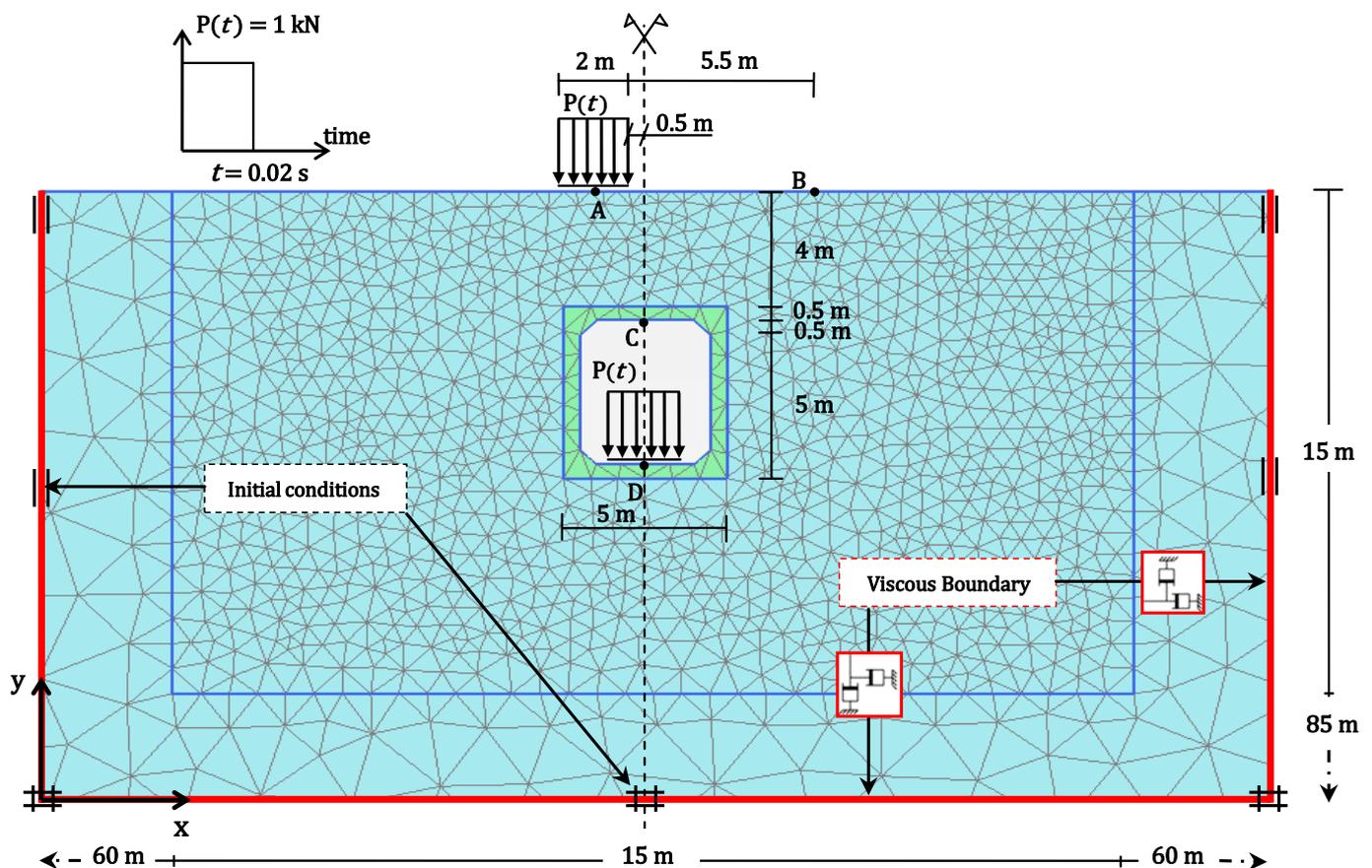
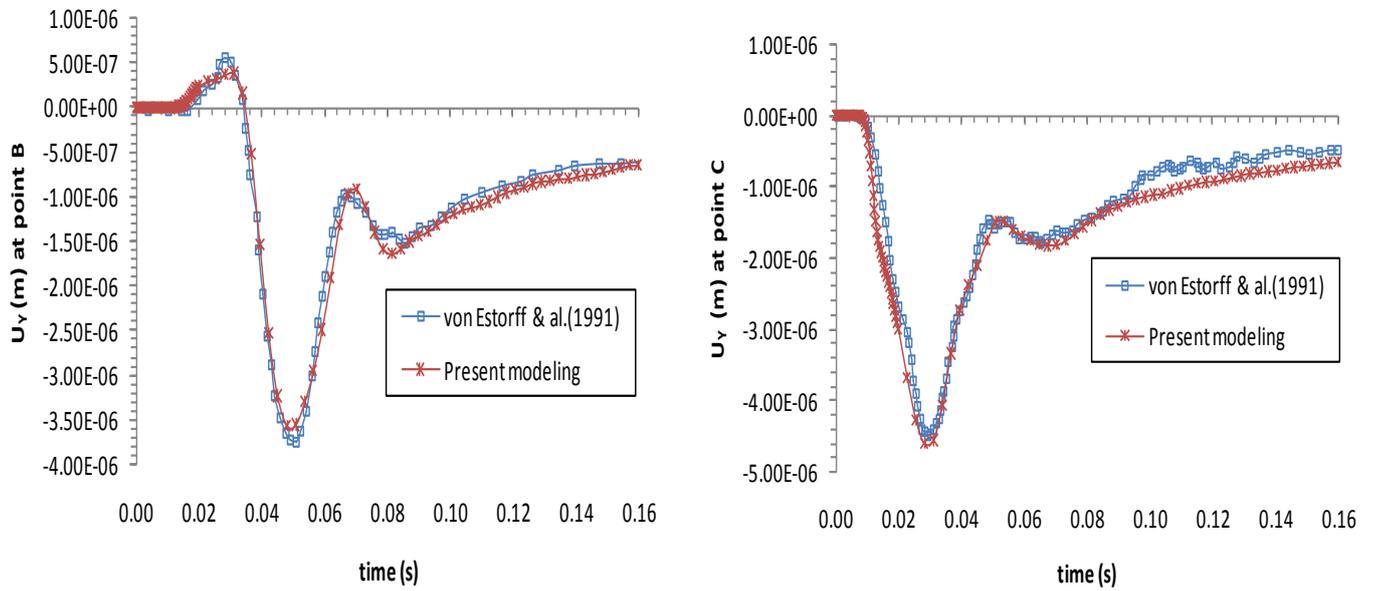
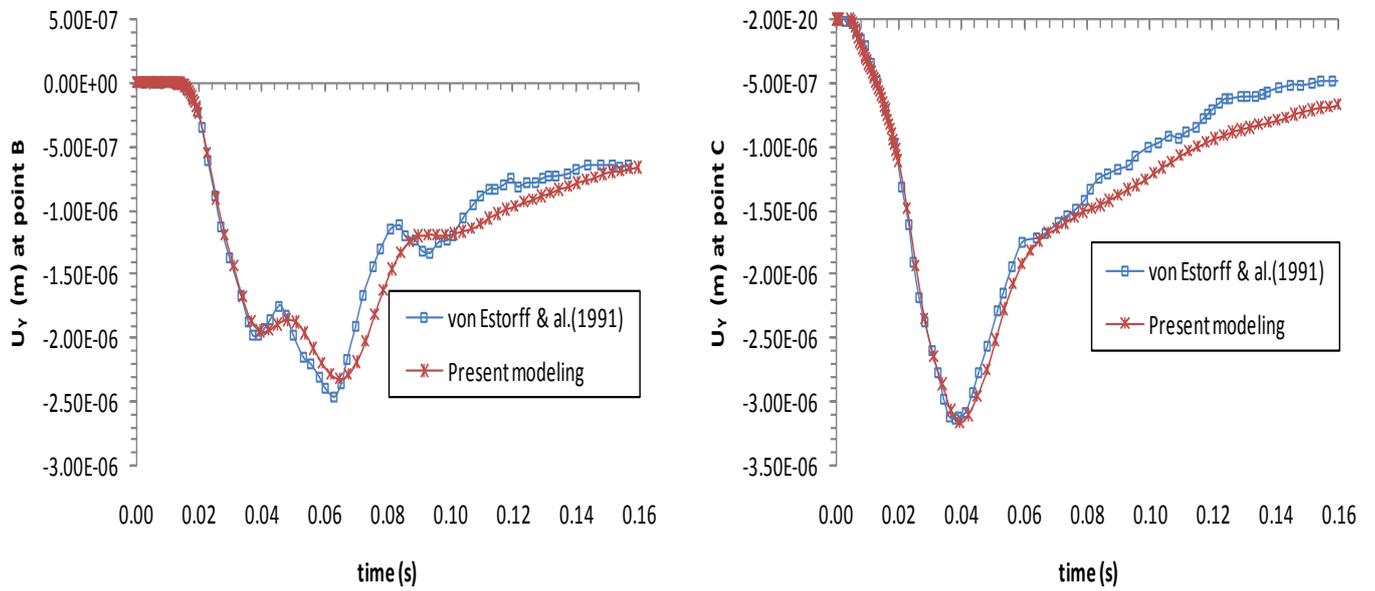


Figure IV. 1 Géométrie et maillage du système demi-sol-tunnel par la MEF (présente étude).



(a)



(b)

Figure IV. 2 Déplacement vertical dû à: (a) la charge du trafic de surface; (b) la charge du trafic souterrain.

## IV. 2.2 Études de cas et discussions

En se basant sur les résultats obtenus de la validation, et afin d'étudier les effets de présence d'un tunnel sur les vibrations de la surface du sol dus aux charges du trafic de surface, le système sol-tunnel est étudié en considérant les effets de quatre paramètres comme : la profondeur et l'épaisseur du tunnel, la rigidité du sol et le type de la charge du trafic. Lors de l'analyse des effets d'un paramètre, les autres paramètres sont pris constants. Le rapport d'amplitude  $A_R$  proposé par Woods en 1968 [139] est utilisé pour estimer le niveau de vibration du sol, il est défini comme l'amplitude absolue de déplacement le long de la surface du sol avec et sans tunnel :

$$A_R = \frac{\text{l'amplitude absolue maximale du déplacement avec tunnel}}{\text{l'amplitude absolue maximale du déplacement sans tunnel}}$$

### IV .2.2.1 Effets de la profondeur du tunnel et de la rigidité du sol

Pour étudier les effets de la présence du tunnel sur la réponse dynamique du sol dus au trafic de surface, le même cas étudié que celui présenté sur la figure (IV. 1) est pris avec des variations dans la profondeur du tunnel ( $h$ ) et la rigidité du sol. Les caractéristiques de ce cas d'étude sont prises comme suit :

**Tableau IV. 2** Caractéristiques du sol, du tunnel et de la structure.

Propriétés	Symbole	Sol				Tunnel
		Cas 1	Cas 2	Cas 3	Cas 4	
<b>Matériau</b>						
Masse volumique [kg m <sup>-3</sup> ]	$\rho$	2200	2200	2000	1800	2000
Module de Young [kN m <sup>-2</sup> ]	$E$	$3.74 \times 10^6$	$9.34 \times 10^5$	$2.29 \times 10^5$	$5.33 \times 10^4$	$3.00 \times 10^7$
Module de cisaillement [kN m <sup>-2</sup> ]	$G$	$1.44 \times 10^6$	$3.59 \times 10^5$	$8.16 \times 10^4$	$1.84 \times 10^4$	$1.20 \times 10^7$
Coefficient de Poisson	$\nu$	0.3	0.3	0.40	0.45	0.25
Onde de cisaillement [m s <sup>-1</sup> ]	$V_s$	800	400	200	100	2425
<b>Modélisation</b>						
Taille d'élément moyenne [m]	$B$	2.21	1.47	0.70	0.40	0.40/0.70

Les figures (IV.3 – IV.6) montrent que le rapport des amplitudes ( $A_R$ ) est significativement influencé par la variation de la profondeur du tunnel et de la rigidité du sol. Pour les effets de profondeur, lorsque la profondeur du tunnel diminue, la valeur  $A_R$  est clairement diminuée, ceci

explique que la présence du tunnel diminue la réponse au-dessus du sol, cette atténuation de l'amplitude de la réponse peut être clairement observée quand la profondeur du tunnel est inférieure à 8 mètres. La magnitude de la réduction dépend également de la rigidité du sol où elle peut atteindre 50 % pour les cas des sols meubles ( $V_s \leq 200 \text{ ms}^{-1}$ ) et diminue avec l'augmentation des ondes de cisaillement du sol. De plus, cette réduction prend des valeurs importantes à proximité du tunnel et diminue lorsque l'on s'éloigne de la source de la charge et du tunnel.

Dans les figures (IV.7 – IV.10), il est remarqué que la présence du tunnel peut engendrer un phénomène de dispersion d'onde, qui peut moduler les longueurs des ondes entrantes vers des longueurs plus courtes, et créer une caractéristique de coupure de l'onde apparente dans le champ d'onde à travers la zone d'installation du tunnel. Les longueurs des ondes les plus courtes sont encore entravées à cause du rapport d'impédance du tunnel et sont rapidement absorbées par l'amortissement radiatif du sol. Donc si le sol est plus mou, l'absorption est plus rapide surtout lorsque le tunnel est plus proche de la surface libre du sol. Cela explique l'augmentation observée dans le rapport de réduction des amplitudes ( $A_R$ ) lors de la diminution de la profondeur du tunnel et la rigidité du sol, comme indiqué sur les figures (IV.3 – IV.6). D'autre part, l'interprétation de la réduction remarquée vient du comportement de transmission des vibrations d'une couche de sol reposant sur un substrat rocheux. Selon Wolf (1985), aucun mode propre de vibration ne peut être induit en dessous de la fréquence de coupure de la couche du sol, qui est égal à  $V_s/(4H)$  pour les vibrations horizontales et  $V_p/(4H)$  pour les vibrations verticales ( $H$  désignant la profondeur de la couche du sol) [172]. Ainsi, dans une certaine mesure, on s'attendait à ce que l'existence du tunnel peut montrer le même effet de coupure d'onde que celui produit par l'installation d'un substrat artificiel rigide dans le sol et directement sous la source de la charge dynamique, ce qui empêche la propagation des ondes de vibrations les plus longues [173, 174].

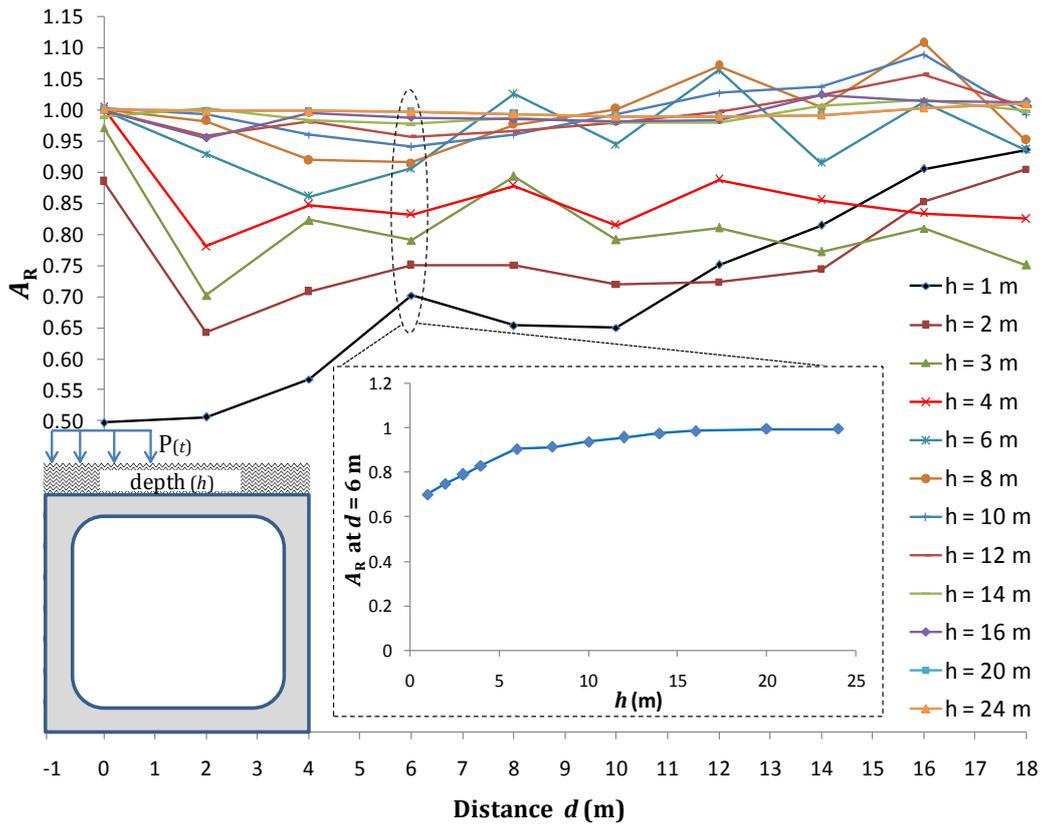


Figure IV. 3 Effets de la profondeur du tunnel et de la rigidité du sol sur les vibrations de la surface du sol dus au trafic de surface ; cas 1 :  $V_S = 100 \text{ ms}^{-1}$ .

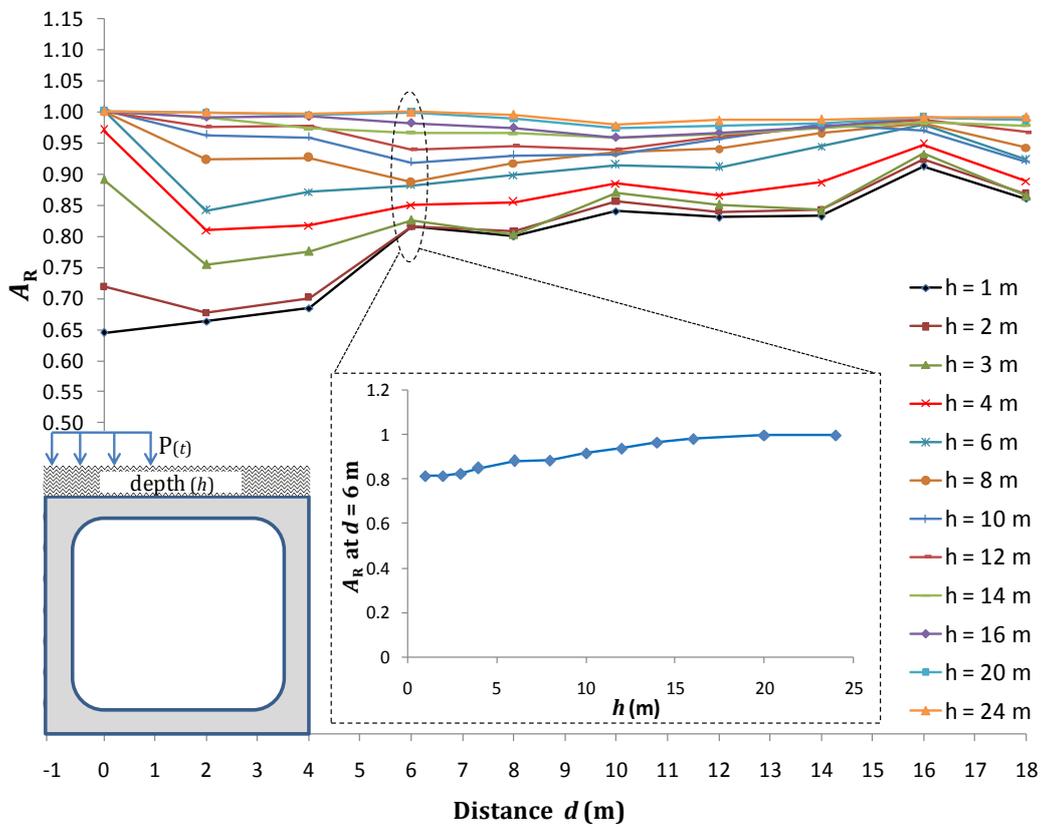


Figure IV. 4 Effets de la profondeur du tunnel et de la rigidité du sol sur les vibrations de la surface du sol dus au trafic de surface ; cas 2 :  $V_S = 200 \text{ ms}^{-1}$ .

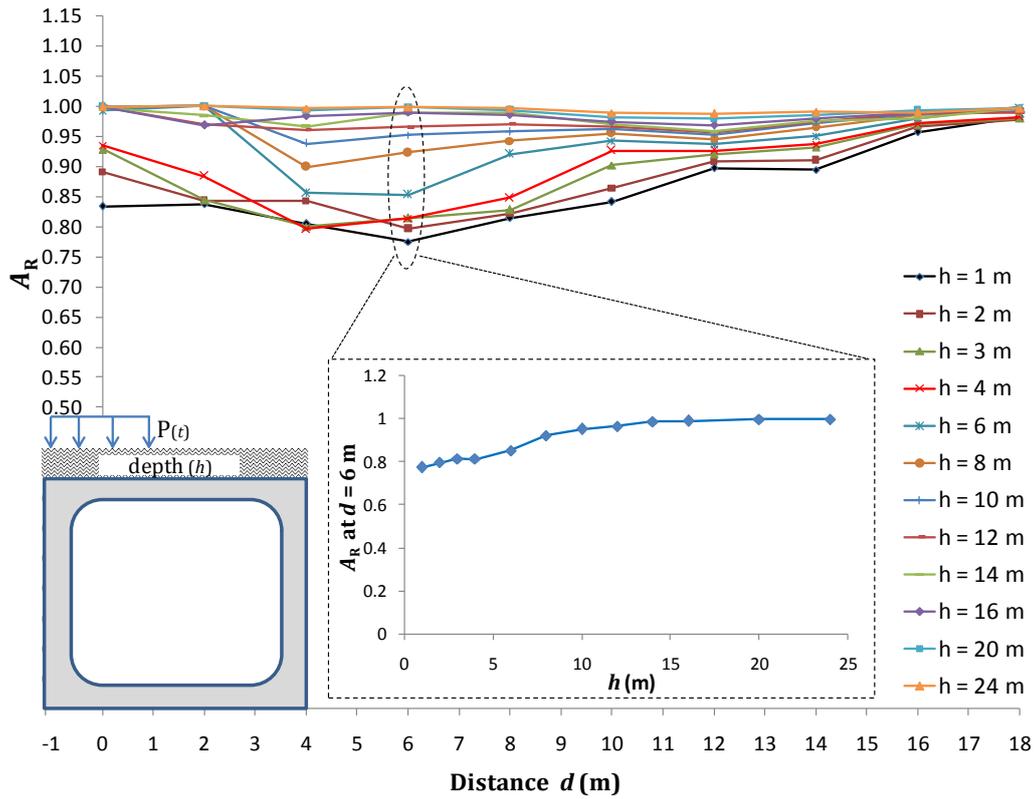


Figure IV. 5 Effets de la profondeur du tunnel et de la rigidité du sol sur les vibrations de la surface du sol dus au trafic de surface ; cas 3 :  $V_S = 400 \text{ ms}^{-1}$

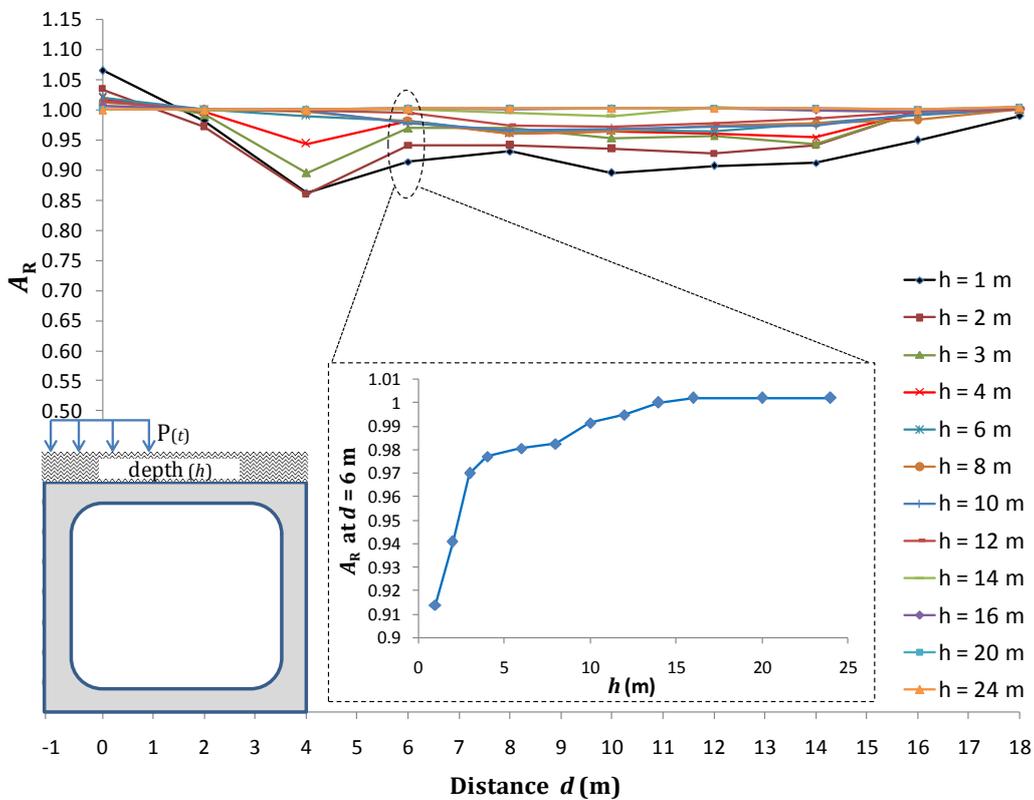


Figure IV. 6 Effets de la profondeur du tunnel et de la rigidité du sol sur les vibrations de la surface du sol dus au trafic de surface ; cas 4 :  $V_S = 800 \text{ ms}^{-1}$ .

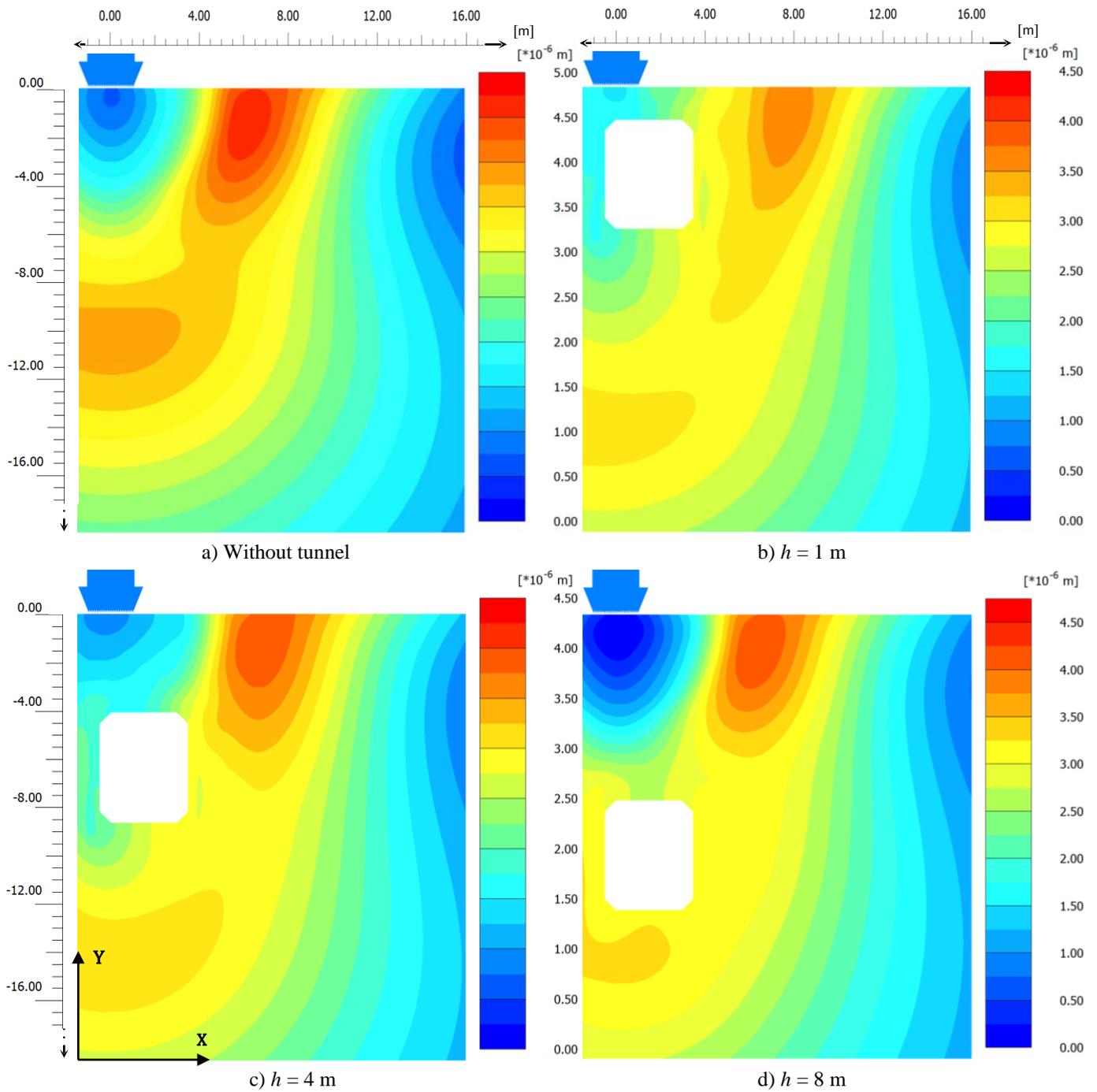


Figure IV. 7 Contour du déplacement total dû au trafic de surface ; cas 1 :  $V_s = 100 \text{ ms}^{-1}$ .

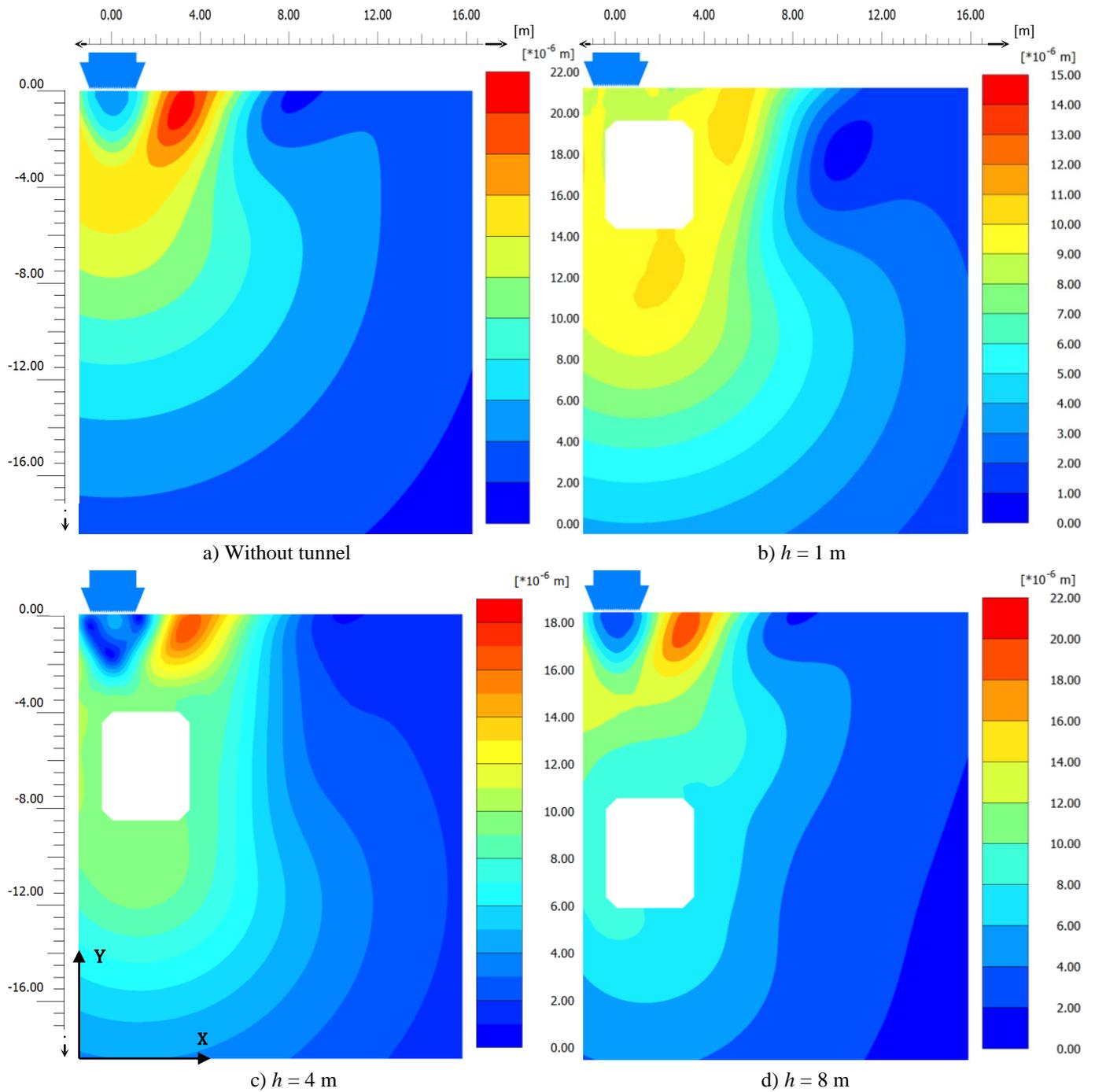


Figure IV. 8 Contour du déplacement total dû au trafic de surface ; cas 2 :  $V_s = 200 \text{ ms}^{-1}$ .

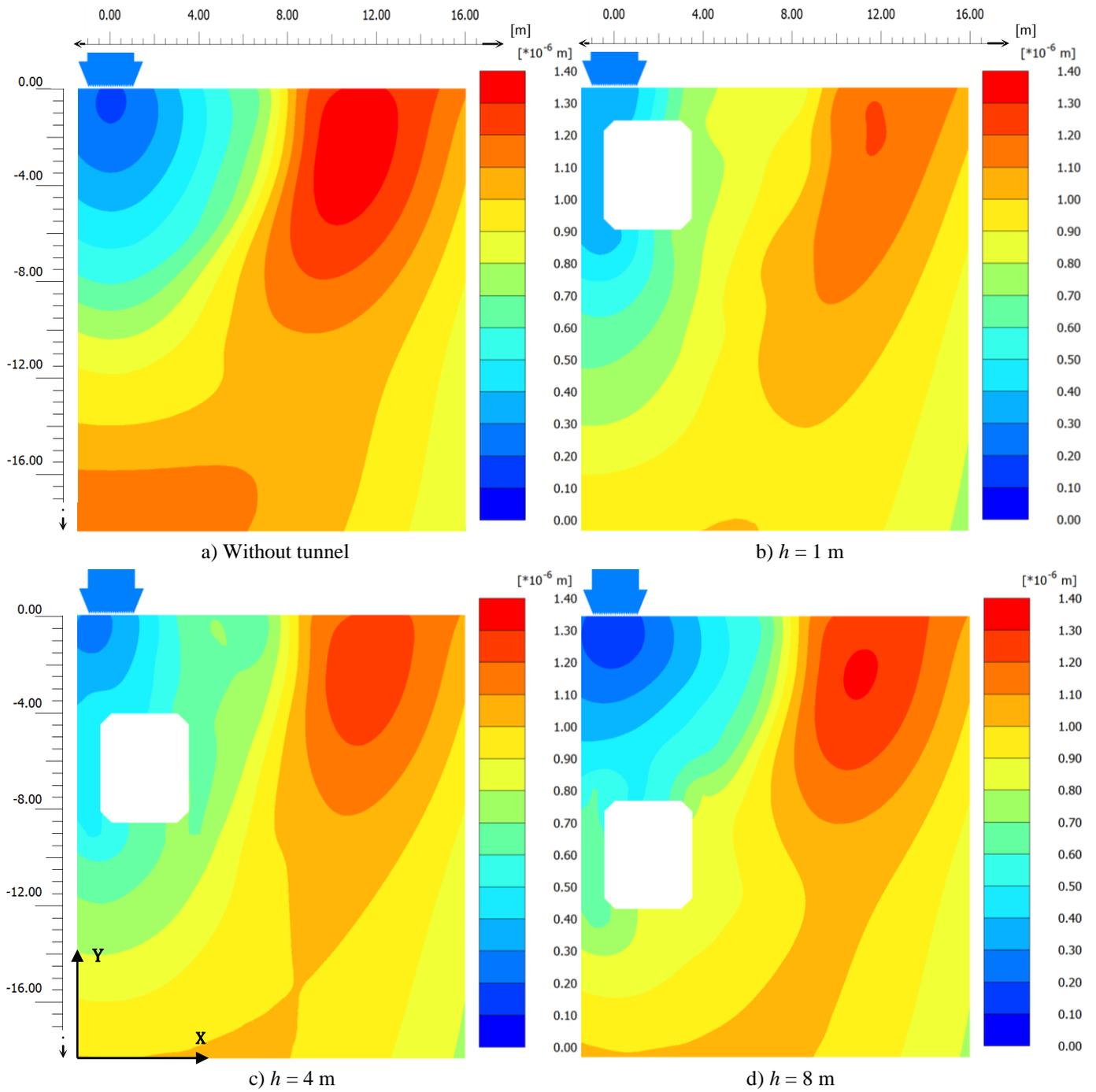


Figure IV. 9 Contour du déplacement total dû au trafic de surface ; cas 3 :  $V_s = 400 \text{ ms}^{-1}$ .

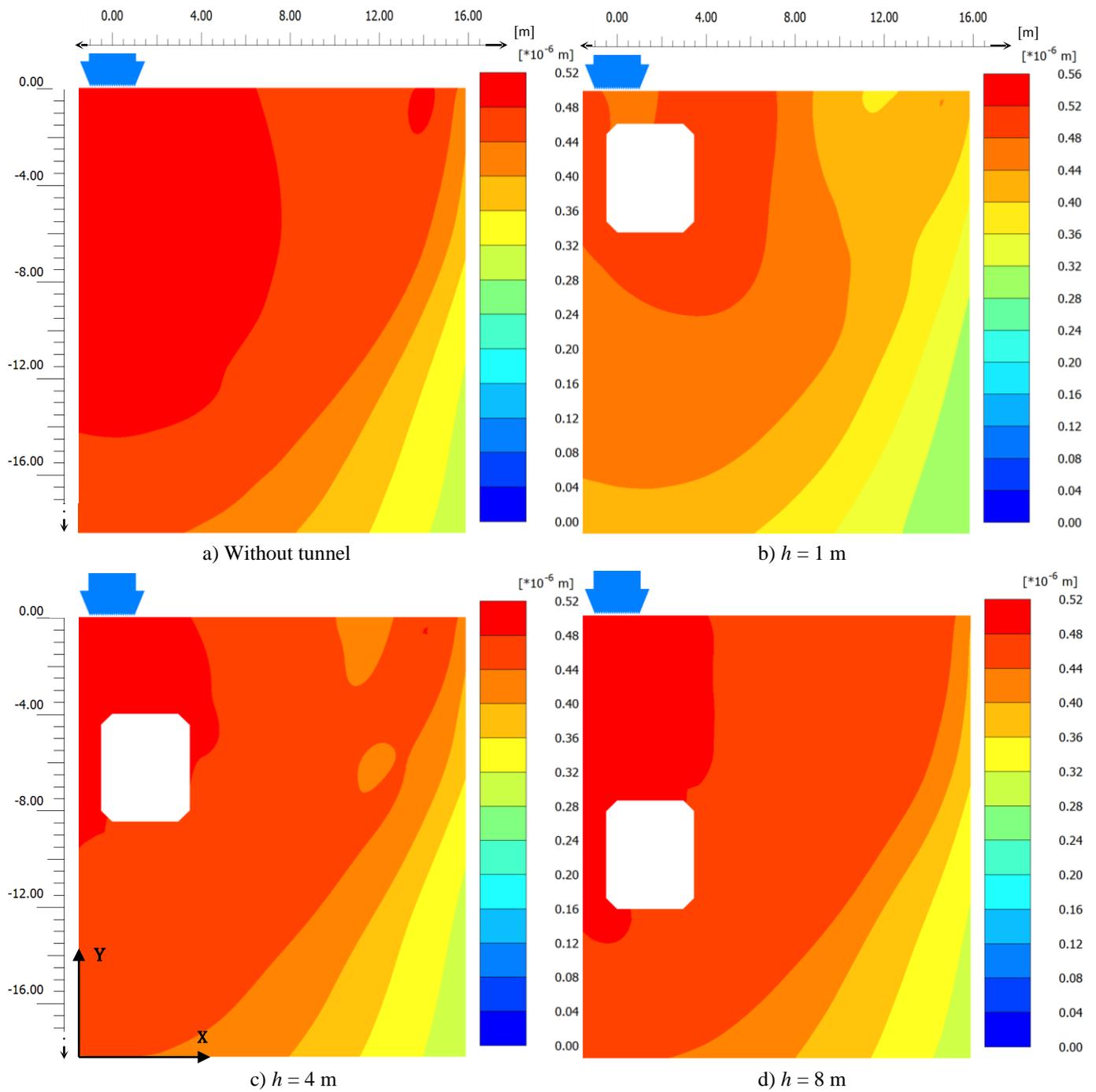
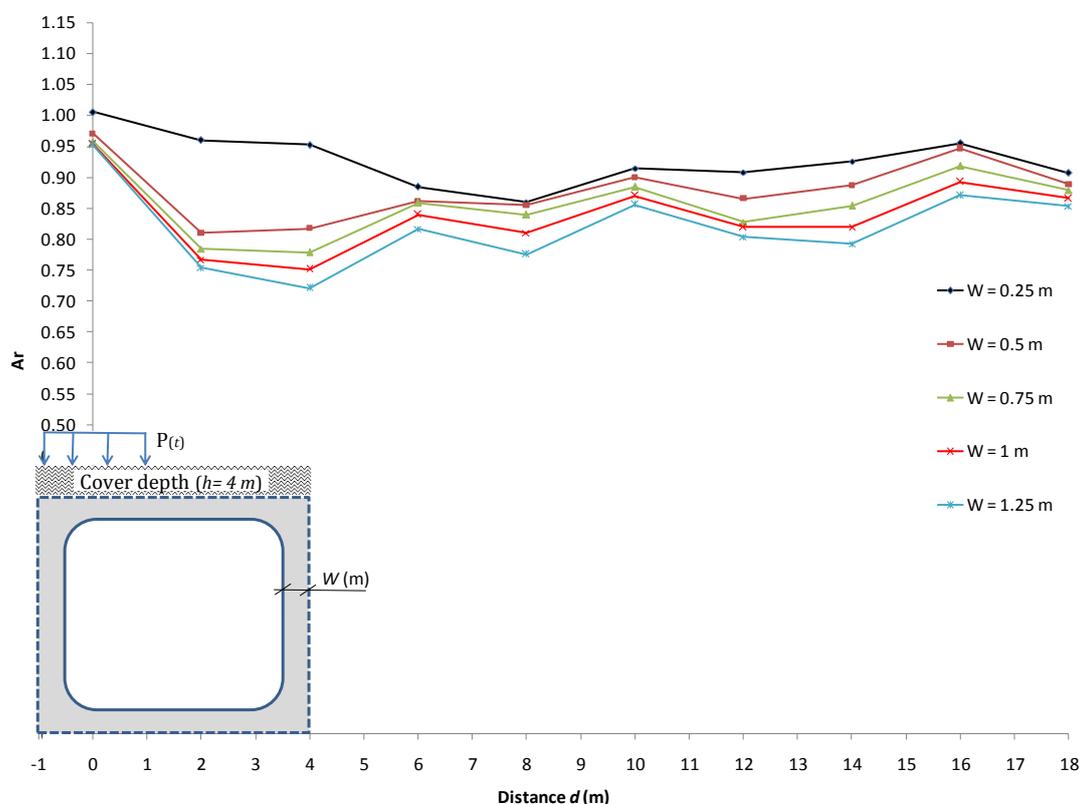


Figure IV. 10 Contour du déplacement total dû au trafic de surface ; cas 4 :  $V_S = 800 \text{ ms}^{-1}$ .

### IV. 2.2.2 Effet de l'épaisseur du tunnel

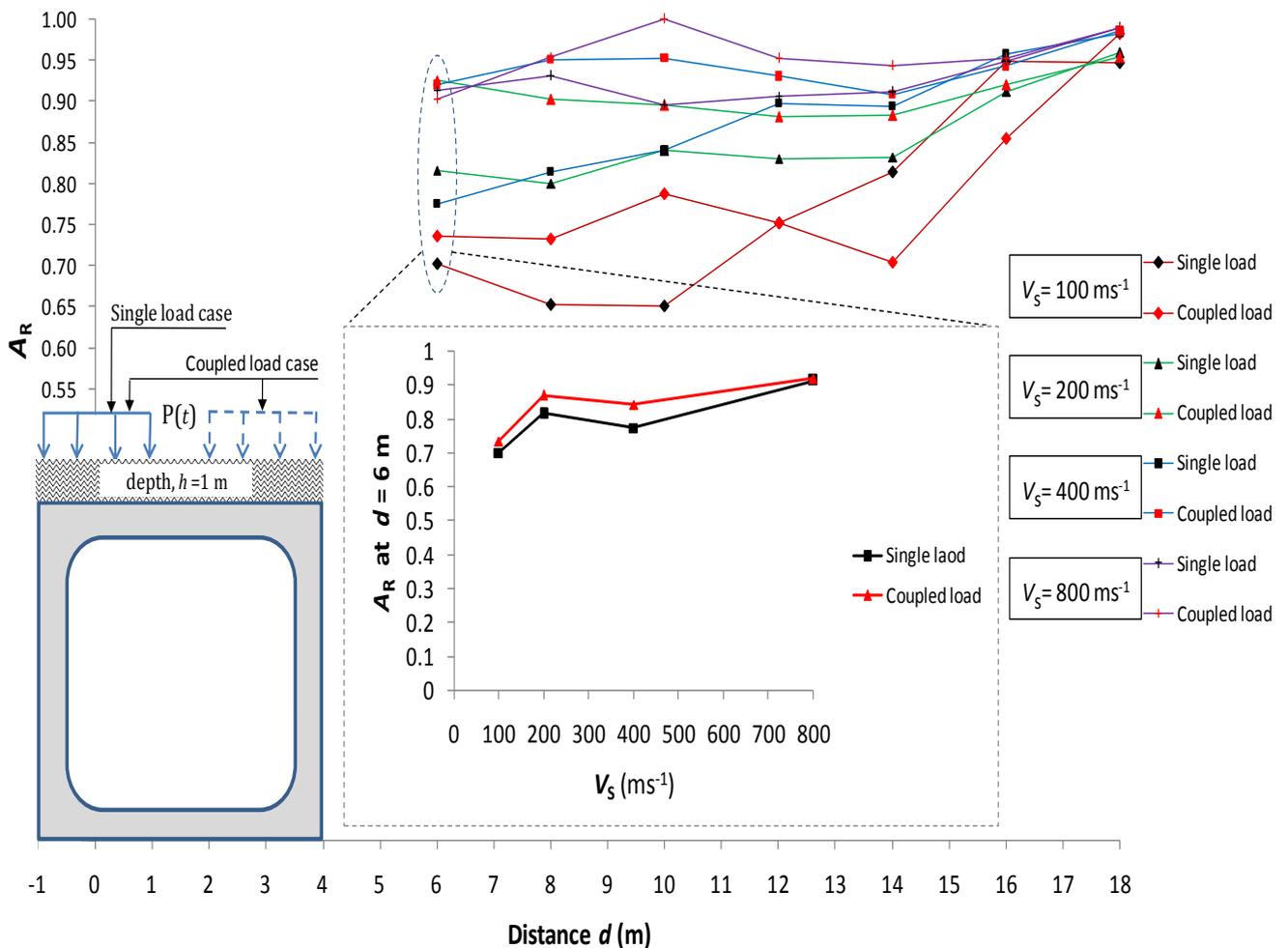
Dans cette sous-section, un cas réaliste est étudié pour étudier l'effet de la largeur du tunnel sur les vibrations de la surface du sol sous l'impact de l'application d'une charge du trafic de surface. Les mêmes propriétés du tunnel sont adoptées comme indiqué dans la sous-section précédente. Un sol ferme est pris dans ce cas, défini par une vitesse de l'onde de cisaillement  $V_S = 200 \text{ ms}^{-1}$ . La profondeur du tunnel ( $h=4\text{m}$ ) est considérée constante et est égale à 4 m. La figure (IV. 11) montre que l'augmentation de l'épaisseur du tunnel a un effet significatif sur le rapport de réduction des amplitudes ( $A_R$ ) ; lorsque les valeurs de l'épaisseur du tunnel ( $w$ ) augmentent, les valeurs de  $A_R$  diminuent. Cela signifie que l'agrandissement de l'épaisseur du tunnel augmente le taux de réduction des réponses de la surface libre du sol résultant principalement de l'augmentation de l'impédance du tunnel. De plus, il est remarquée que le comportement de l'effet de l'épaisseur sur le rapport de réduction des vibrations est le même que celui produit par la présence d'un substrat artificiel rigide dans le sol. Ceci est mis en évidence dans l'étude paramétrique effectuée par Takemiya en 1998 pour savoir l'effet de la présence d'un substrat artificiel rigide sur la réponse de la surface libre de sol [175].



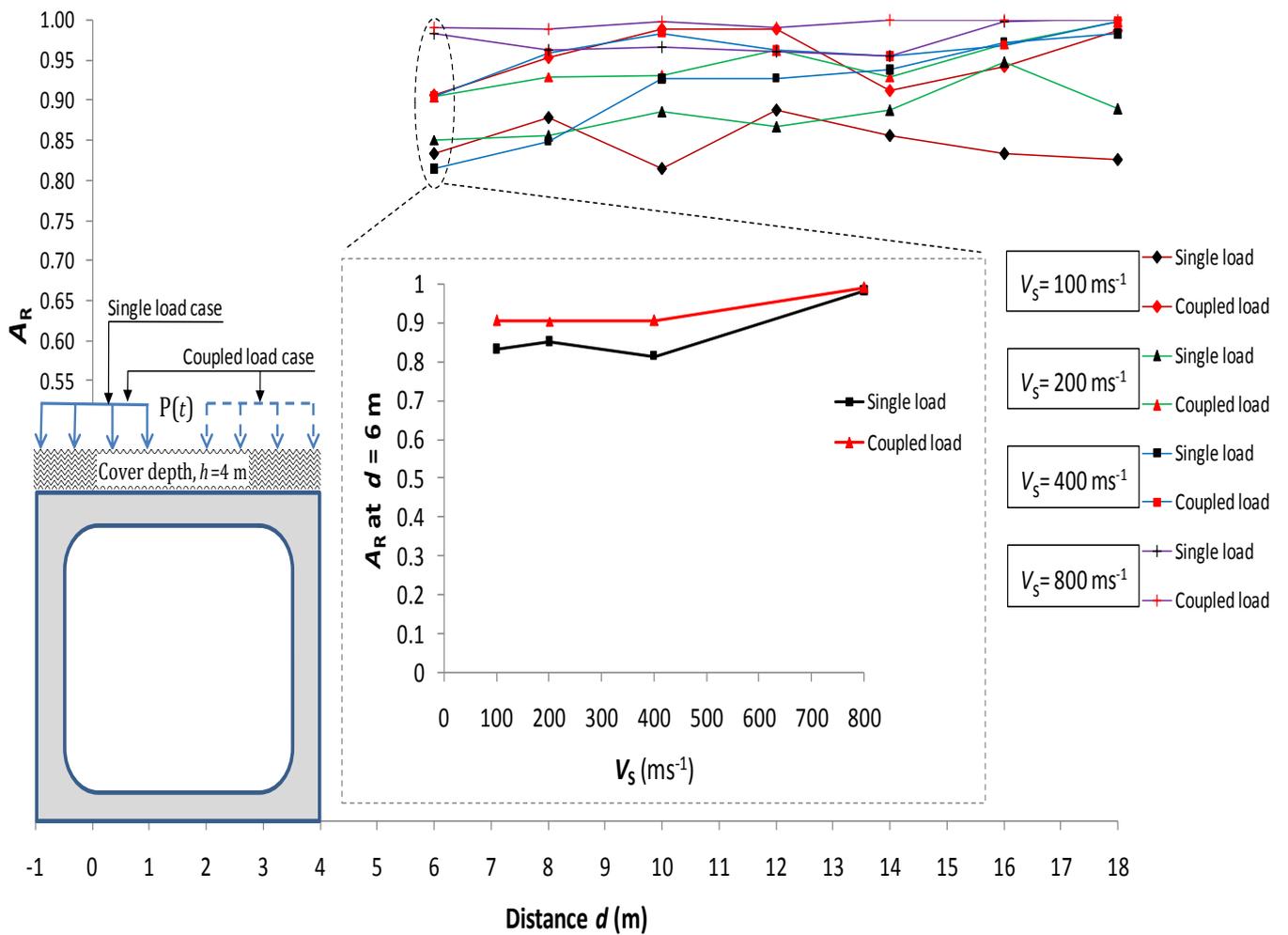
**Figure IV. 11** Effet de l'épaisseur du tunnel sur les vibrations de la surface libre du sol dû au trafic de surface.

IV. 2.2.3 Effet de la présence de deux charges simultanées

Une étude comparative est réalisée dans cette sous-section entre l'effet de la présence d'un chargement unique d'une part et de deux chargements simultanées de l'autre. Les mêmes caractéristiques géométriques et matérielles du sol et du tunnel du cas étudié dans la sous-section (IV. 2. 2. 1) sont adoptées dans cette partie d'étude. Deux cas de profondeur du tunnel sont pris:  $h = 1$  m et 4 m. La figure (IV. 12) montre que le rapport de réduction des amplitudes ( $A_R$ ) est clairement affecté lors de l'ajout d'une autre charge au-dessus du tunnel, cette augmentation du nombre de chargements diminue l'ampleur de la réduction, cela signifie que la valeur de  $A_R$  dans le cas du chargement unique est plus grande que dans le cas de deux chargements, ceci est observé pour les quatre types du sol ainsi que les deux cas de la profondeur.



(a)  $h = 1$  m



(b)  $h = 4$  m

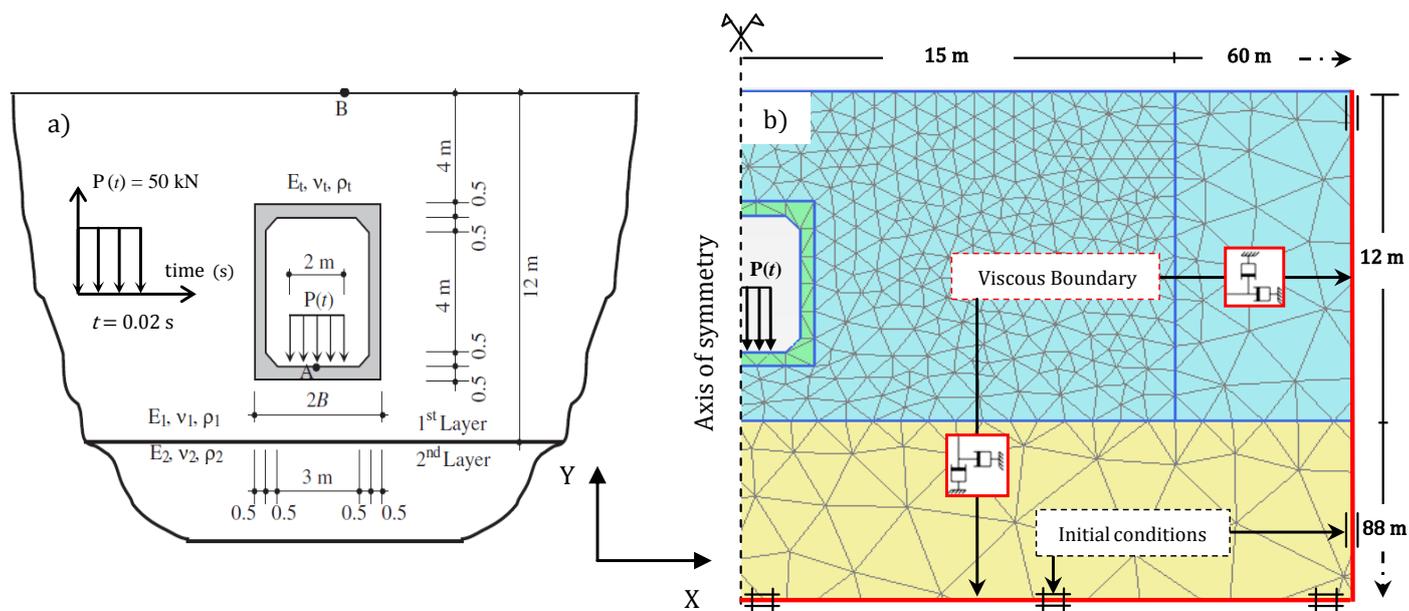
**Figure IV. 12** Effet de la présence de deux chargements simultanément sur les vibrations de la surface libre du sol.

### IV. 3 EFFET D'UNE COUCHE SUPERFICIELLE RECOUVRANT UN DEMI-ESPACE

On étudie l'influence de l'interaction tunnel-sol-structure en présence d'une couche superficielle du sol recouvrant un demi-espace sur le comportement de la réponse dynamique due à un chargement du trafic de surface et de souterrain. Les paramètres influents étudiés sont : la rigidité, la profondeur et l'amortissement de la couche.

#### IV .3.1 Analyse et validation par la MEF

Pour comparer et valider la précision de la présente modélisation numérique, le même cas étudié par Kim et Yun (2000) [118] est adopté ; ce cas consiste en un tunnel situé dans un demi-espace stratifié comme le montre la figure (IV. 13). Les caractéristiques du tunnel, de la première et la deuxième couche du sol sont représentées dans le tableau (IV. 3) :



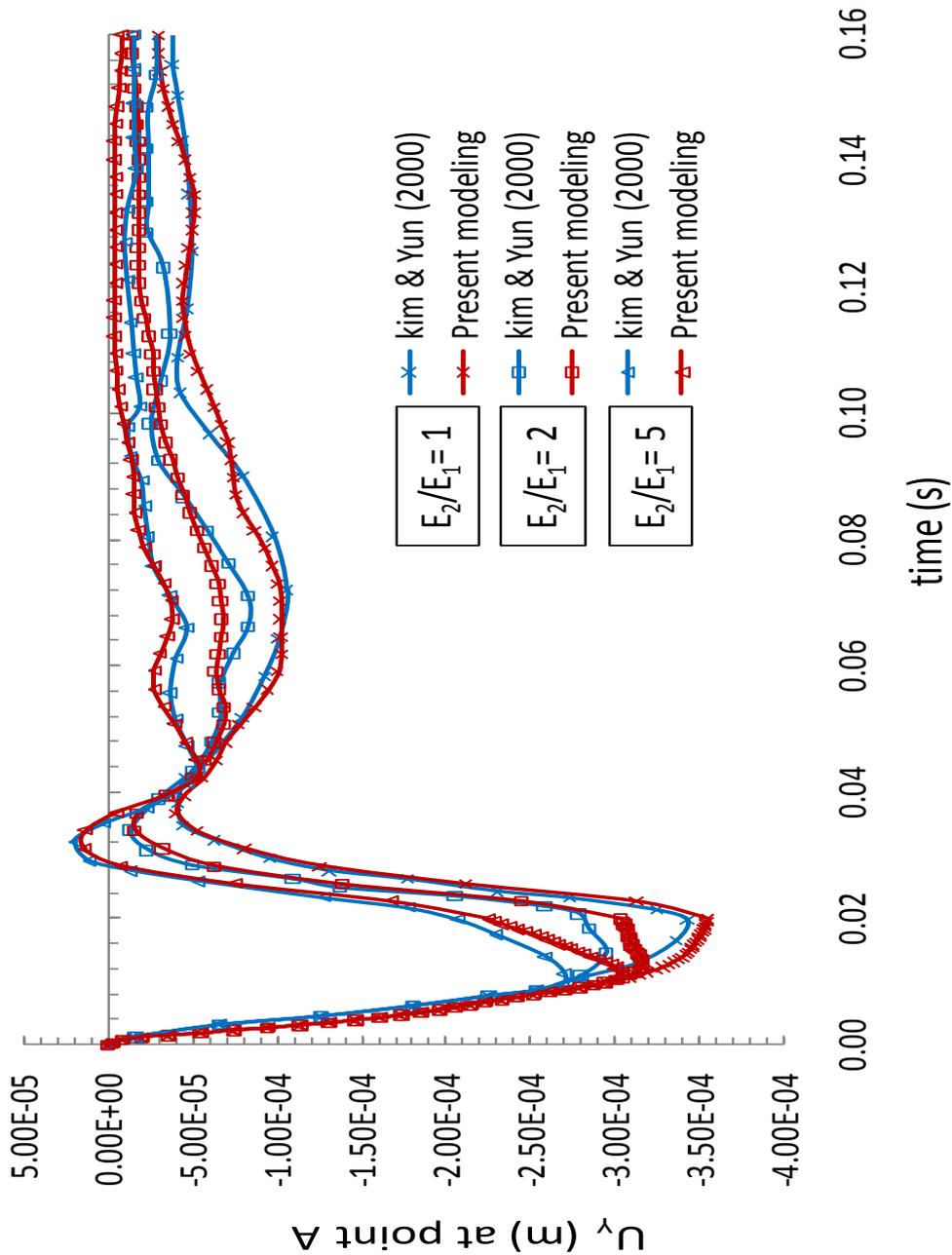
**Figure IV. 13** Tunnel dans un demi-espace élastique non homogène. (a) La géométrie du système tunnel-sol [118]; (b) La géométrie et le maillage du sol et du tunnel par la MEF (présente étude).

**Tableau IV. 3** Caractéristiques du sol et du tunnel.

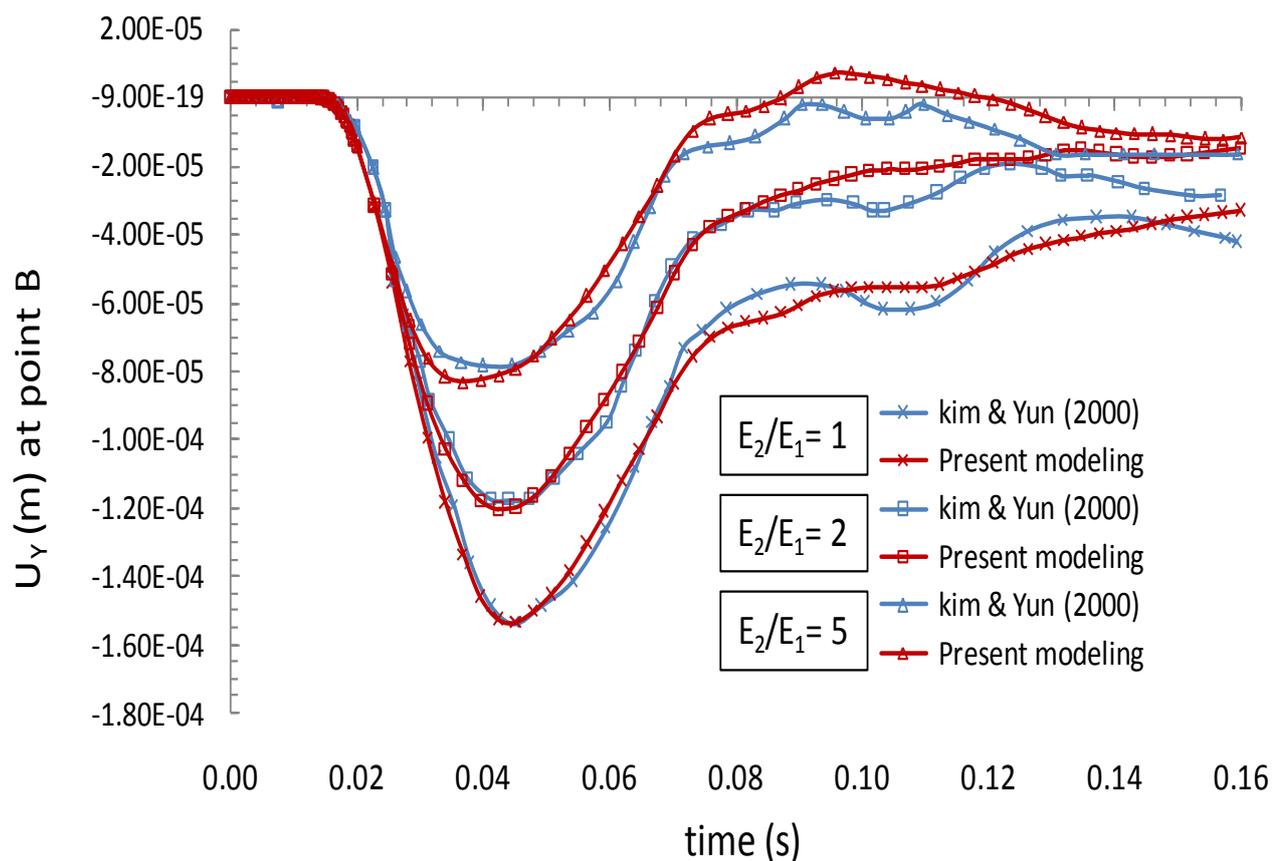
Propriétés	Symbole	Première couche	Deuxième couche			Tunnel
			Cas 1	Cas 2	Cas 3	
<b>Matériau</b>						
Masse volumique [ $\text{kg m}^{-3}$ ]	$\rho$	2000	2000	2000	2000	2000
Module de Young [ $\text{kN m}^{-2}$ ]	$E$	$2.66 \times 10^5$	$2.66 \times 10^5$	$5.32 \times 10^5$	$13.3 \times 10^5$	$3 \times 10^7$
Module de cisaillement [ $\text{kN m}^{-2}$ ]	$G$	$1 \times 10^5$	$1 \times 10^5$	$2 \times 10^5$	$5 \times 10^5$	$1.20 \times 10^7$
Coefficient de Poisson	$\nu$	0.33	0.33	0.33	0.33	0.25
Onde de cisaillement [ $\text{m s}^{-1}$ ]	$V_s$	221.4	221.4	313	495	2425
<b>Modélisation</b>						
Taille d'élément moyenne [m]	$B$	0.70	0.70	1.1	1.7	0.70

Un chargement de trafic est appliqué et distribué sur deux mètres à la base du tunnel. Le sol et le tunnel sont modélisés en déformation plane (2D) avec des éléments triangulaires à 15 nœuds qui sont définis par 12 points de contrainte. Toutes les dimensions du triangle peuvent être contrôlées par la taille moyenne des éléments ( $B$ ) (voir chapitre II). Les nœuds communs de la zone de l'interaction sol-tunnel ou sol-sol sont considérés totalement rigides (sans éléments d'interface). La figure (IV. 14) présente les réponses verticales à la base du tunnel (point A) et à la surface libre du sol (point B) où les résultats de la présente modélisation sont

en accord avec les résultats de Kim et Yun (2000). Par ailleurs, les valeurs utilisées des constantes d'intégration de Newmark ( $\alpha_N = 0.3025$  et  $\beta_N = 0.6$ ) et des coefficients de relaxation adimensionnels ( $a = 1$  et  $b = 0.25$ ) assurent pratiquement un amortissement numérique très faible, des résultats stables et une absorption raisonnable des ondes aux frontières. Ceci est noté dans le fait que le comportement de la réponse verticale effectué par la présente modélisation est un peu plus lisse que les résultats de Kim et Yun (2000).



(a)



(b)

Figure IV. 14 Déplacements verticaux du tunnel au point A et du sol au point B.

### IV. 3.2 Études de cas et discussions

En raison de l'exactitude des résultats discutés ci-dessus, trois cas sont établis tel qu'il est présenté dans les sous-sections ci-dessous pour étudier les effets de la rigidité, la profondeur et l'amortissement d'une couche superficielle recouvrant un demi-espace sur l'interaction dynamique tunnel-sol-structure dus aux charges de trafic.

#### IV. 3.2.1 Effet de la rigidité de la couche superficielle

Pour étudier l'influence de la rigidité de la couche superficielle sur la réponse dynamique du système tunnel-sol-structure sous un chargement du trafic de surface et de souterrain, une structure en béton armé à cinq étages et un tunnel rectangulaire situé dans la partie sous-jacente du demi-espace sont pris comme présenté dans la figure (IV. 15). La structure est encadrée dans le sol sur des semelles filantes avec des débords. Les dimensions des éléments structuraux du bâtiment et du tunnel sont présentées dans le tableau (IV. 4). Le demi-espace est divisé en deux parties ; la partie supérieure de 4 m de profondeur, l'autre reste tel qu'elle est présentée sur la figure (IV. 15). Selon la réglementation sismique algérienne [176], quatre

cas de sol sont pris pour la couche superficielle. Les caractéristiques de la structure, du tunnel, du demi-espace et de la couche superficielle sont présentées dans le tableau (IV.5) suivant :

**Tableau IV. 4** Caractéristiques structurelles du bâtiment et du tunnel.

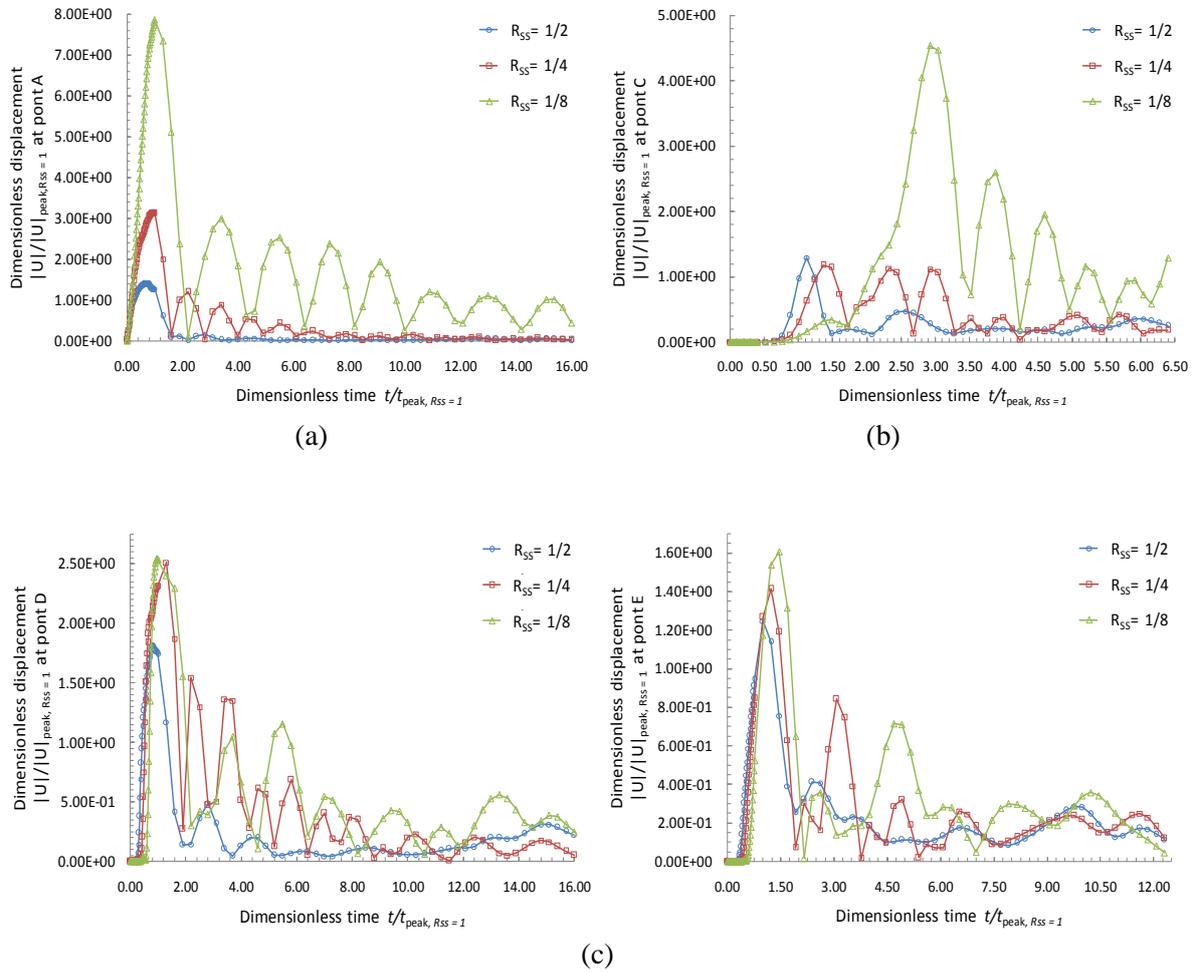
Élément	Dimension [m]
<b>Structure</b>	
Épaisseur de la semelle filante	0.80
Débord de la semelle filante	0.50
Profondeur d'encastrement de la semelle filante	1.5
Dimensions de la section de poteau	0.30/0.60
Dimensions de la section de poutre	0.30/0.60
Hauteur d'étage	3
Distance entre poteaux	4
<b>Tunnel</b>	
Épaisseur de revêtement	0.5

**Tableau IV. 5** Caractéristiques du sol, du tunnel et de la structure.

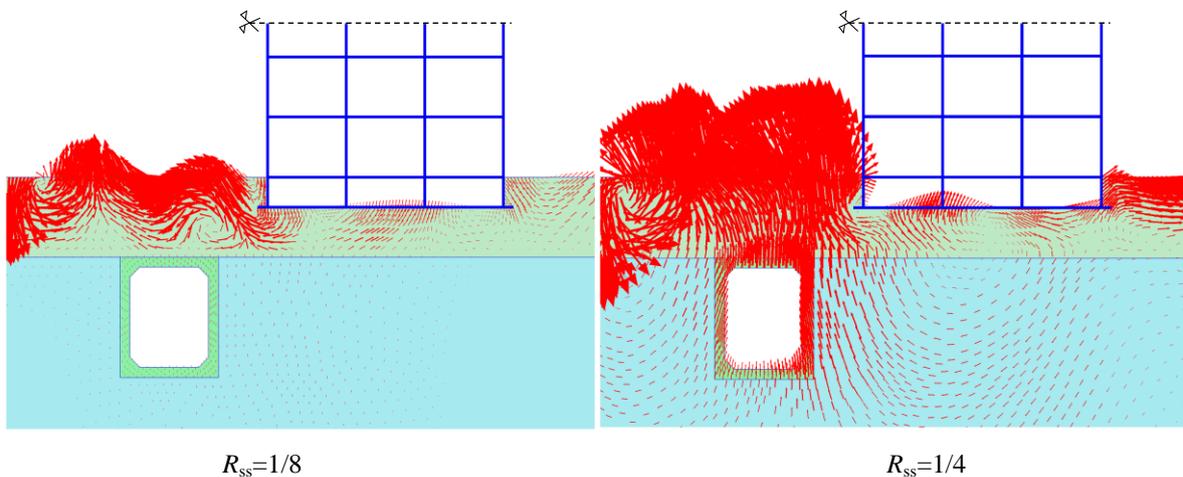
Propriétés	Symbole	Demi-espace	Couche superficielle				Tunnel	Structure
			Cas 1	Cas 2	Cas 3	Cas 4		
<b>Matériau</b>								
Masse volumique [kg m <sup>-3</sup> ]	$\rho$	2200	2200	2200	2000	1800	2000	2500
Module de Young [kN m <sup>-2</sup> ]	$E$	$3.74 \times 10^6$	$3.74 \times 10^6$	$9.34 \times 10^5$	$2.29 \times 10^5$	$5.33 \times 10^4$	$3.00 \times 10^7$	$3.00 \times 10^7$
Module de cisaillement [kN m <sup>-2</sup> ]	$G$	$1.44 \times 10^6$	$1.44 \times 10^6$	$3.59 \times 10^5$	$8.16 \times 10^4$	$1.84 \times 10^4$	$1.20 \times 10^7$	$1.25 \times 10^7$
Coefficient de Poisson	$\nu$	0.3	0.3	0.3	0.40	0.45	0.25	0.20
Onde de cisaillement [m s <sup>-1</sup> ]	$V_s$	800	800	400	200	100	2425	2214
<b>Modélisation</b>								
Taille d'élément moyenne [m]	$B$	2.21	2.21	1.47	0.70	0.40	0.40/0.70	0.40/0.70

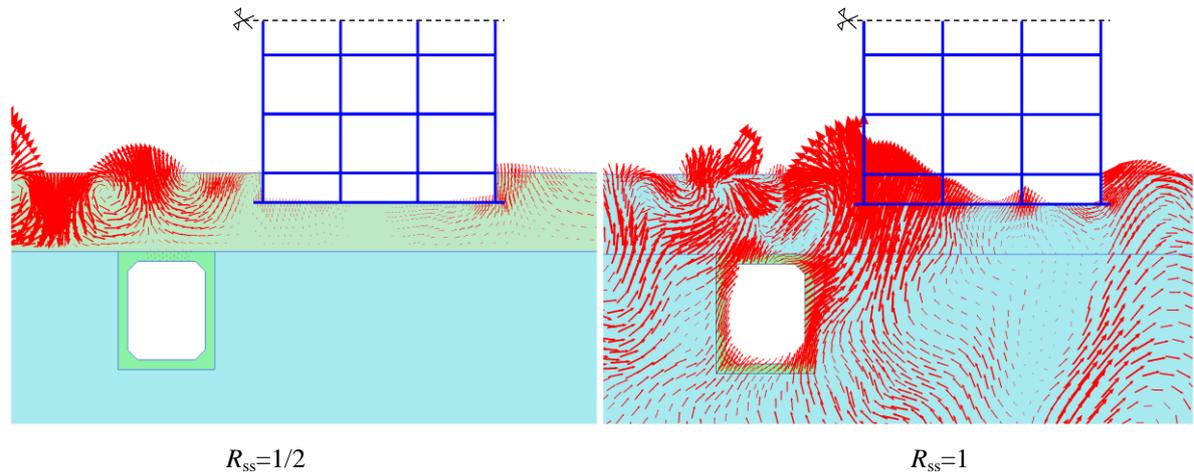
La valeur  $R_{ss} = V_{s1}/V_{s2}$  est le rapport de rigidité de la couche superficielle au demi-espace. Une charge de trafic d'une amplitude de 1 kN/m et d'une durée de 0.02 s est adoptée pour toutes les sections de la présente partie de l'étude [117]. Cette charge est répartie sur deux mètres de long, et appliquée en premier lieu à la base du tunnel au point E et sur le sol au point A en deuxième lieu. Les résultats sont sans dimension où les valeurs de la réponse des trois cas étudiés :  $R_{ss} = 1/2$ ,  $R_{ss} = 1/4$  et  $R_{ss} = 1/8$  sont divisées par la valeur de pic du cas  $R_{ss} = 1$  (cas sans couche superficielle). La figure (IV.16) présente l'effet de rigidité de la couche superficielle sur les réponses du système tunnel-sol-structure dû à la charge du trafic de surface ; lorsque la rigidité de la couche superficielle diminue, les réponses dynamiques du système tunnel-sol-structure sont clairement amplifiées. Cette amplification s'accompagne d'un allongement important des réponses notamment dans les cas de  $R_{ss} = 1/4$  et  $1/8$  (Tableau IV. 6). Cette dernière a été provoquée par l'augmentation de l'énergie soumise à la réflexion fréquente des ondes incidentes de la fondation de la structure, du sommet du tunnel, de la surface du sol et de l'interface du demi-espace en raison de la différence d'impédance (différentes propriétés élastiques) entre eux. De plus, les ondes incidentes réfléchies et piégées à l'intérieur de la couche superficielle forment un système d'ondes stationnaires dont l'énergie se propage ensuite et se dissipe principalement dans la direction parallèle à l'interface avec des vitesses et des profondeurs différentes en fonction de la vitesse des ondes corporelles (Ondes P et S) comme le montre la figure (IV. 17). La vitesse et la profondeur de propagation augmentent quand la vitesse des ondes corporelles augmente. D'ailleurs, la fondation de la structure et le demi-espace redirigent la majorité de l'énergie générée par la charge de surface vers la direction où le sol est sans structures. L'énergie restante est transmise à l'autre côté de la structure sous la fondation et/ou du demi-espace [136, 177]. Il convient également de remarquer que l'amplitude de cette énergie est influencée par l'augmentation de la valeur du coefficient de réflexion des ondes en raison de deux impédances différentes des milieux.





**Figure IV. 16** Effet de rigidité de la couche superficielle sur la réponse du système tunnel-sol-structure dû au trafic de surface: déplacement absolu. (a) surface du sol au point A; (b) structure au point C; (c) tunnel aux points D et E.

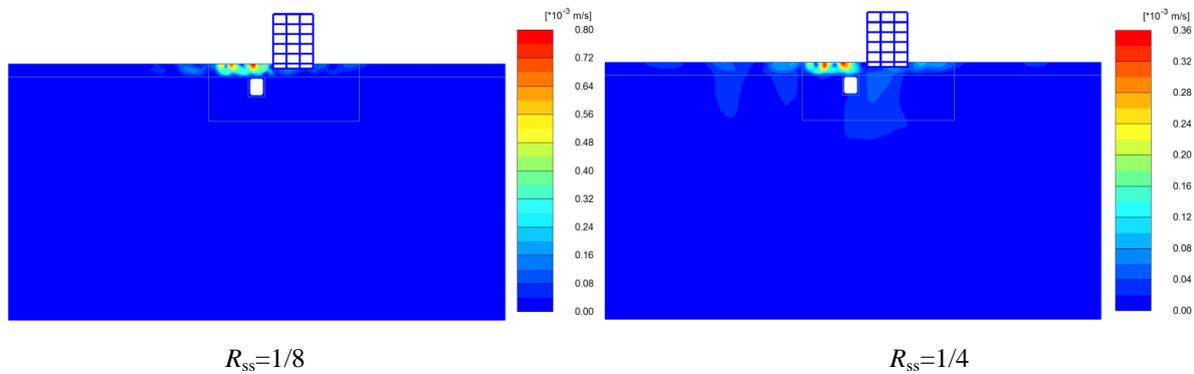




$R_{ss}=1/2$

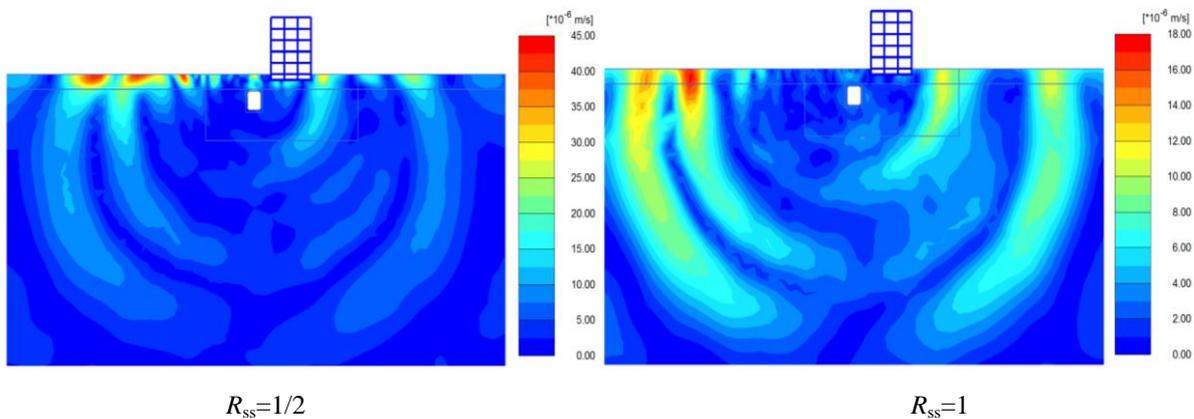
$R_{ss}=1$

(a)  $t = 0.05$  s



$R_{ss}=1/8$

$R_{ss}=1/4$



$R_{ss}=1/2$

$R_{ss}=1$

(b)  $t = 0.092$  s

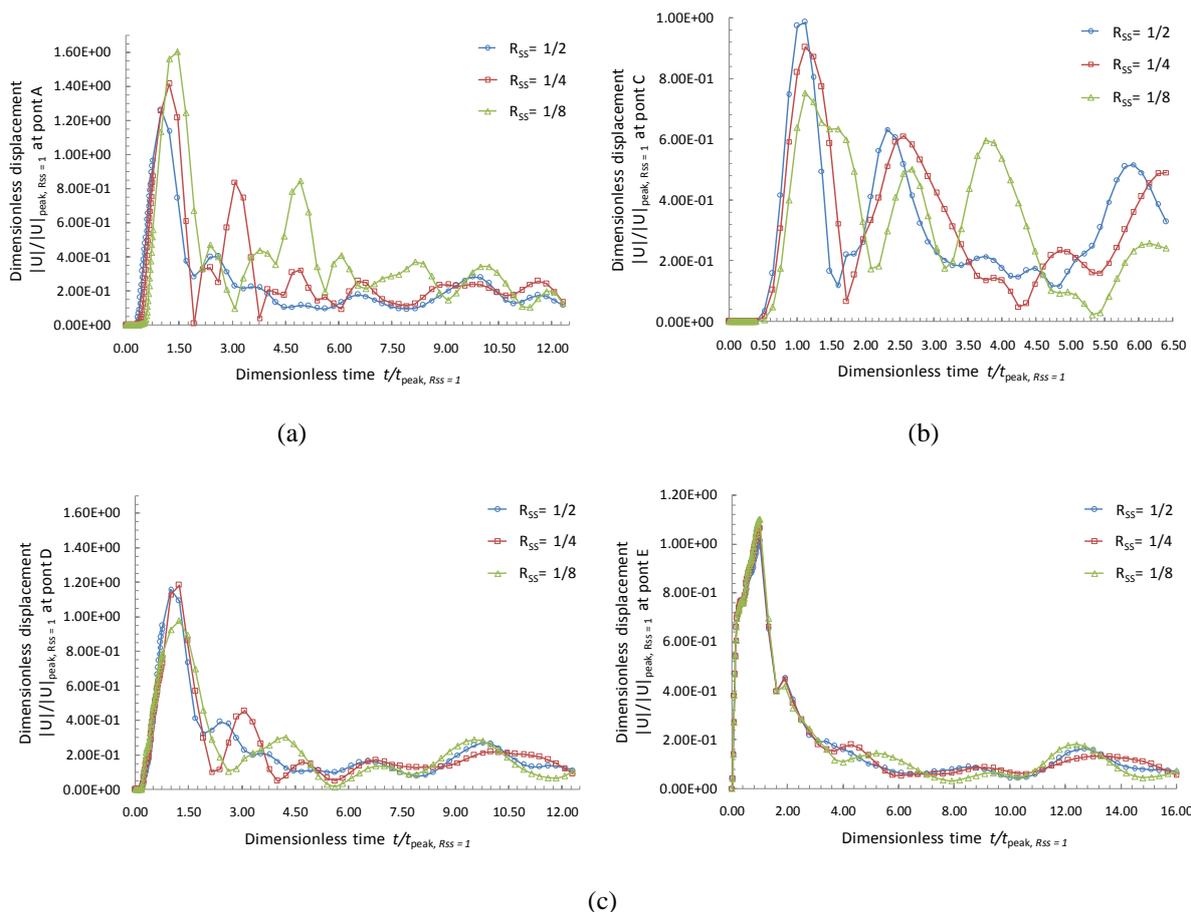
**Figure IV. 17** Propagation des ondes dans la couche superficielle, le tunnel et le demi-espace due au trafic de surface ( $t = 0.05$  s et  $t = 0.092$  s).

La figure (IV.18) explique le comportement du déplacement du système (sol-tunnel-structure) lors du changement de l'onde de cisaillement de la couche superficielle sous l'impact du trafic de souterrain. Au niveau de la surface du sol (point A), le déplacement augmente lors de la réduction du rapport de rigidité  $R_{ss}$ . Pour la structure au point C, le

déplacement maximal diminue avec l'allongement de la réponse en raison de la diminution de la rigidité de la couche du sol située sous la fondation où la tendance opposée est observée pour le cas du chargement de surface (Figure IV.16). La tendance de la variation du déplacement au sommet et à la base du tunnel (points D et E) reste la même par rapport aux déplacements de la surface du sol (Tableau IV.6).

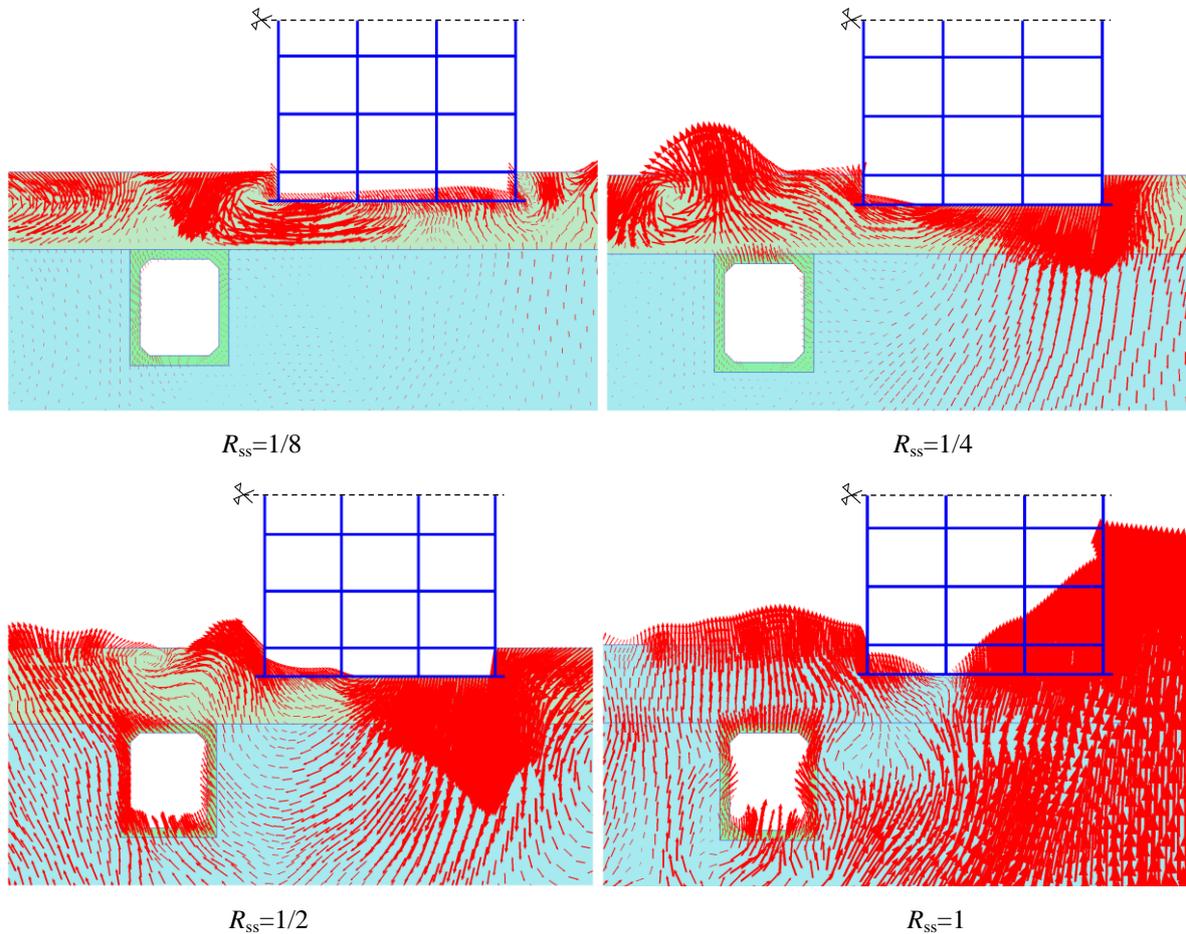
**Tableau IV. 6** Effets de rigidité: valeurs d'amplification/désamplification aux points de surveillance dans les cas étudiés.

Rapport de rigidité	Charge de surface				Charge souterraine			
	Point A	Point C	Point D	Point E	Point A	Point C	Point D	Point E
$R_{ss}=1/2$	41.11	29.18	80.92	24.85	26.12	-1.41	15.66	1.70
$R_{ss}=1/4$	214.18	17.59	151.29	41.68	41.40	-9.65	18.47	6.73
$R_{ss}=1/8$	686.66	354.30	154.39	60.73	60.47	-24.70	-2.14	10.24

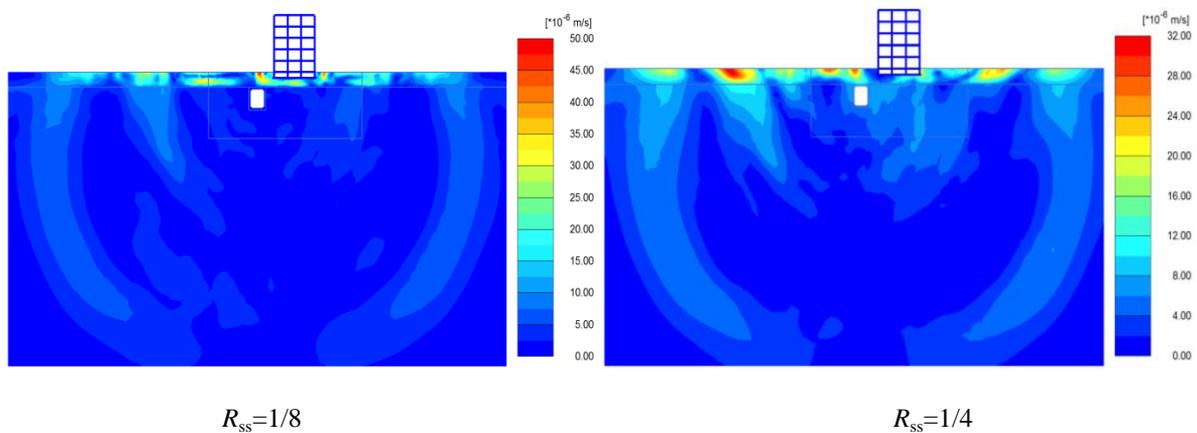


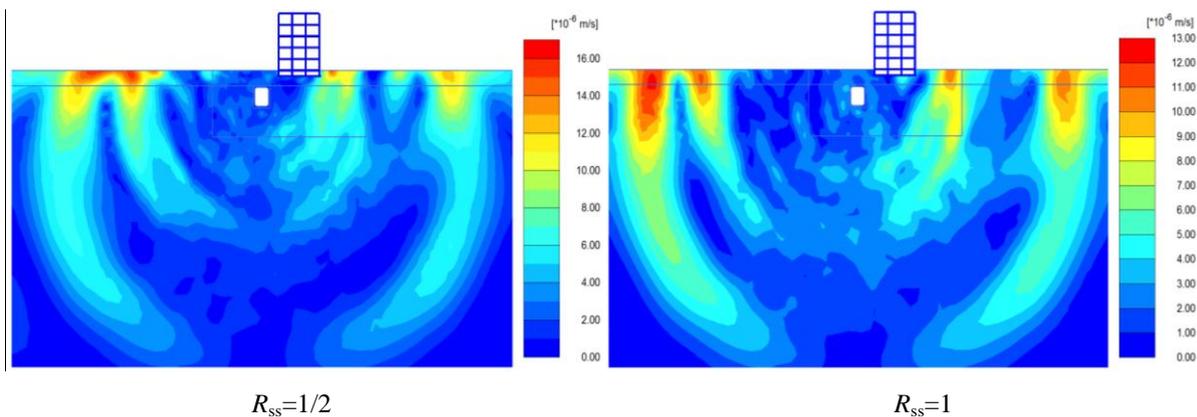
**Figure IV. 18** Effet de rigidité de la couche superficielle sur la réponse du système tunnel-sol-structure dû au trafic de souterrain: déplacement absolu. (a) surface de sol au point A; (b) structure au point C; (c) tunnel aux points D et E.

Dans ce cas, l'amplitude des réponses du système et la magnitude d'amplification sont inférieures au cas de la charge de surface, car la majorité de l'énergie générée par la charge souterraine se propage puis se dissipe rapidement dans le demi-espace. Le reste de cette énergie est transmis et piégé dans la couche superficielle comme le montrent les instants temporels  $t = 0.05$  s (Figure IV. 19a) et  $t = 0.092$  s (Figure IV. 19b).



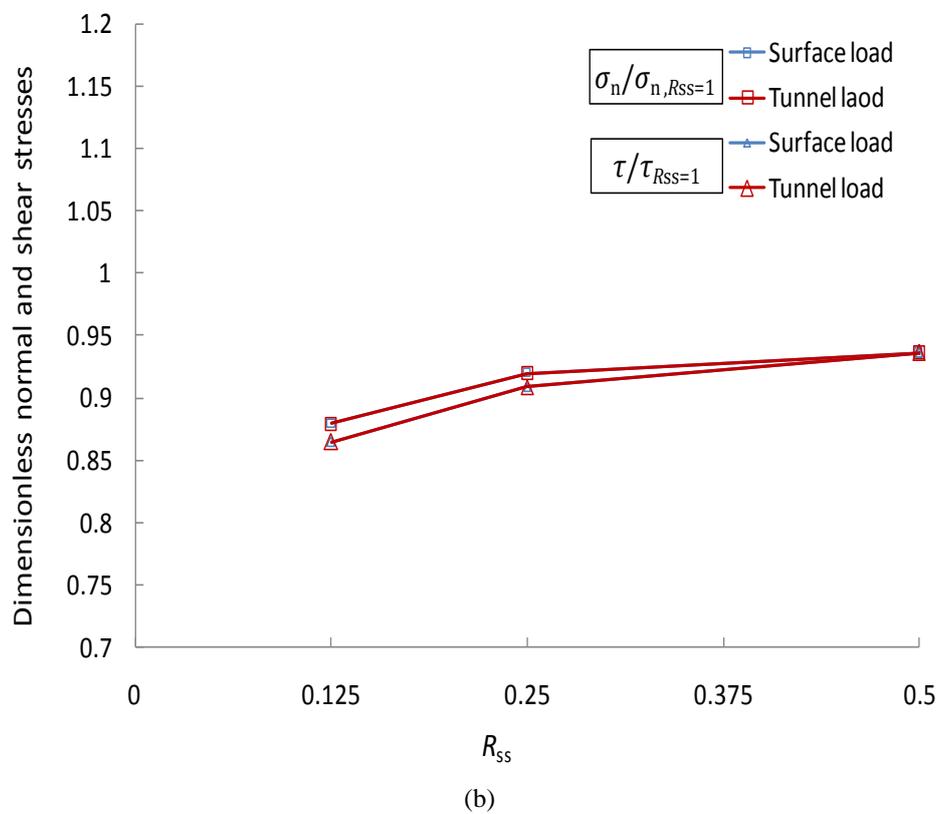
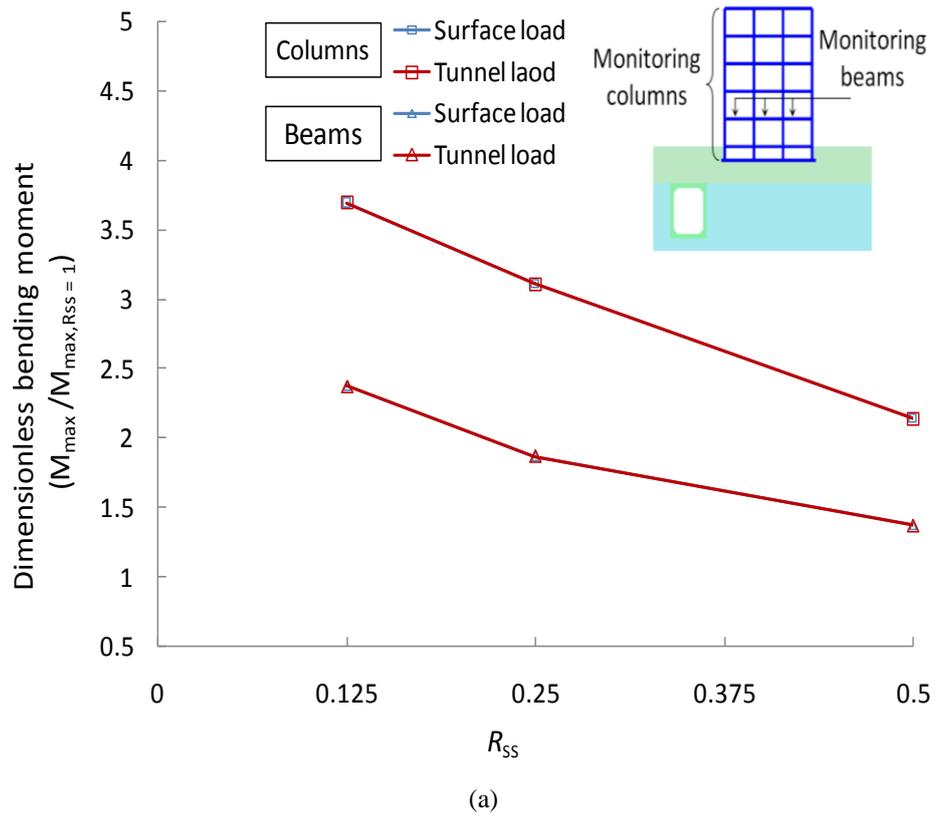
(a)  $t = 0.05$  s



(b)  $t = 0.092$  s

**Figure IV. 19** Propagation des ondes dans la couche superficielle, le tunnel et le demi-espace dû au trafic de souterrain ( $t = 0.05$  s et  $t = 0.092$  s).

La figure (IV. 20) et le tableau (IV. 7) présentent l'effet de rigidité de la couche superficielle sur les moments de flexion dans la structure et les contraintes dans le tunnel dues au trafic de surface et de souterrain. Les résultats sont adimensionnels où la force interne et les valeurs des contraintes des trois cas étudiés :  $R_{SS} = 1/2$ ,  $R_{SS} = 1/4$  et  $R_{SS} = 1/8$  sont divisées par les valeurs de cas de  $R_{SS} = 1$ . Pour la structure, les poutres du premier étage et les poteaux gauches sont les éléments surveillés. La réduction de la rigidité de la couche superficielle en faisant varier les valeurs de  $R_{SS}$  augmente le moment de flexion dans les éléments de la structure et diminue les contraintes dans le tunnel. Pour les cas de sol mou, l'augmentation des moments de flexion dans les poutres peut atteindre 138 % et 270 % dans les poteaux. Dans le tunnel, la réduction des contraintes normales et de cisaillement est considérable et peut atteindre 13 %. Bien que la variation de l'emplacement de la charge appliquée, les efforts internes dans la structure et les contraintes dans le tunnel prennent approximativement les mêmes valeurs.



**Figure IV. 20** Effet de rigidité de la couche superficielle dû au trafic de surface et souterrain sur: (a) les moments de flexion adimensionnels dans les éléments de la structure; (b) les contraintes normales et de cisaillement adimensionnels dans le tunnel.

**Tableau IV. 7** Valeurs de réduction/augmentation du moment de flexion et des contraintes dans la structure et le tunnel pour les cas étudiés.

Rapport de rigidité	Valeurs [%]							
	Charge de surface				Charge souterraine			
	Moment de flexion Structure		Contraintes Tunnel		Moment de flexion Structure		Contraintes Tunnel	
	Poutre	Poteau	Normale	Cisaillement	Poutre	Poteau	Normale	Cisaillement
$R_{ss}=1/2$	37.06	114.34	-6.40	-6.39	37.08	114.38	-6.65	-6.59
$R_{ss}=1/4$	86.58	210.97	-8.02	-9.15	86.62	211.01	-8.22	-9.35
$R_{ss}=1/8$	137.76	269.71	-12.09	-13.56	137.80	269.75	-12.29	-13.79

#### IV. 3.2.2 Effet de profondeur de la couche superficielle

Selon les résultats de la sous-section (IV.3.2.1), l'effet de profondeur de la couche superficielle sur le sol, les réponses du tunnel et de la structure dues aux charges du trafic de surface et de souterrain sont étudiées pour déterminer la relation entre la profondeur de cette couche et la profondeur de la structure. Le même cas étudié dans la sous-section (IV.3.2.1) est pris comme le montre la figure (IV. 15) où la profondeur ( $h$ ) de la couche superficielle varie jusqu'à 4 m (Figure IV. 15). Pour un cas réaliste, les propriétés matérielles du demi-espace sont considérées ; l'onde de cisaillement ( $V_{s1} = 800 \text{ ms}^{-1}$ ), la masse volumique ( $\rho_{s1} = 2200 \text{ kgm}^{-3}$ ) et le coefficient de Poisson ( $\nu_{s1} = 0.30$ ), quant à la couche superficielle ; l'onde de cisaillement ( $V_s = 200 \text{ ms}^{-1}$ ), la masse volumique ( $\rho_{s2} = 2000 \text{ kgm}^{-3}$ ) et le coefficient de Poisson ( $\nu_{s2} = 0.40$ ). Les valeurs adimensionnelles du déplacement absolu sont tracées avec les valeurs des différents cas étudiés de la hauteur  $h$  sont divisées par la valeur de pic du cas sans couche superficielle ( $h = 0$ ). Sur la figure (IV. 21) et le tableau(IV. 8), l'augmentation de la profondeur de la couche superficielle influence clairement les réponses du système tunnel-sol-structure dues à la charge de surface où deux tendances différentes sont remarquées. Aux points A et D, les déplacements sont successivement amplifiés en augmentant la profondeur où cette amplification peut atteindre 214 % sur la surface de sol et 151 % au sommet du tunnel par rapport au cas sans couche superficielle. Aux points C et E, les déplacements ne sont pas largement amplifiés en augmentant la profondeur à moins que la couche superficielle ne soit plus profonde que la fondation de la structure ( $h > 1.5 \text{ m}$ ) où l'amplification peut atteindre 17 % au sommet de la structure et 41 % à la base du tunnel.

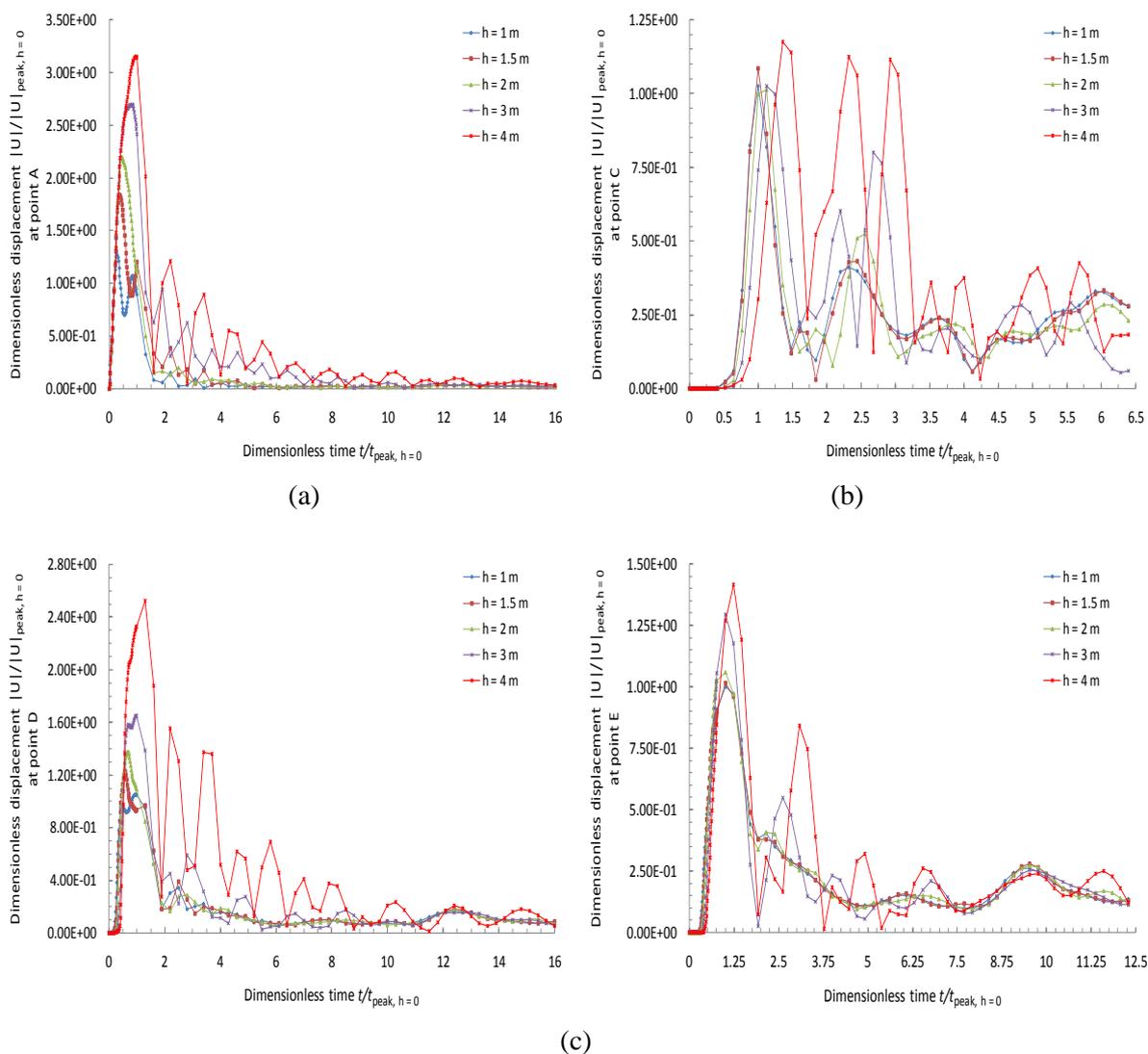
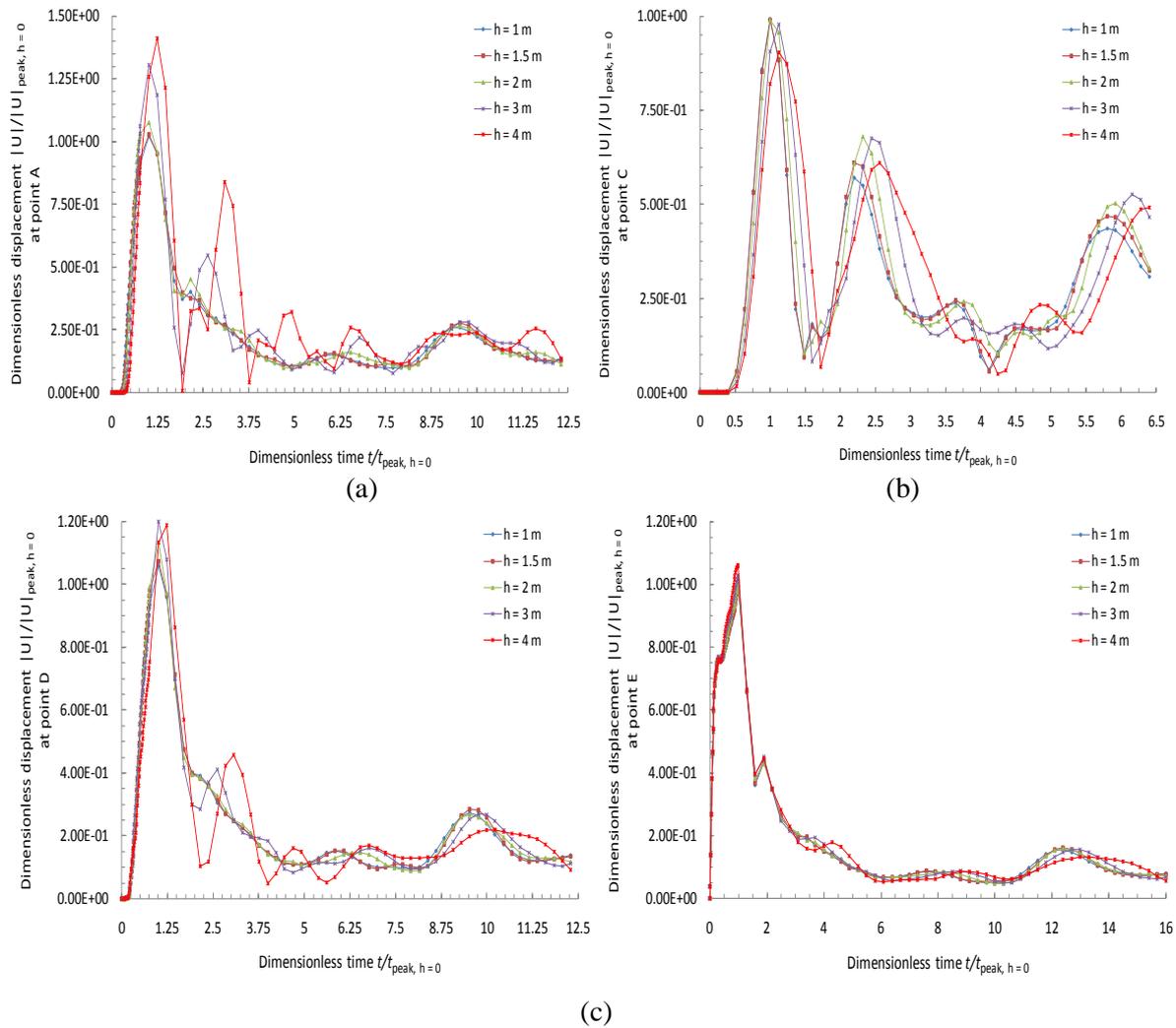


Figure IV. 21 Effet de profondeur de la couche superficielle sur la réponse du système tunnel - structure du à la charge de surface: déplacement absolu. (a) surface de sol au point A; (b) structure au point C; (c) tunnel aux points D et E.

Tableau IV. 8 Effets de profondeur: valeurs d'amplification/désamplification aux points de surveillance dans les cas étudiés.

Profondeur [m]	Valeurs [%]							
	Charge de surface				Charge souterraine			
Couche superficielle	Point A	Point C	Point D	Point E	Point A	Point C	Point D	Point E
$h = 1$	26.74	2.44	5.04	-0.12	2.04	-0.76	5.99	0.52
$h = 1.5$	83.48	8.64	23.11	1.57	2.95	-0.97	7.18	1.03
$h = 2$	119.69	1.29	37.38	5.91	7.47	-1.12	13.28	0.44
$h = 3$	169.67	2.64	65.01	29.51	30.58	-2.17	19.90	3.01
$h = 4$	214.18	17.59	151.29	41.71	41.40	-9.65	18.47	6.73



**Figure IV. 22** Effet de profondeur de la couche superficielle sur la réponse du système tunnel-sol-structure du à la charge souterraine: déplacement absolu. (a) surface de sol au point A; (b) structure au point C; (c) tunnel aux points D et E.

Dans le cas où le système est impacté par la charge du trafic souterrain (Figure IV. 22 et Tableau IV. 8) et comme cela est observé dans le cas de la charge de surface, l'effet de profondeur de la couche superficielle sur les réponses de la surface du sol, le sommet du tunnel et la structure est visiblement remarquée également lorsque cette couche est plus profonde que la profondeur de la fondation de la structure. Cette intensité d'influence est inférieure au cas du chargement de surface où la valeur de l'amplification ne dépasse pas 18.47 % à la base du tunnel (point E) et 6.73 % à son sommet (point D). Pour la structure, on peut remarquer que la réponse au sommet se désamplifie lors de l'augmentation de profondeur de la couche superficielle, contrairement au cas du chargement de surface où le déplacement s'amplifie avec l'augmentation de la profondeur. L'amplitude de la désamplification peut atteindre 9.65%.

### IV. 3.2.3 Effet de l'amortissement

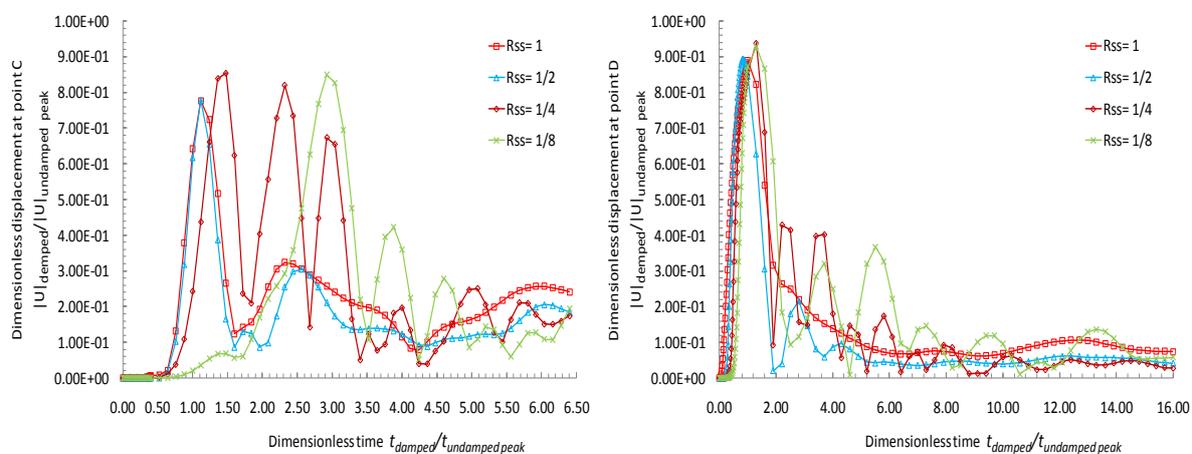
Dans cette sous-section, l'effet de l'amortissement (amortissement de Rayleigh) sur les réponses est étudié en considérant les différents taux d'amortissement pour la structure, le tunnel et le sol, et avec les mêmes scénarios étudiés dans la sous-section (IV.3.2.1). Les mêmes caractéristiques matérielles, structurelles et géométriques du sol, de la structure et du tunnel étudiés dans la sous-section (IV.3.2.1) sont retenues (Figure IV. 15, Tableaux IV. 4 et IV. 5). Les déplacements absolus adimensionnels sont tracés où la réponse de chaque cas étudié de  $R_{SS}$  est divisée par la valeur de pic de la réponse du cas sans amortissement. L'approche d'amortissement de Rayleigh est utilisée comme indiqué dans le chapitre (II). Le mécanisme d'amortissement dans les éléments en béton (tunnel et structure) est considéré selon Newmark et Hall [156]. Pour le sol, il est estimé d'après des études de la littérature [178-181] que le taux d'amortissement est pris typiquement entre 0.5 % et 5 % pour les petites déformations. Les fréquences propres  $\omega_1$  et  $\omega_2$  du sol sont calculées par l'équation (II. 47a) et par une modélisation numérique 2D (logiciel Sap2000<sup>®</sup>) pour le tunnel et la structure. Les valeurs des coefficients d'amortissement de Rayleigh du sol, du tunnel et de la structure sont présentées dans le tableau (IV. 9) suivant :

**Tableau IV. 9** Valeurs d'amortissement de Rayleigh du sol, du tunnel et de la structure.

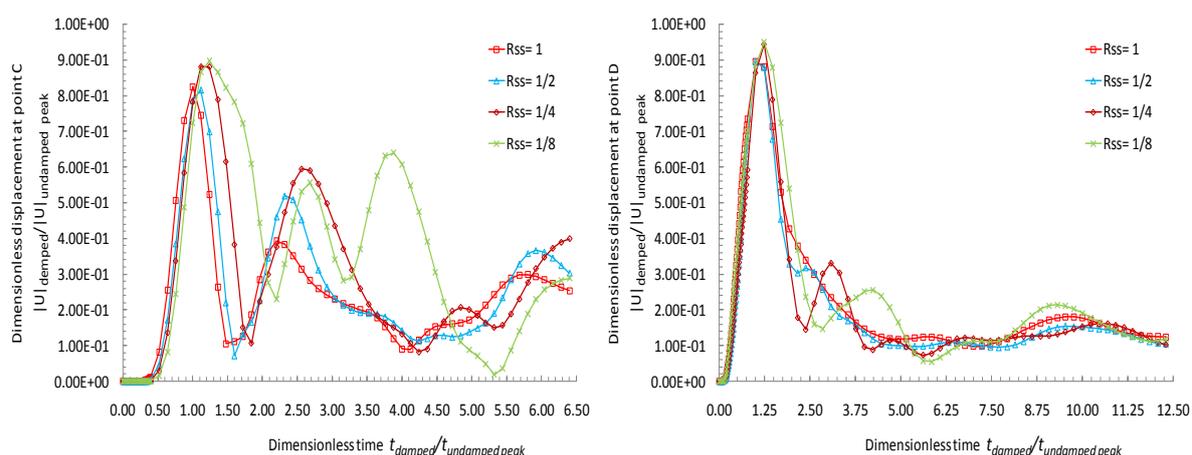
Élément	Amortissement [%]	Fréquences naturelles [rad/s]		Amortissement de Rayleigh		
	$\xi$	$\omega_1$	$\omega_2$	$\alpha_R$	$\beta_R$	
<b>Sol</b>	<i>Case 1</i>	5	39.25	117.75	1.47	0.00032
	<i>Case 2</i>	3.5	78.50	235.5	2.94	0.00016
	<i>Case 3</i>	2.5	157.0	471.0	8.24	0.00011
	<i>Case 4</i>	2.5	10.05	30.14	0.75	0.00249
<b>Structure</b>	0.02	28.75	92.60	0.88	0.00033	
<b>Tunnel</b>	0.02	31.89	45.91	0.75	0.00052	

La figure (IV. 23) et le tableau (IV. 10) présentent les valeurs de réduction de l'amplitude des réponses de la structure et du tunnel causées par la prise en compte de l'amortissement. Pour la structure, la valeur de réduction est comprise entre 14.5 % et 22 % dans le cas de la charge du trafic de surface et de 10.5 % à 18.5 % dans le cas de la charge du trafic souterrain. Pour le tunnel, cette valeur peut être comprise entre 6.5 % et 11 % dans le cas de la charge du trafic de surface et de 5 % à 10.5 % dans le cas de la charge du trafic souterrain. Par contre, pour les cas des sols fermes, il est clairement remarqué que l'effet de l'amortissement sur la réponse

de la structure dû à la charge de surface est plus de 17 % que le cas de la charge du trafic souterrain et 27 % dans les cas des sols meubles.



(a)



(b)

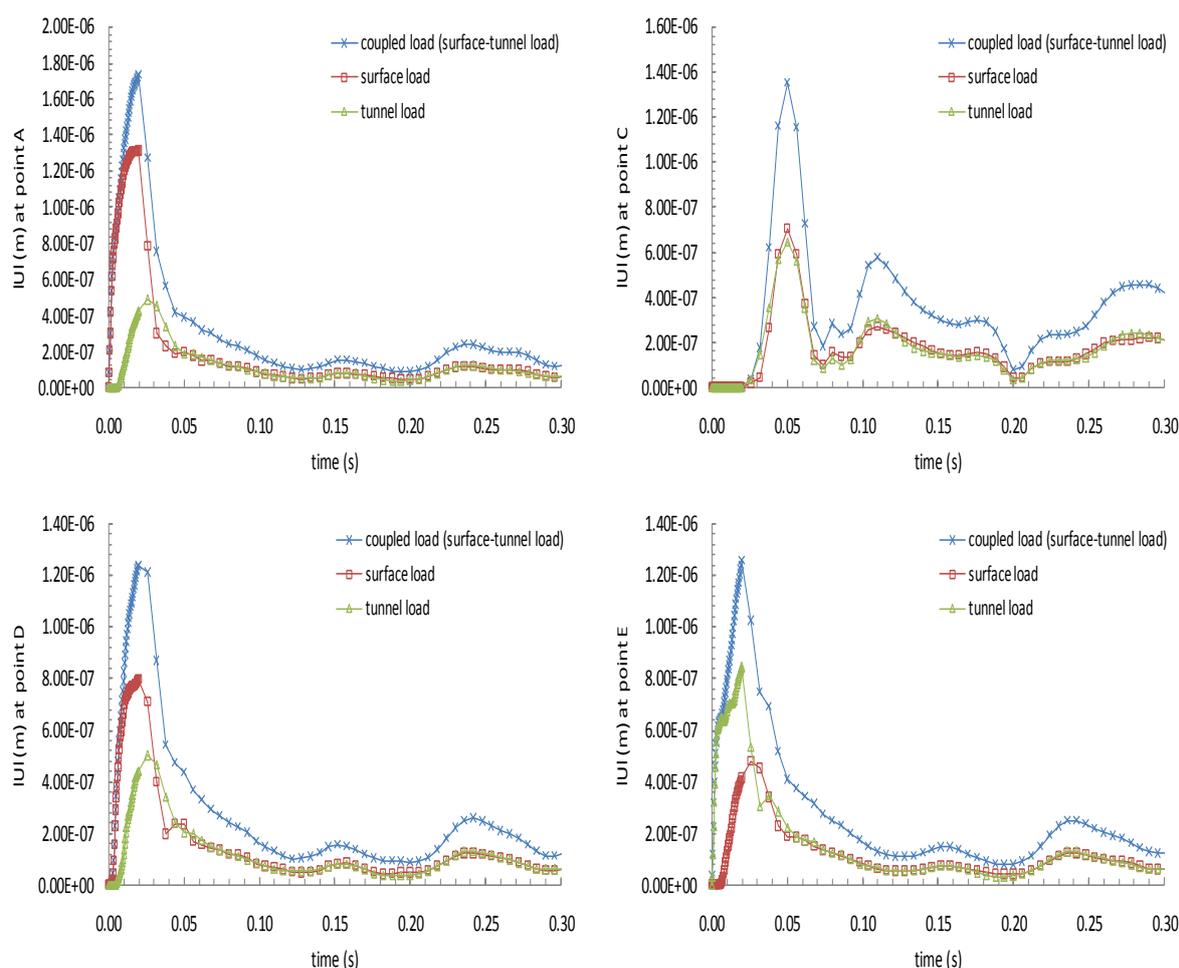
Figure IV. 23 Effets de l'amortissement sur la réponse du système tunnel-sol-structure: déplacement absolu dus à; (a) charge du trafic de surface; (b) charge du trafic souterrain.

Tableau IV. 10 Effets d'amortissement: valeurs d'augmentation/réduction aux points de surveillance pour les cas étudiés.

Rapport de rigidité	Valeurs [%]			
	Charge de surface		Charge souterraine	
	Point C	Point D	Point C	Point D
$R_{ss} = 1$	-22.22	-11.00	-18.50	-10.50
$R_{ss} = 1/2$	-22.07	-10.77	-18.33	-10.23
$R_{ss} = 1/4$	-15.01	-7.06	-11.01	-5.49
$R_{ss} = 1/8$	-14.49	-6.55	-10.53	-4.95

### IV. 3.2.4 Effet de présence de deux charges de trafic simultanées

Dans cette sous-section, le même cas d'étude que celui illustré sur la figure (IV.15) (sans couche superficielle) est utilisé pour étudier l'effet de présence de deux charges de trafic simultanées sur l'interaction dynamique tunnel-sol-structure. Les caractéristiques du sol (demi-espace) et de la structure sont prises comme indiqué dans les tableaux (IV.4 et IV.5). La figure (IV.24) présente la comparaison entre deux cas où les charges du trafic de souterrain et de surface sont séparées d'une part et elles sont appliquées simultanément de l'autre. Le déplacement dû au deuxième cas est approximativement égal à la somme des deux déplacements pris séparément. L'impact de la charge de surface sur la réponse de la structure est égal à l'effet de la charge du trafic souterrain (point C), mais sur la surface du sol (point A), il peut atteindre plus de 160 %. Les valeurs de cet effet sont réduites à 62.5% au sommet du tunnel (point D). A la base du tunnel, le comportement de cet effet est opposé où l'effet de la charge du trafic souterrain est 80 % plus grand que le cas de charge du trafic de surface (point E).



**Figure IV. 24** Effet de de présence de deux charges de trafic simultanées sur l'ITSS : déplacement absolu. (a) surface du sol au point A; (b) structure au point C; (c) tunnel aux points D et E.

#### IV.4 EFFET DE LA DENSITÉ DES STRUCTURES DE SURFACE ET LA PROFONDEUR DU TUNNEL

Cette section présente les effets de présence de deux ou plus des structures adjacentes sur le comportement de la réponse du tunnel et vice versa sous l'impact des charges du trafic de surface et souterrain. L'étude est réalisée numériquement en utilisant le logiciel éléments finis Plaxis2D<sup>®</sup> en considérant la profondeur du tunnel, le nombre et la distance entre les structures.

##### IV.4.2 Études de cas et discussions

En se basant sur les résultats de la validation obtenus dans la sous-section (IV. 2.1), une étude paramétrique a été effectuée comme présenté dans les sous-sections ci-dessous afin d'étudier l'interaction dynamique tunnel-sol-structures en tenant compte de l'effet de la profondeur du tunnel, la densité et la distance entre les structures, et ce, sous l'impact des charges du trafic.

##### IV.4.2.1 Effet de la densité des structures

Dans cette sous-section, l'effet de la densité des structures de surface sur le tunnel est étudié avec les mêmes propriétés géométriques et matérielles du sol et du béton qui sont prises dans la sous-section (IV. 2.3.1) où un ensemble de deux structures est ajouté ; le premier à droite et le second à gauche. 4 ensembles de structures sont ajoutés un par un comme le montre la figure (IV. 25) :

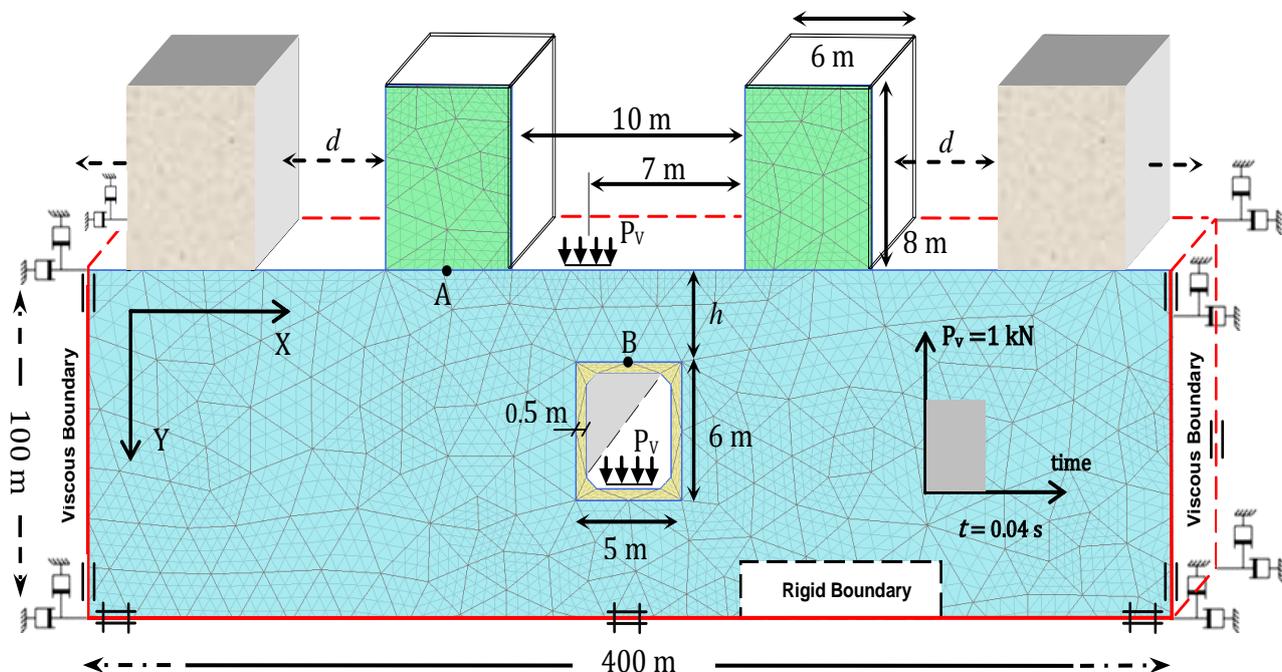
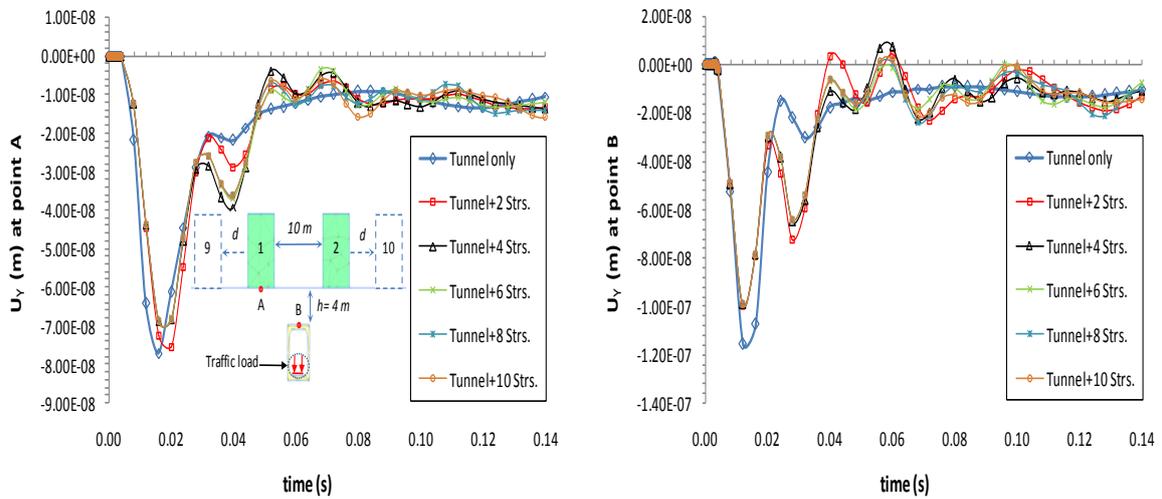
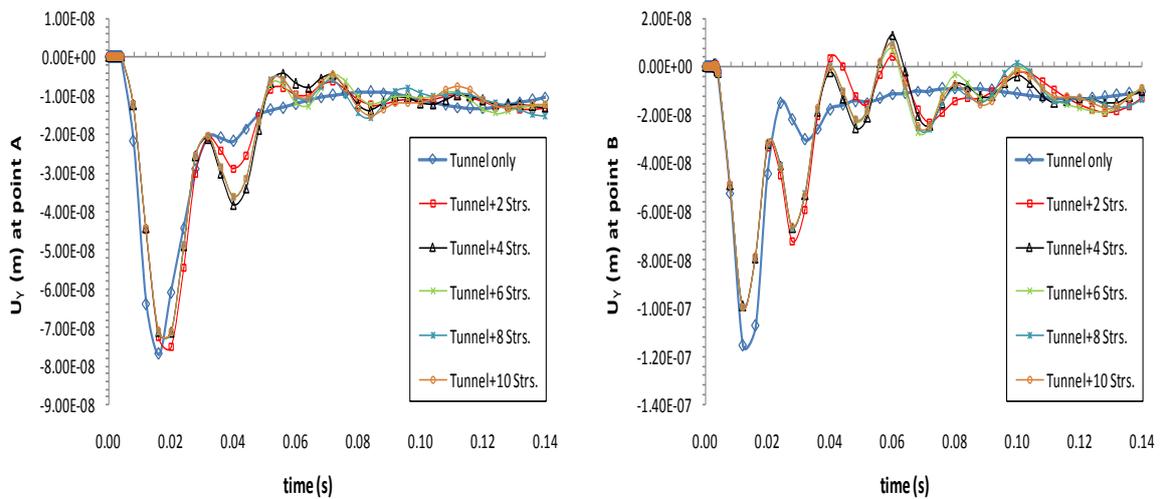


Figure IV. 25 Géométrie et maillage du système structure-tunnel-structure par la MEF (présente étude).

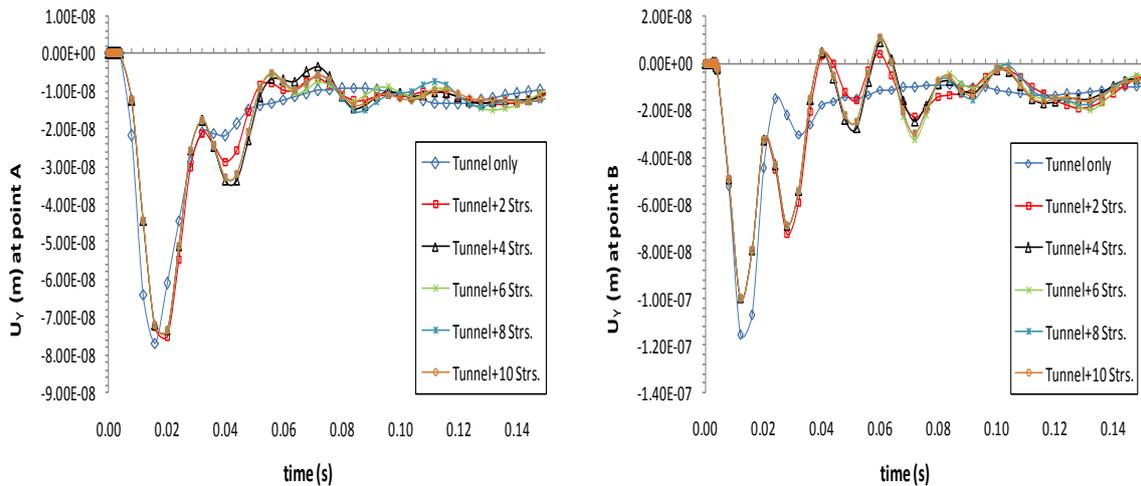
Trois cas de distance entre les structures sont pris séparément :  $d = 2$  m, 4 m et 6 m, sauf les deux premières structures où la distance est égale à 10 m et ce pour tous les cas. Les charges sont appliquées en premier sur la base du tunnel, en deuxième étape sur la surface du sol. Dans le cas de la charge du trafic de souterrain au point B (Figure IV .26), on peut remarquer tout d'abord que : lorsque  $0.02\text{ s} \leq t \leq 0.036\text{ s}$  la réponse au sommet du tunnel est amplifiée pour tous les cas de structures ajoutées. Deuxièmement ; si  $0.045\text{ s} \leq t \leq 0.056\text{ s}$ , cette réponse est amplifiée quand plus de 2 structures sont ajoutées (c'est-à-dire aucun effet pour le cas de 2 structures ajoutées). Enfin, pour  $0.065\text{ s} \leq t \leq 0.09\text{ s}$ , la réponse est amplifiée pour toutes les structures ajoutées avec une amplitude moindre dans le cas de 2 structures.



(a)  $d = 2$  m



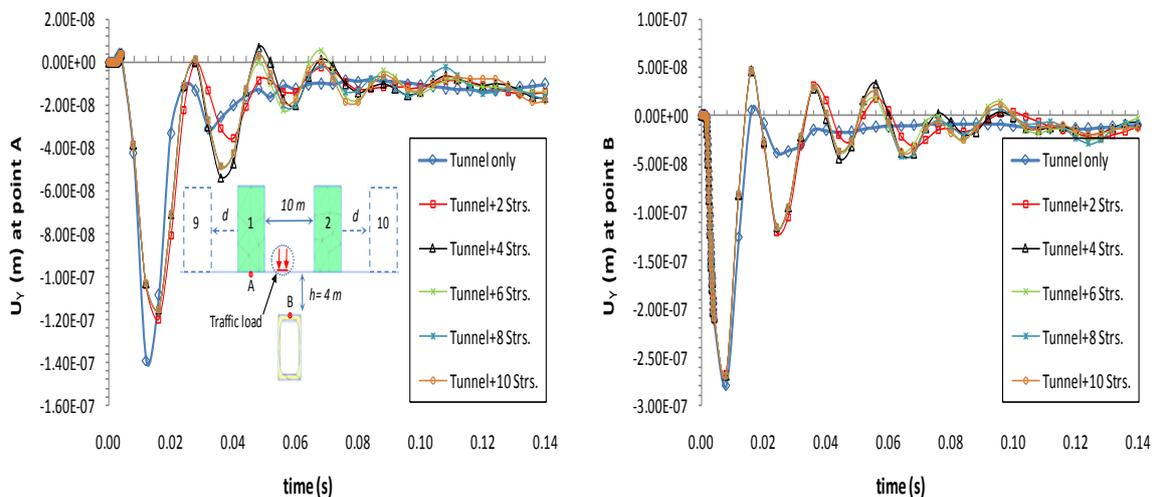
(b)  $d = 4$  m



(c)  $d = 6 \text{ m}$

**Figure IV. 26** Déplacement vertical dû à la charge du trafic de souterrain.

Dans le cas de la charge du trafic de surface au point B (Figure IV. 27), lorsque  $0.02 \text{ s} \leq t \leq 0.08 \text{ s}$ , la réponse est clairement amplifiée 2.5 fois par rapport au cas de structures non existantes. Pour l'effet sur les structures (Figures IV. 26 et IV. 27) au point A, dans les mêmes bandes temporelles précédentes, l'amplification de la magnitude à la base de la structure due aux charges du trafic de surface ou souterrain est clairement remarquée. Il est possible de remarquer que, le nombre de quatre structures donne la plus grande amplification où, l'amplitude d'amplification due au cas de la charge de surface est supérieure au cas de la charge souterraine. En plus, les figures (IV. 26 et IV. 27) montrent également que, les effets de la densité des structures sur les réponses des structures et du tunnel sont significativement influencés par la variation de la distance ( $d$ ) entre les structures adjacentes. L'amplification due à l'augmentation du nombre de structures diminue quand la distance ( $d$ ) augmente, et ce, pour les deux cas de chargement. La tendance décroissante de cette amplification converge vers le cas de deux structures.



(a)  $d = 2 \text{ m}$

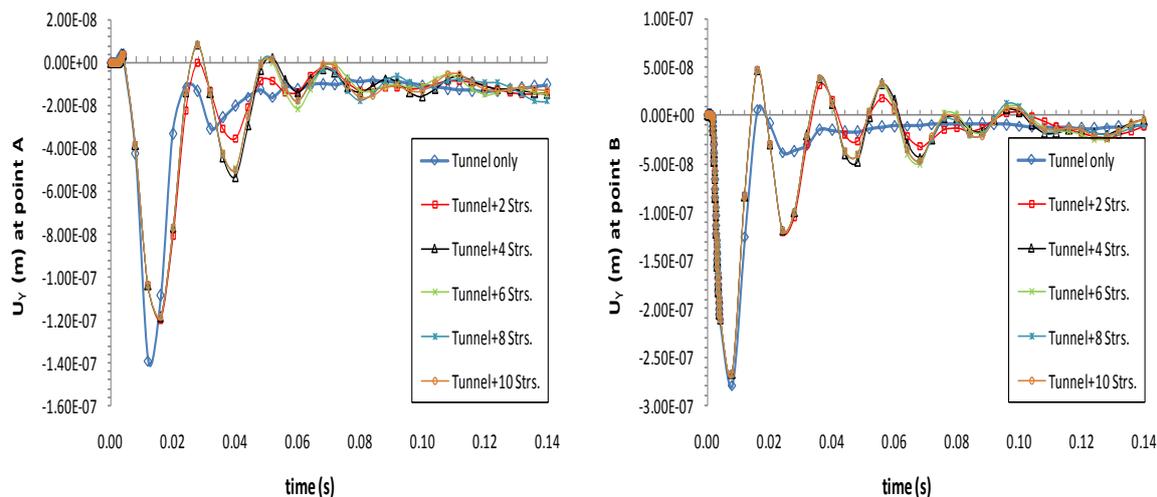
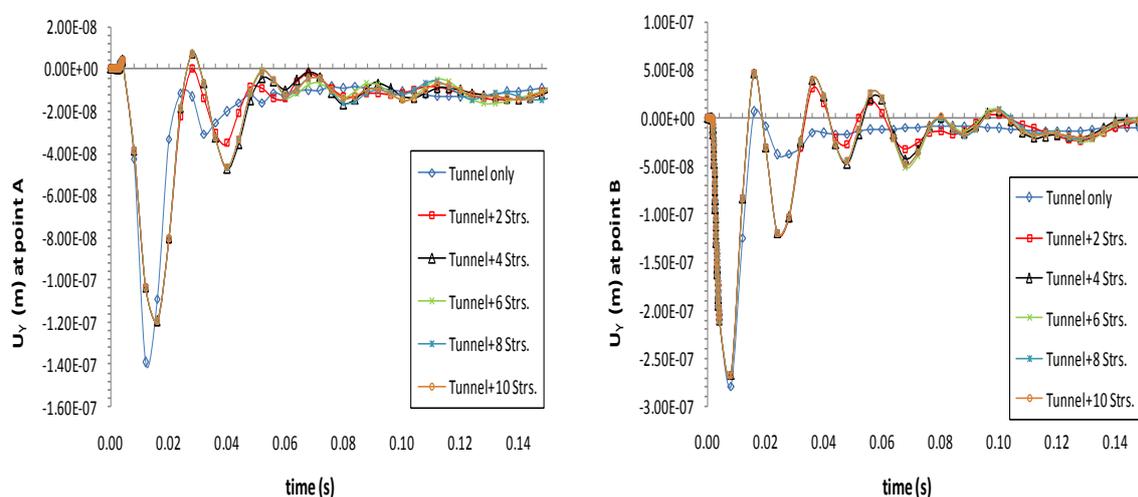
(b)  $d = 4$  m(c)  $d = 6$  m

Figure IV. 27 Déplacement vertical dû à la charge du trafic de surface.

#### IV. 4.2.2 Effet de la distance entre les structures

L'objectif de cette étude de cas dans ce paragraphe de déterminer la distance nécessaire qui élimine les effets d'interaction dynamique entre les structures adjacentes soumises séparément aux impacts du trafic de surface et souterrain. Pour étudier l'effet de la distance entre les structures, le cas de quatre structures est considéré selon les résultats de la sous-section (IV. 4.2.1) où, les valeurs de la distance sont successivement prises:  $d = 2$  m, 4 m, 6 m, 8 m, 10 m et 110 m sauf entre les deux premières structures où la distance est égale à 10 m. Sur les figures (IV. 28 et IV. 29), les tendances d'amplification sont maintenues aux points A et B, et ce ; pour les deux cas du chargement sauf le cas de déplacement vertical au point B dû à la charge du trafic de souterrain. Dans les deux cas de chargement étudiés, cet effet est

non significatif pour une distance de séparation supérieure à 110 m ; il converge vers le cas des 2 structures.

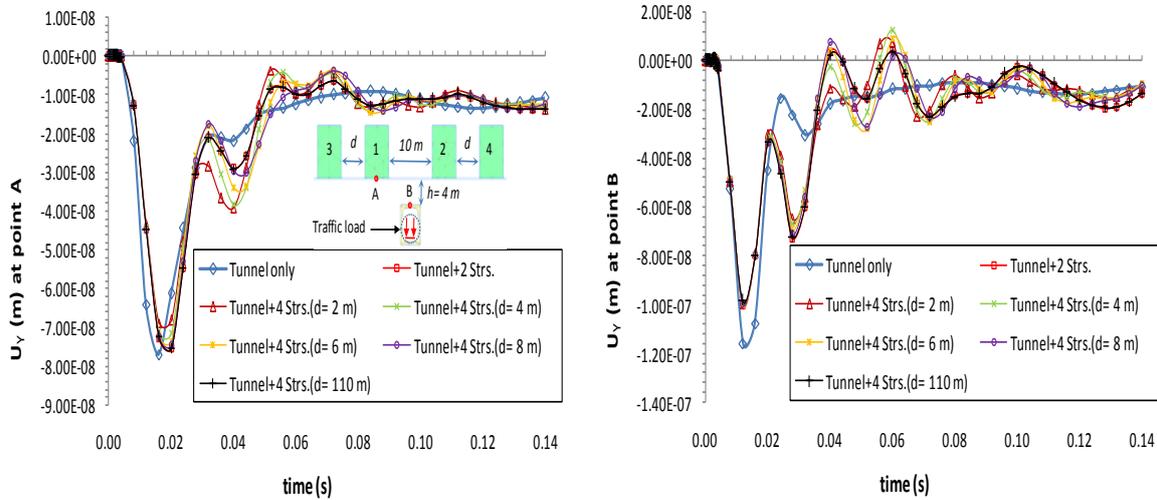


Figure IV. 28 Déplacement vertical dû à la charge du trafic de souterrain.

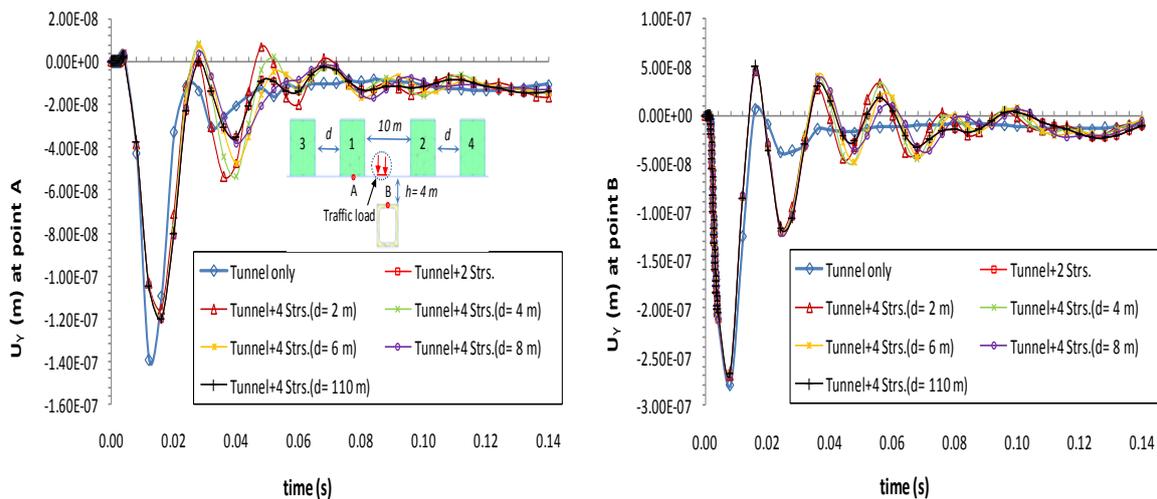


Figure IV. 29 Déplacement vertical dû à la charge du trafic de surface.

**IV. 4.2.3 Effet de la présence et de la profondeur du tunnel**

Suivant les résultats de sous-sections (IV. 4.2.1 et IV. 4.2.2) pour le nombre de structures (4 structures) et pour le cas de distance réaliste ( $d = 6$  m), la présence du tunnel et l'effet de la profondeur sont étudiés en tenant en compte les mêmes caractéristiques des matériaux que dans les sous-sections (IV. 4.2.1 et IV. 4.2.2) avec la considération de la présence de quatre structures voisines et identiques (Figure IV. 25 ). La distance entre les structures adjacentes est prise :  $d = 2$  m sauf les deux premières structures où elle est égale à 10 m dans tous les cas. La profondeur du tunnel ( $h$ ) dans le sol est prise successivement égale à 4 m, 8 m, 12 m, 16 m et 20 m. Les charges sont appliquées en premier sur la base du tunnel, en deuxième étape sur la surface du sol. Au point A, la figure (IV. 30) montre que la présence du tunnel augmente

l'amplitude des réponses verticales des structures, cette augmentation diminue proportionnellement quand la profondeur du tunnel augmente, à plus de 16 m les valeurs de la réponse des structures due à la charge de surface se stabilise à celles du cas de sans tunnel. Au point B (Figure IV.30) et aux points A et B (Figure IV.31), les effets de la profondeur du tunnel tiennent la même tendance qu'au point A (Figure IV.30). Il faut remarquer d'abord que ; l'amplitude maximale des réponses des structures et du tunnel due au cas de la charge souterraine est inférieure au cas de la charge de surface. Deuxièmement, pour les deux cas du chargement, la profondeur de 4 m donne l'amplification maximale. Enfin, pour le cas de charge de surface, l'effet de la profondeur du tunnel est insignifiant sur la réponse de la structure au point A (Figure IV.30).

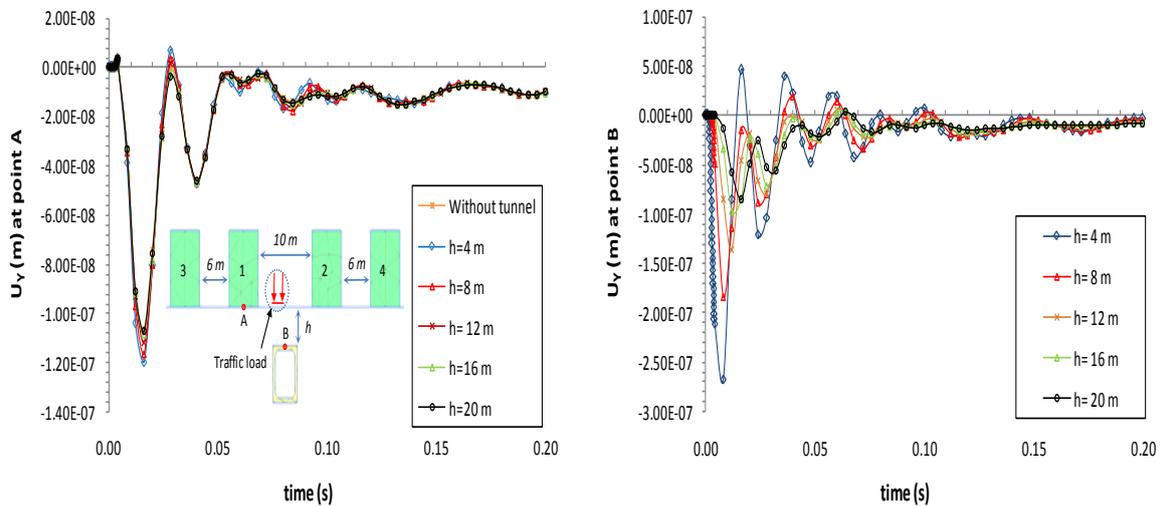


Figure IV. 30 Déplacement vertical dû à la charge du trafic de souterrain

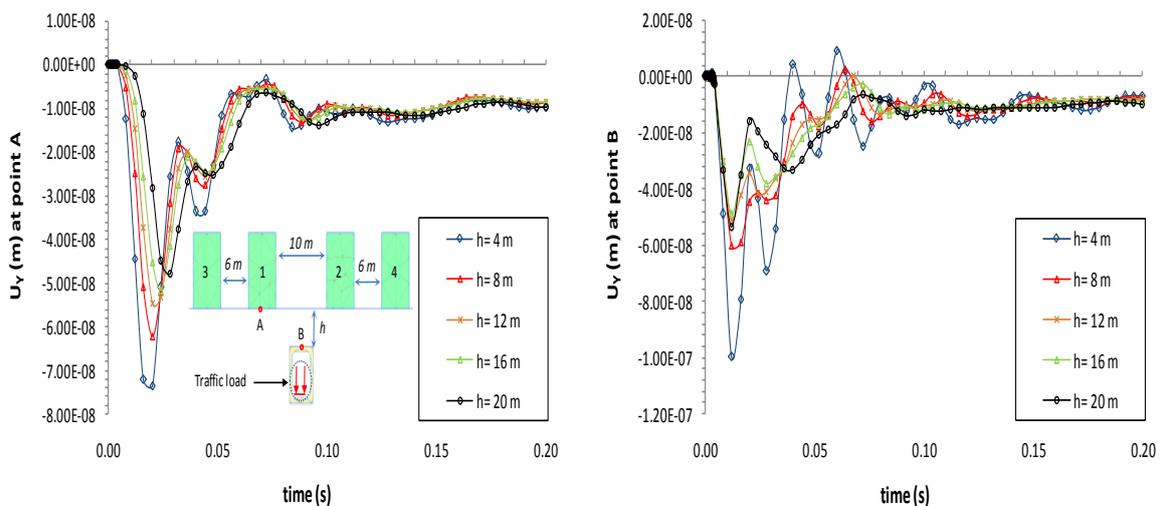


Figure IV. 31 Déplacement vertical dû à la charge du trafic de surface.

## IV. 5 CONCLUSION

Dans ce chapitre, l'influence de la présence d'une couche superficielle située sur un demi-espace du sol et la densité des structures voisines sur l'interaction tunnel-sol-structure et structure-tunnel-structure a été étudiée numériquement en 2D et en utilisant le code EF Plaxis2D<sup>®</sup>, sous l'impact du chargement du trafic (de surface et/ou souterrain). La précision des résultats de la modélisation a été vérifiée en les comparant avec des travaux de la littérature existante. Des études paramétriques ont été effectuées afin de connaître les effets de la rigidité, l'amortissement et la profondeur de la couche superficielle du sol, le nombre et la distance entre les structures voisines, la profondeur et l'épaisseur du tunnel et la position de la charge du trafic. D'après les résultats de ces études, la variation de ces paramètres clés peut influencer de manière significative les réponses dynamiques des systèmes étudiés. Le comportement de ce changement peut être présenté en termes d'amplitude de ces réponses où trois domaines temporels peuvent être remarqués ; amplification, désamplification et stabilité. Ce changement au niveau du comportement des réponses peut être accompagné par un shift horizontal dans certains cas. En plus, les valeurs des efforts et des contraintes internes des éléments structuraux peuvent être influencées d'une manière importante par le changement de ces paramètres.

## **CHAPITRE V: ETUDE DE L'INTERACTION STRUCTURE-SOL-STRUCTURE SOUS CHARGEMENT SISMIQUE**

### **V. 1 INTRODUCTION**

L'interaction sol-structure (ISS) est un sujet de recherche important en génie parasismique, qui a suscité une grande attention pendant plusieurs décennies. En tant que branche de l'ISS, l'interaction structure-sol-structure (ISSS) est un thème de recherche clé au cours des dernières années. C'est un domaine d'activité interdisciplinaire, qui se situe à l'intersection de la dynamique et la mécanique des structures et des sols, du génie parasismique, de la géophysique et de la géomécanique, de la science des matériaux, des méthodes numériques et de diverses autres disciplines techniques [182]. La plupart des travaux de la littérature indiquent que le voisinage des structures peut modifier de manière significative la réponse dynamique des structures, cependant, ces études n'indiquent pas clairement dans quelle circonstance l'effet de l'SSS doit être considéré. Plusieurs chercheurs mentionnent les effets négatifs de l'SSS, d'autres chercheurs indiquent les effets positifs de l'SSS sur la réponse des structures. Néanmoins, plusieurs chercheurs remarquent que l'effet de l'SSS peut augmenter ou diminuer la réponse des structures en fonction des circonstances considérées [163]. Une revue de littérature sur l'SSS a été largement discutée dans le premier chapitre.

Le présent chapitre a été effectué pour but d'étudier numériquement l'interaction entre les structures superficielles et souterraines sous l'impact d'un chargement sismique en considérant l'effet de :

- la rigidité du sol.
- la densité et les distances entre les structures adjacentes.

### **V. 2 EFFET DE LA DENSITÉ DES STRUCTURES**

Dans cette section, l'effet de la densité des structures superficielles sur les réponses sismiques du système tunnel-sol-structures est étudié en tenant compte des mêmes propriétés géométriques et matérielles du sol et du béton qui sont prises dans la sous-section (IV. 4.2.1). Un ensemble de deux structures est ajouté ; le premier à droite et le second à gauche. Quatre ensembles de structures sont ajoutés un par un (Figure V.25). La distance  $d$  entre les structures est prise égale à 6 m. Pour tous les cas, la distance entre les deux premières structures est égale à 10 m. L'accélérogramme du séisme de magnitude 5.4 à l'échelle Richter

a eu lieu le 28/02/1990 à Parkfield a été adopté dans cette partie de l'étude. Les caractéristiques de ce séisme sont présentées dans la figure (V. 2).

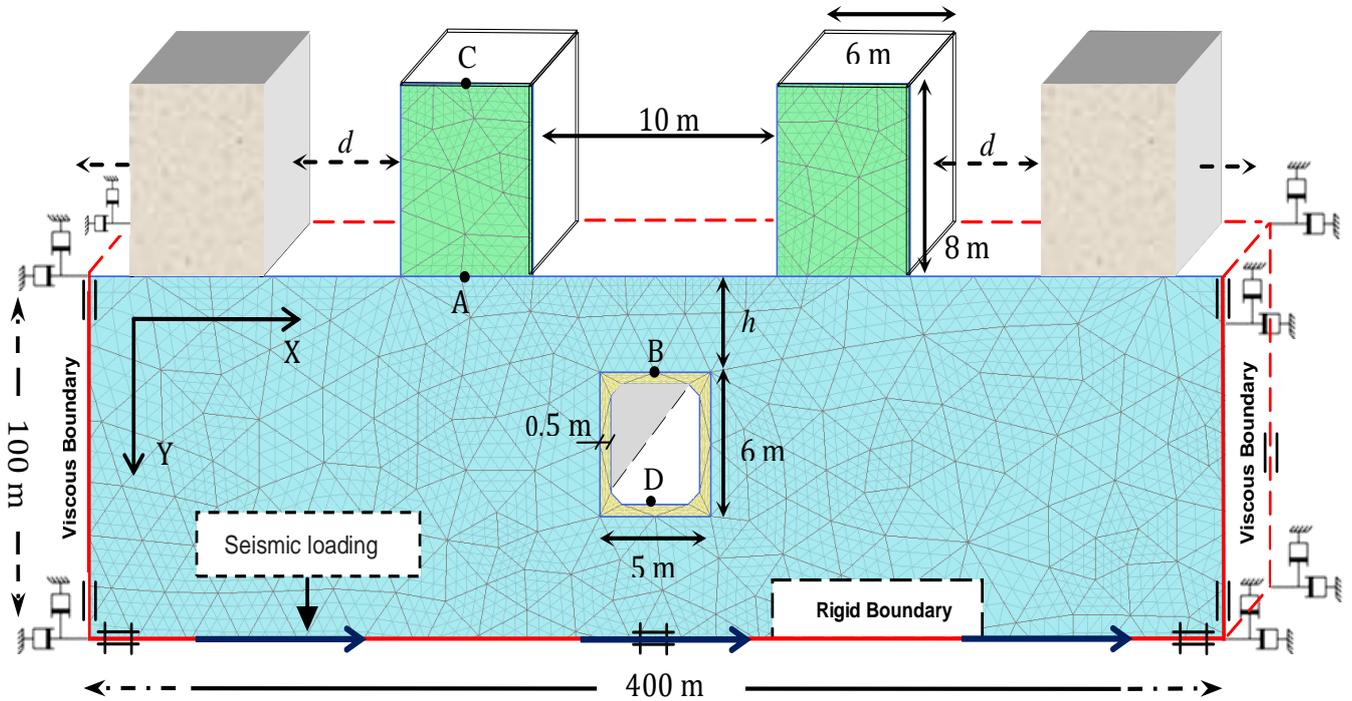


Figure V. 1 Géométrie et maillage du système structure-tunnel-structure par la MEF sous chargement sismique (présente étude).

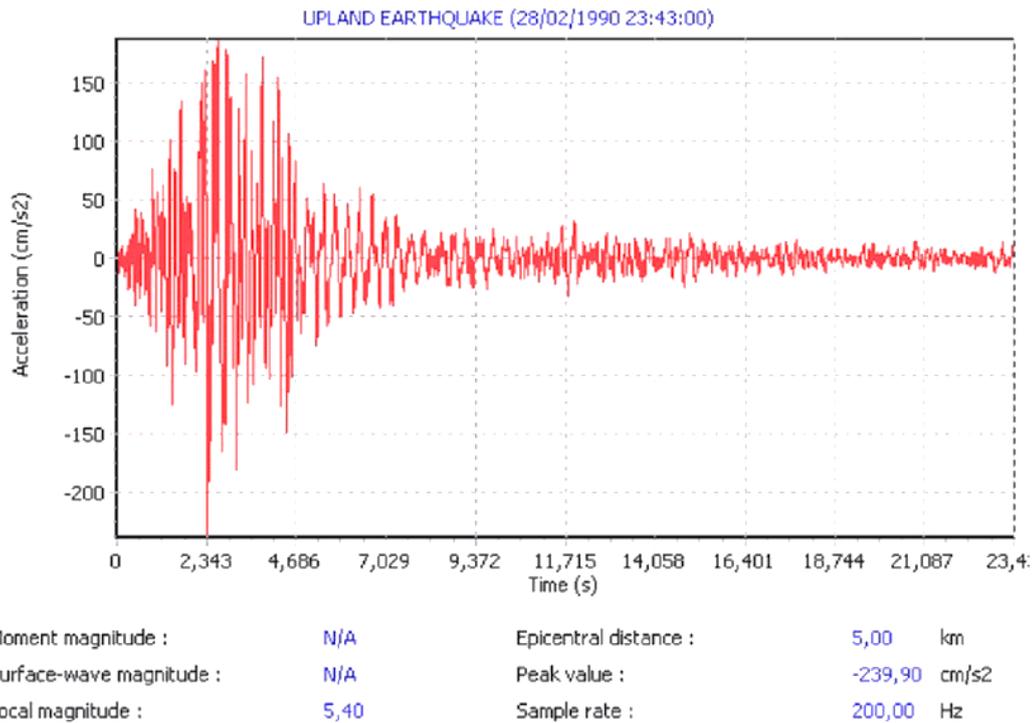
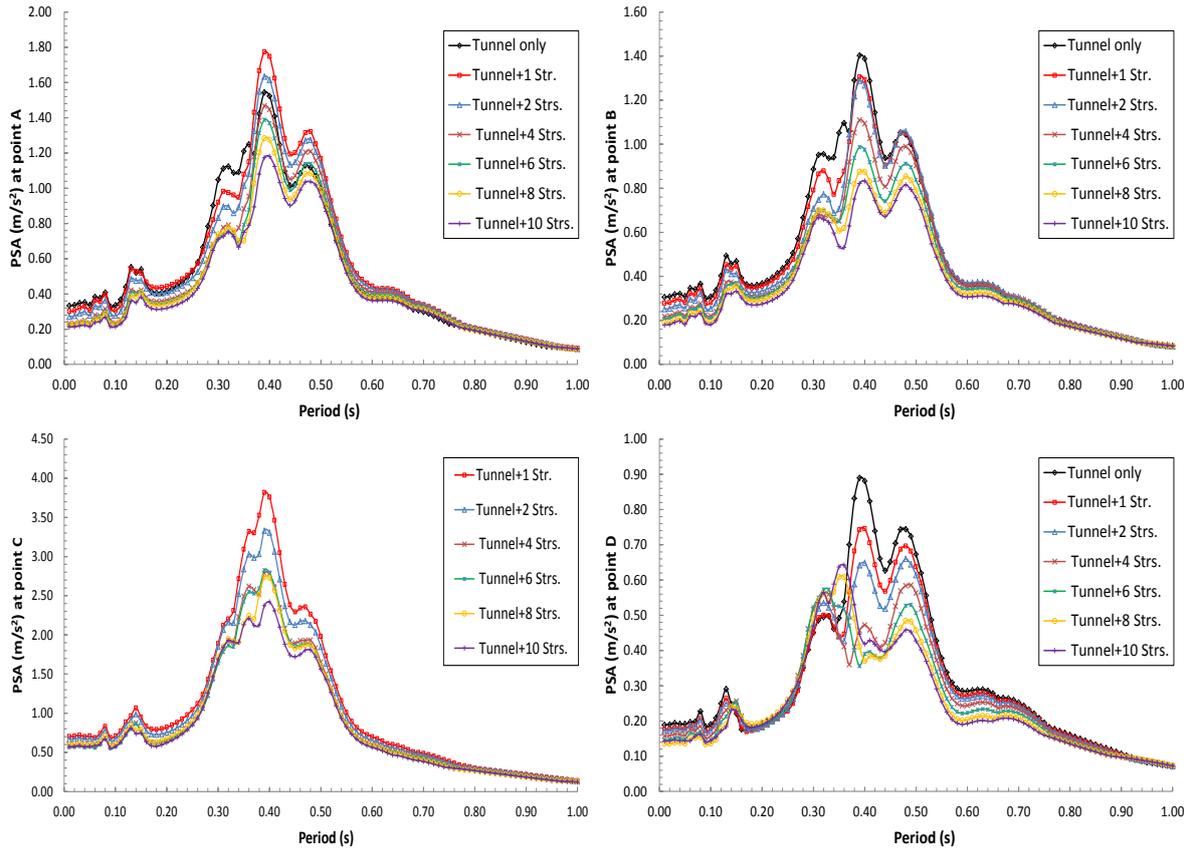
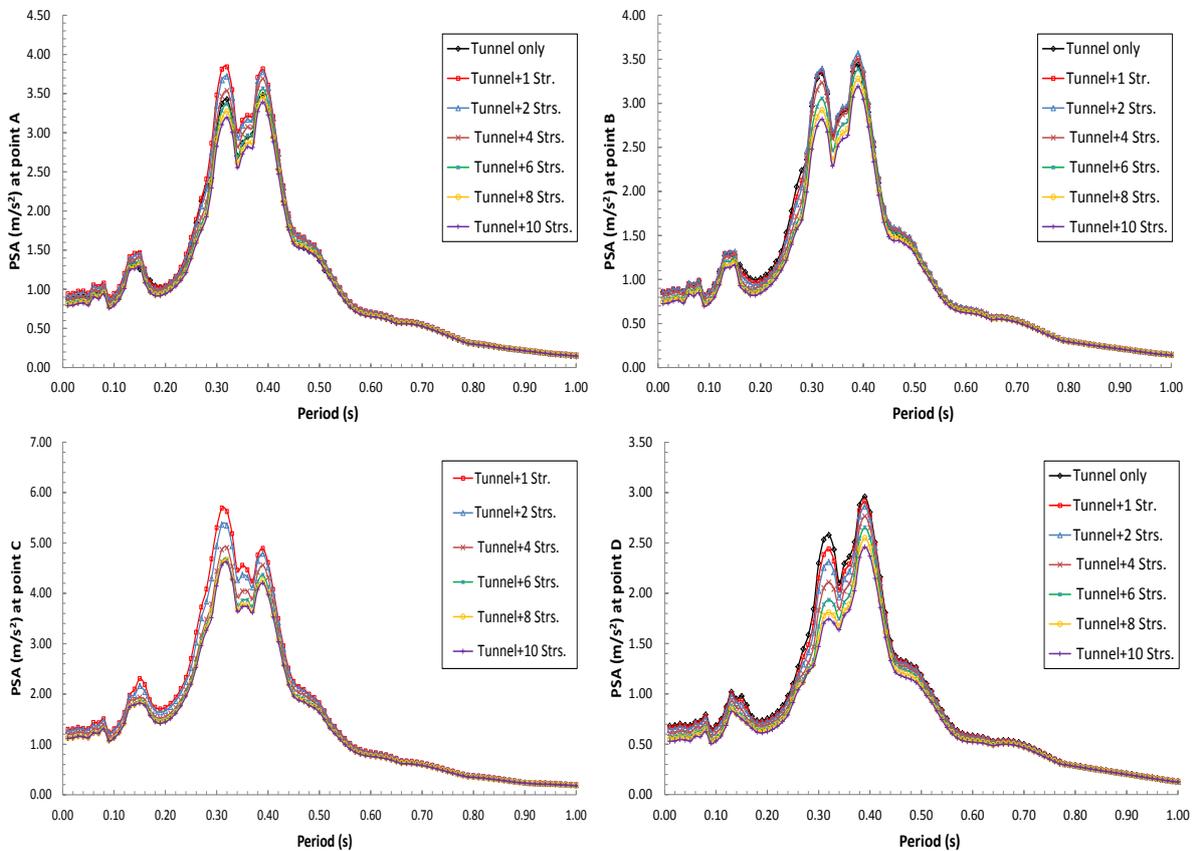


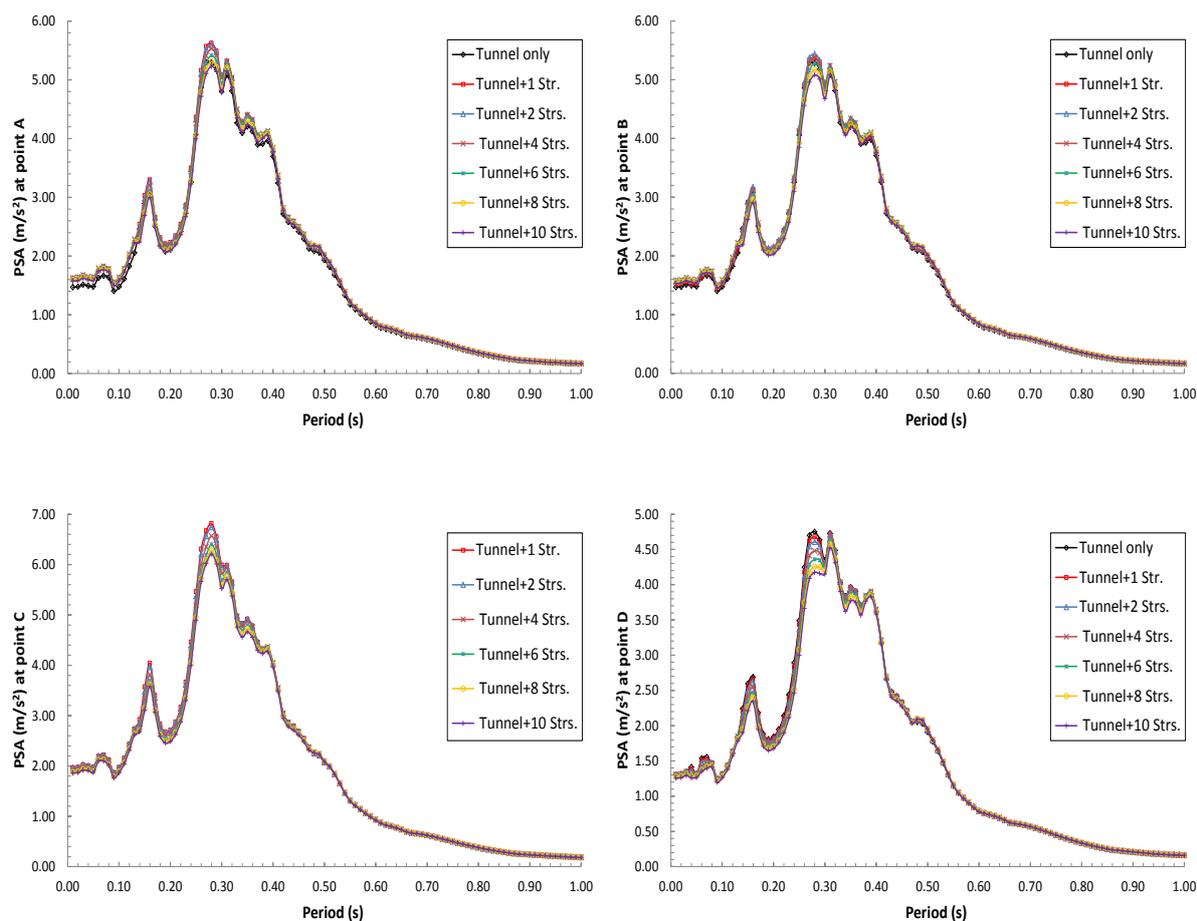
Figure V. 2 Caractéristiques du séisme de Parkfield\_California.



(a)  $V_s = 200$  m/s.



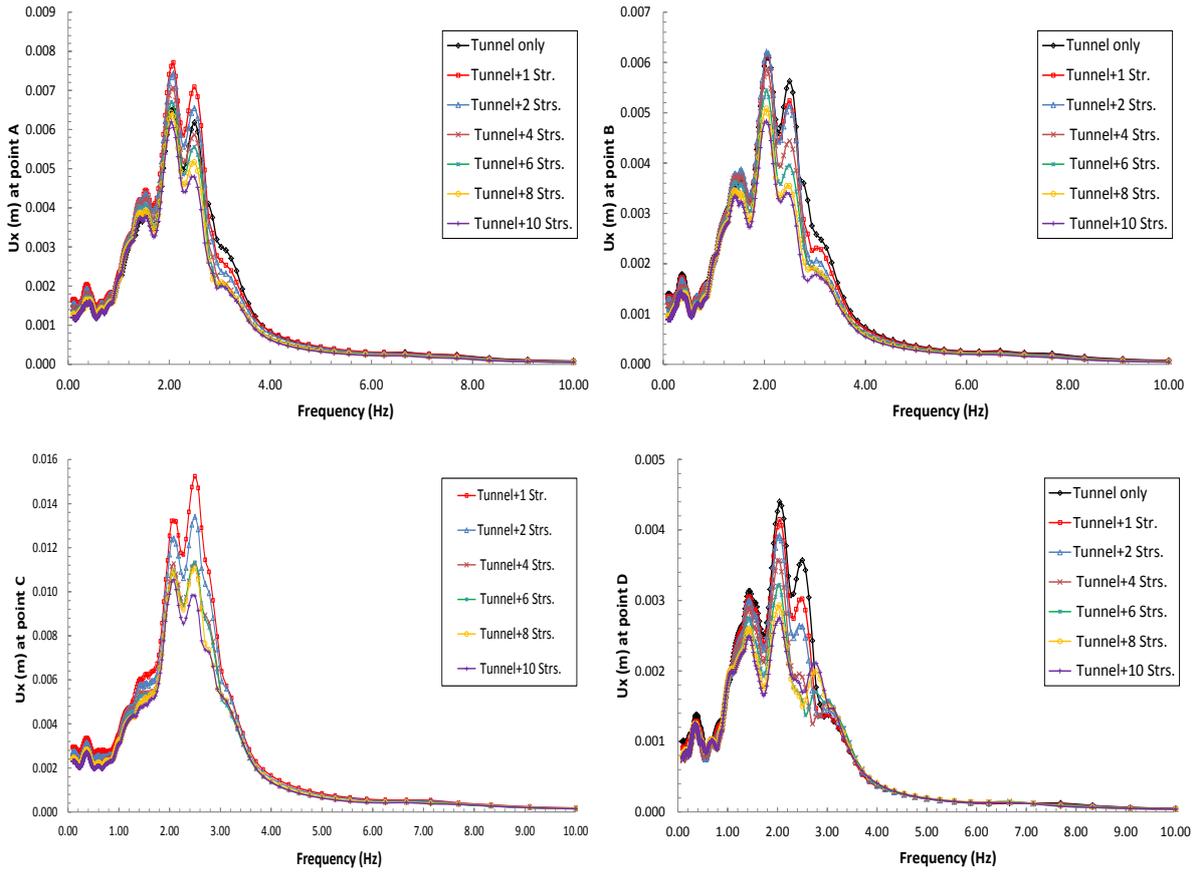
(b)  $V_s = 400$  m/s.



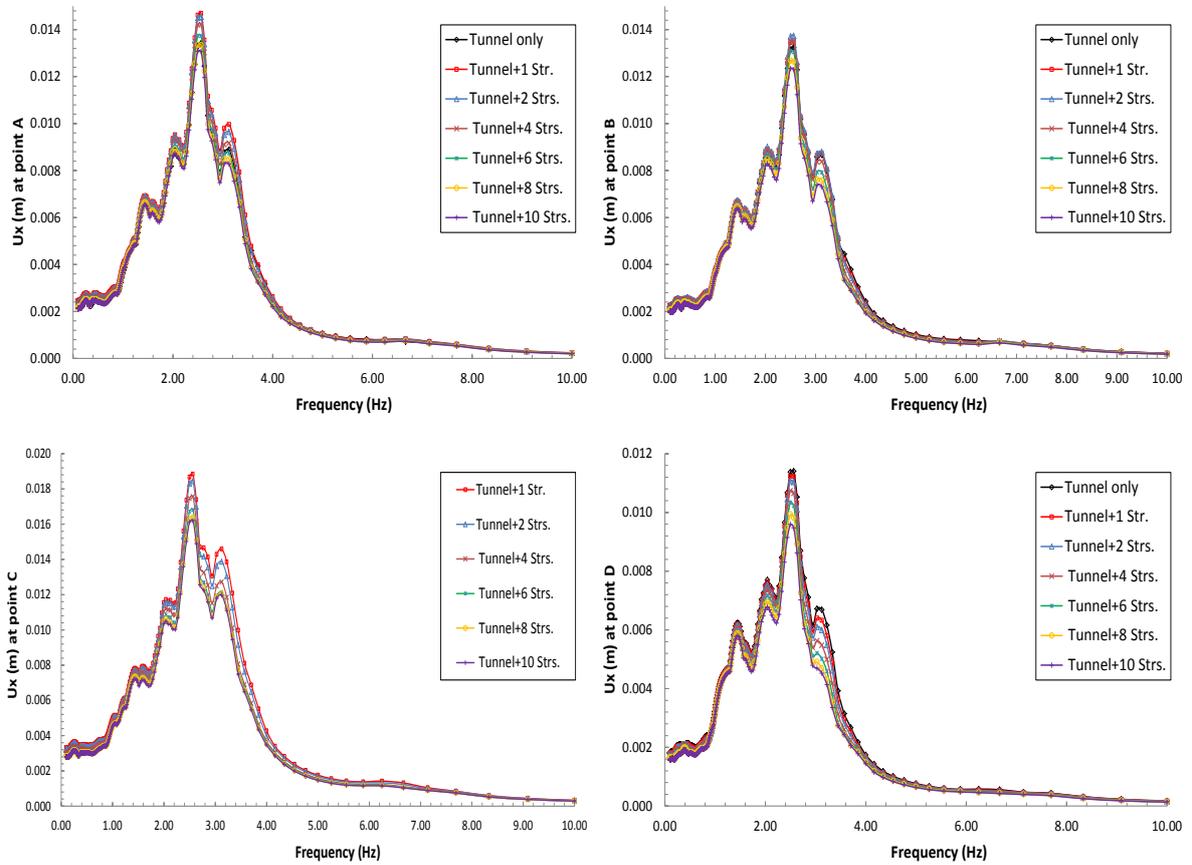
(c)  $V_s = 800$  m/s.

**Figure V. 3** Réponses du système tunnel-sol-structures dues à la charge sismique

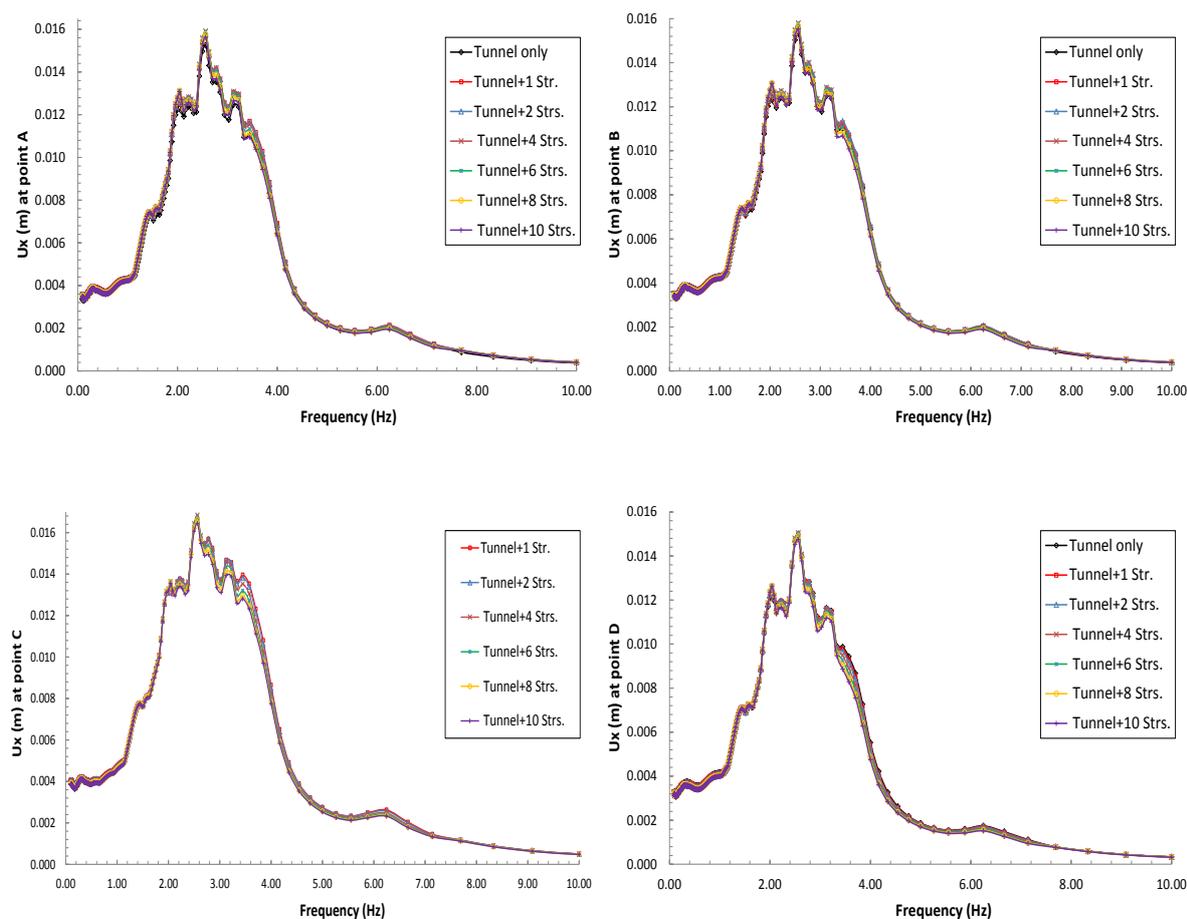
Les figures (V.3 et V.4) présentent les réponses du système tunnel-sol-structures dues à la charge sismique. Ces courbes montrent que les réponses du système sont influencées par la variation du nombre des structures adjacentes et la rigidité du sol. Il est remarqué que lorsque le nombre des structures superficielles augmente, les réponses des structures (points A et C) et du tunnel (points B et D) se désamplifient significativement. L'ampleur de cette désamplification est gouvernée aussi par le type du sol où elle augmente quand la rigidité du sol diminue. Pour un sol meuble, la réduction des réponses produite par l'augmentation du nombre des structures peut atteindre 35 % par rapport au cas d'une seule structure. Par contre dans les sols très fermes, cette diminution n'a pas de valeur significative. En plus, au-delà de 8 structures ajoutées, les valeurs de la désamplification convergent vers la stabilité. Ce comportement est plus apparent dans les cas des sols fermes. À la surface du sol au point A, on peut remarquer que la réponse s'amplifie par rapport au cas sans structures si le nombre de structures ajoutées est inférieure à 6, au-delà, la réponse se désamplifie jusqu'à la stabilité.



(a)  $V_s = 200$  m/s.



(b)  $V_s = 400$  m/s.

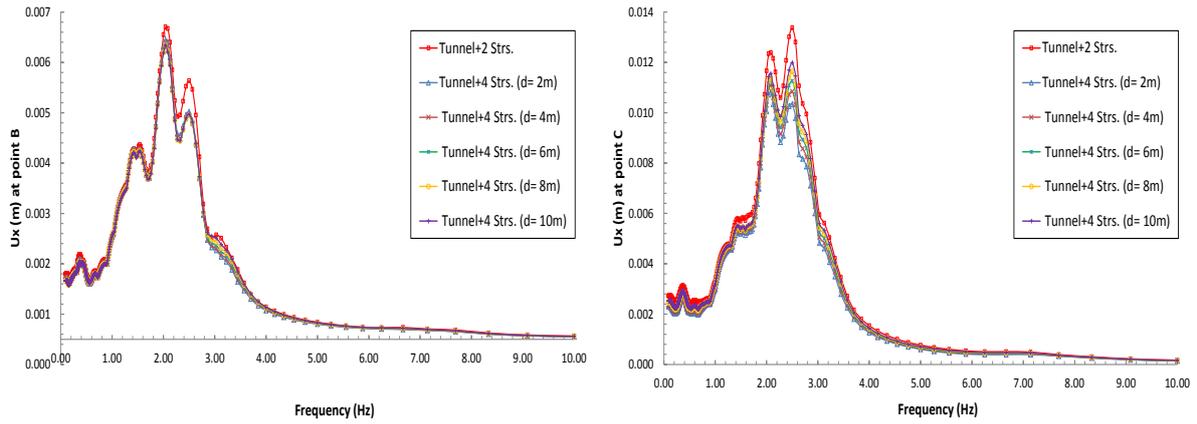


(c)  $V_s = 800$  m/s.

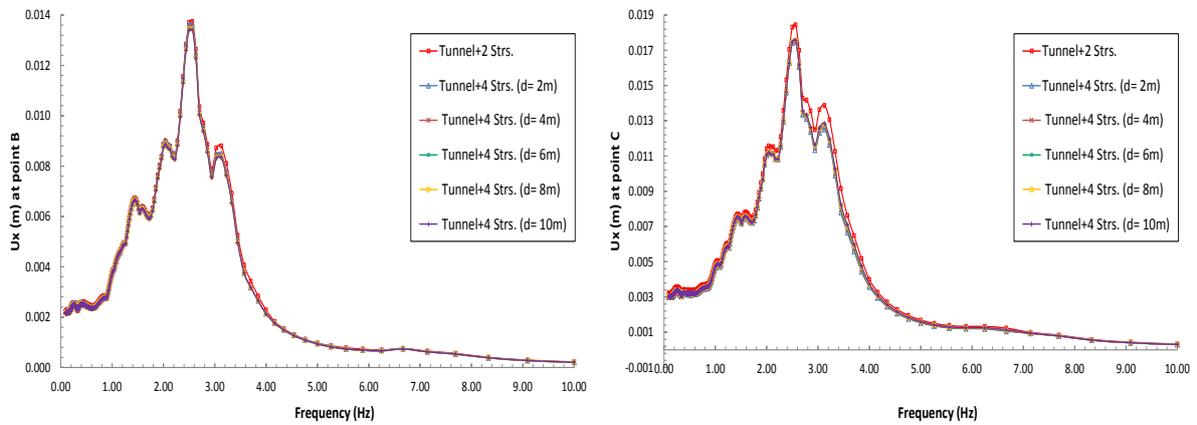
**Figure V. 4** Déplacements horizontaux du système tunnel-sol-structures dus à la charge sismique.

### V. 3 EFFET DE LA DISTANCE ENTRE LES STRUCTURES SUPERFICIELLES

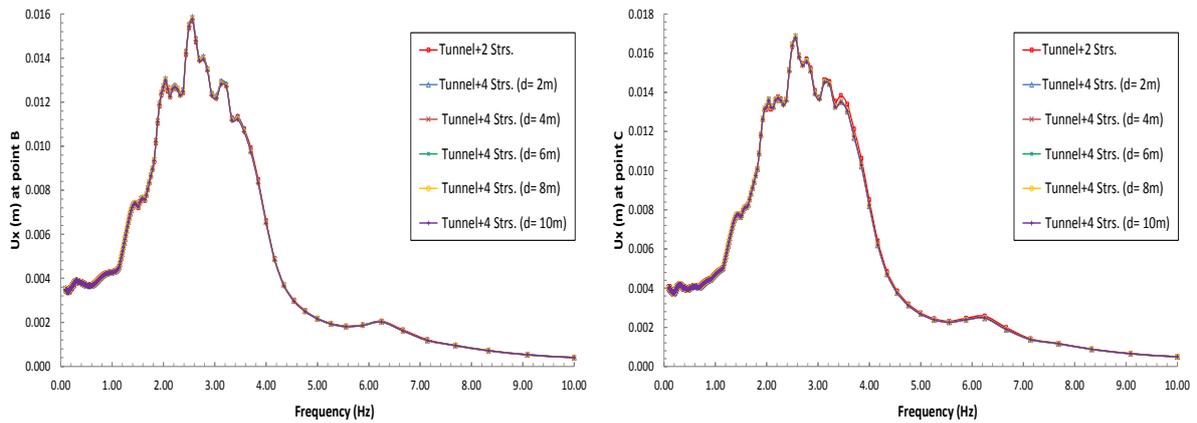
Dans cette partie de l'étude, l'effet de la distance entre les structures adjacentes a été étudié sous l'impact d'un chargement sismique. Le cas de quatre structures voisines est adopté. Les valeurs de la distance sont successivement prises :  $d = 2$  m, 4 m, 6 m, 8 m et 10 m sauf entre les deux premières structures où la distance est égale à 10 m. Les caractéristiques du sol, du tunnel et des structures sont présentées dans le tableau (IV.3). La figure (V.5) présente les déplacements horizontaux au sommet et à la base de la première structure et du tunnel en variant la rigidité du sol. Dans cette figure on peut remarquer que l'augmentation de la distance entre les structures superficielles diminue l'effet de l'interaction entre elles. L'allure de cette diminution est plus visible au sommet de la structure superficielle notamment pour le cas du sol meuble.



(a)  $V_s = 200$  m/s.



(b)  $V_s = 400$  m/s.



(c)  $V_s = 800$  m/s.

Figure V. 5 Déplacements horizontaux du système tunnel-sol-structures dus à la charge sismique.

V. 4 CONCLUSION

Dans ce chapitre, l'effet de l'interaction entre les structures superficielles et souterraines sur le comportement des réponses dynamiques des structures a été étudié sous l'impact d'un

chargement sismique et en variant la rigidité du sol, le nombre et la distance entre les structures superficielles. En conséquence, les résultats de cette étude montrent que le comportement des réponses sismiques du système étudié (Tunnel-Sol-Structures) est influencé de manière significative par la souplesse du sol, la densité des structures adjacentes ainsi que la distance de séparation entre elles. L'augmentation du nombre des structures voisines et la diminution de la distance de séparation entre elles peuvent réduire remarquablement les amplitudes des réponses des structures superficielles et du tunnel notamment dans les cas des sols meubles. Cette atténuation peut atteindre 35 %.

## CONCLUSION GENERALE

Dans ce travail, l'interaction dynamique entre les structures superficielles et souterraines a été étudié numériquement sous les conditions de la déformation plane et en considérant ; l'effet des caractéristiques du sol (rigidité, stratification et amortissement), du nombre et de la densité des structures superficielles, de la distance de séparation entre les structures (structure-structure et structure-tunnel), du type et de la position de la charge appliquée (trafic et sismique). La précision des résultats obtenus de la présente étude est effectuée en les comparant avec des travaux antérieurs. En conséquence, il est conclu que :

- La profondeur et l'épaisseur d'un tunnel sont des facteurs clés pour déterminer la magnitude de l'effet de la présence de ce tunnel sur les vibrations de la surface du sol dues aux charges du trafic de surface. Lorsque la profondeur diminue et l'épaisseur s'augmente, l'amplitude de la vibration de la surface libre du sol diminue surtout aux endroits proches de la source de la charge et du tunnel. De plus, la présence d'un tunnel peut jouer le même rôle d'un substrat artificiel rigide et réduire les vibrations sur la surface libre du sol, ceci est plus efficace dans le cas du sol mou que dans le sol ferme.
- Dans la plupart des cas, la diminution de la rigidité de la couche superficielle amplifie significativement les réponses de la structure et du tunnel, sauf dans le cas de la charge souterraine où la réponse de la structure se désamplifie avec la diminution de la rigidité de cette couche.
- Dans le cas d'une couche superficielle du sol très mou ( $V_S=100 \text{ ms}^{-1}$ ), l'amplitude d'amplification dans les réponses de la surface du sol, au sommet du tunnel et de la structure dues à la charge du trafic de surface peut atteindre successivement 6.8, 3.5 et 1.5 fois plus que dans le cas sans couche superficielle. D'autre part, ces taux d'amplification ne dépassent pas respectivement 0.4, 0.3 et 0.8 fois dans le cas de la couche d'un sol ferme ( $V_S=400 \text{ ms}^{-1}$ ). Pour le cas d'un chargement du trafic souterrain, cette amplification n'est pas significative par rapport au cas de chargement du trafic de surface, sauf dans la structure où elle peut atteindre 60 %.
- En général, l'augmentation de la profondeur de la couche superficielle augmente clairement l'amplitude des réponses du système tunnel-sol-structure pour les deux cas de chargement du trafic, sauf dans le cas de la réponse de la structure due au chargement du trafic souterrain où elle diminue avec l'augmentation de la profondeur de cette couche. Ce

comportement des effets est plus considérable une fois que la couche est plus profonde que le niveau de la fondation de la structure.

- La réduction de la rigidité de la couche superficielle augmente le moment de flexion des éléments de la structure et diminue les contraintes dans le tunnel. Dans les cas du sol mou, l'augmentation des moments de flexion dans les poutres peut atteindre 1.4 fois plus que dans le cas sans couche superficielle et 2.7 fois dans les éléments des poteaux. La réduction des contraintes normales et de cisaillement dans le tunnel peut atteindre 0.13 fois.
- Bien que l'emplacement de la charge du trafic appliquée change, les contraintes dans le tunnel et les efforts internes dans la structure prennent approximativement les mêmes valeurs.
- Dans les différents types de sols étudiés (de la couche superficielle) et sous l'impact des deux cas du chargement ; la réduction de l'amplitude des réponses provoquées par l'amortissement peut être comprise entre 10.5 % à 22 % pour la structure et 5 % à 11 % pour le tunnel.
- La présence de la structure souterraine sous les structures de surface augmente les réponses dynamiques dues au chargement du trafic.
- L'augmentation de la distance entre le tunnel et les structures réduit l'effet de l'interaction dynamique sur leurs réponses dues au chargement du trafic.
- La densité des structures situées sur la surface du sol influe clairement sur les réponses des structures proches du tunnel et également sur la réponse du tunnel ; cet effet augmente quand la distance entre les structures adjacentes et la profondeur du tunnel diminue et vice-versa.
- Le comportement de l'effet de la densité des structures correspond à la localisation de la charge du trafic. Il convient de remarquer que ; les réponses du tunnel montrent trois intervalles successifs (réduction, amplification et stabilisation) pour les deux cas de sollicitation. À la base de la structure la plus proche, les réponses présentent deux intervalles (amplification dans un large domaine temporel avant stabilité) quand la charge est appliquée sur la surface de sol. Dans le cas de la charge de trafic souterrain ; deux intervalles distincts peuvent être remarqués ; amplification dans deux domaines temporels séparés avant stabilité.
- L'augmentation du nombre des structures voisines et la diminution de la distance de séparation entre elles peuvent réduire de manière significative les amplitudes des réponses

sismiques des structures superficielles et du tunnel, notamment dans les cas des sols meubles. Cette atténuation peut atteindre 35 %.

Les résultats du présent travail indiquent clairement que cette modélisation peut être utilisée efficacement dans des projets réels et protéger les structures sensibles existantes.

Ce travail peut être poursuivi par des études numériques en 3D, des essais expérimentaux in situ ou sur des modèles réduits en considérant d'autres paramètres géométriques et/ou mécaniques du sol en présence de structures superficielles et souterraines sous différents types de charges (trafic, sismique, explosion, etc...).

**Publication et communications issues de cette thèse :**

**A. Achouri and M. N. Amrane**, "Effects of the superficial layer overlying a half-space on the tunnel-soil-RC building dynamical interaction," *International Journal of Structural Engineering*, vol. 11, no. 3, pp. 270-293, 2021.

DOI: <https://doi.org/10.1504/IJSTRUCTE.2021.10037840>

**A. Achouri and M. N. Amrane**, "Effect of structures density and tunnel depth on the tunnel-soil-structures dynamical interaction," *Pollack Periodica*, vol. 15, no. 1, pp. 91-102, 2020.

DOI: <https://doi.org/10.1556/606.2020.15.1.9>

**A. Achouri and M. N. Amrane**, "Soil-structure interface effects on dynamic interaction analysis of tunnel-building system," International Symposium on Construction Management and Civil Engineering (ISCMCE 2017), Skikda, Algeria, 2017.

**A. Achouri and M. N. Amrane**, "Response of an elastic and elastoplastic half-space subjected to surface vertical load," 4eme Workshop caracterisation et modelisation des geomatreriaux, Biskra, Algérie, 2017.

**A. Achouri and M. N. Amrane**, "Effet de l'interaction structure-sol-structure sur la reponse dynamique due à un chargement impulsif," 3ème Séminaire International Innovation et Valorisation en Génie Civil et Matériaux de Construction, Alger, Algérie, 2014.

## RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUE

- [1] M. Lou, H. Wang, X. Chen, and Y. Zhai, "Structure–soil–structure interaction: Literature review," *Soil dynamics and earthquake engineering*, vol. 31, no. 12, pp. 1724-1731, 2011.
- [2] X. Jiang and Z. Yan, "Earthquake response analysis of building-foundation-building interaction system," *Journal of vibration engineering*, vol. 11, no. 1, pp. 31-7, 1998.
- [3] J. E. Luco and L. Contesse, "Dynamic structure-soil-structure interaction," *Bulletin of the Seismological Society of America*, vol. 63, no. 4, pp. 1289-1303, 1973.
- [4] R. V. Whitman, "The current status of soil dynamics," *Applied Mechanics Reviews*, vol. 22, pp. 1–8, 1969.
- [5] E. Reissner, "Stationäre, axialsymmetrische, durch eine schüttelnde Masse erregte Schwingungen eines homogenen elastischen Halbraumes," *Ingenieur-Archiv*, vol. 7, no. 6, pp. 381-396, 1936.
- [6] J. Richardson, "Forced vibrations of rigid bodies on a semi-infinite elastic medium," PhD, University of Nottingham, Nottinghamshire, England, 1969.
- [7] G. Warburton, J. Richardson, and J. Webster, "Forced Vibrations of Two Masses on an Elastic Half Space," *Journal of Applied Mechanics-Transactions*, vol. 38, no. 1, pp. 148-156, 1971.
- [8] G. Warburton, J. Richardson, and J. Webster, "Harmonic response of masses on an elastic half space," vol. *Journal of Engineering for Industry*, pp. 193–200, 1972.
- [9] R. Parmelee, J. Penzien, C. Scheffey, H. Seed, and G. Thiers, "Seismic Effects on structures supported on piles extending through deep sensitive clays," Institute of Engineering Research, California University, Berkeley64-2, 1964.
- [10] G. Bycroft, "Forced vibrations of a rigid circular plate on a semi-infinite elastic space and on an elastic stratum," *Philosophical Transactions of the Royal Society of London*, vol. 248, no. 948, pp. 327-368, 1956.
- [11] P. MacCalden and R. Matthiesen, "Coupled response of two foundations," in *5th World Conference on Earthquake Engineering*, Rome, Italy, 1973, pp. 1913–1922.
- [12] T. Lee and D. Wesley, "Soil-structure interaction of nuclear reactor structures considering through-soil coupling between adjacent structures," *Nuclear Engineering and Design*, vol. 24, no. 3, pp. 374-387, 1973.
- [13] T. Kobori, R. Minai, and K. Kusakabe, "Dynamical characteristics of soil-structure cross-interaction system I," *Bulletion of the Disaster Prevention*, vol. 22, no. 204, pp. 111-151, 1973.
- [14] T. Kobori and R. Minai, "Dynamical interaction of multiple structural systems on a soil medium," in *Proceedings of the fifth world conference on earthquake engineering*, Rome, Italy, 1974, pp. 2061-2071.
- [15] H. Wong and M. Trifunac, "Two-dimensional, antiplane, building-soil-building interaction for two or more buildings and for incident planet SH waves," *Bulletin of the Seismological Society of America*, vol. 65, no. 6, pp. 1863-1885, 1975.

- [16] H. Murakami and J. E. Luco, "Seismic response of a periodic array of structures," *Journal of the Engineering Mechanics Division*, vol. 103, no. 5, pp. 965-977, 1977.
- [17] T. Kobori and K. Kusakabe, "Cross-interaction between two embedded structures," in *the fifth Japan earthquake engineering symposium*, Tokyo, Japan, 1978, pp. 521-528.
- [18] T. Kobori and K. Kusakabe, "CROSS-INTERACTION between two embedded structures in earthquakes," in *the seventh world conference on earthquake engineering*, Istanbul, Turkey, 1980, pp. 65-72.
- [19] T. Triantafyllidis, "Dynamic stiffness of rigid rectangular foundations on the half-space," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, vol. 14, no. 3, pp. 391-411, 1986.
- [20] T. Triantafyllidis, "Some aspects of the dynamic subsoil-coupling between circular and rectangular foundations," in *Developments in Geotechnical Engineering*, vol. 44: Elsevier, 1987, pp. 259-275.
- [21] T. Triantafyllidis and B. Prange, "Dynamic subsoil-coupling between rigid rectangular foundations," *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, vol. 6, no. 3, pp. 164-179, 1987.
- [22] T. Triantafyllidis and B. Prange, "Rigid circular foundation: dynamic effects of coupling to the half-space," *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, vol. 7, no. 1, pp. 40-52, 1988.
- [23] T. Triantafyllidis and B. Prange, "Dynamic subsoil-coupling between rigid, circular foundations on the halfspace," *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, vol. 8, no. 1, pp. 9-21, 1989.
- [24] T. Triantafyllidis and T. Neidhart, "Diffraction effects between foundations due to incident Rayleigh waves," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, vol. 18, no. 6, pp. 815-835, 1989.
- [25] Z. Hryniewicz, "Dynamic response of coupled foundations on layered random medium for out-of-plane motion," *International Journal of Engineering Science*, vol. 31, no. 2, pp. 221-228, 1993.
- [26] J. S. Mulliken, "Discrete models for foundation-soil-foundation interaction in time domain," PhD, University of South Carolina, Carolina, USA, 1994.
- [27] J. Mulliken and D. Karabalis, "Discrete model for foundation-soil-foundation interaction," in *Seventh International Conference on Soil Dynamics and Earthquake Engineering (SDEE 95) Hellenic Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Greece, 1995, vol. 7, pp. 501-508.
- [28] J. S. Mulliken and D. L. Karabalis, "Discrete model for dynamic through-the-soil coupling of 3-D foundations and structures," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, vol. 27, no. 7, pp. 687-710, 1998.
- [29] F. Behnamfar and Y. Sugimura, "Dynamic response of adjacent structures under spatially variable seismic waves," *Probabilistic Engineering Mechanics*, vol. 14, no. 1-2, pp. 33-44, 1999.
- [30] A. Wirgin and P.-Y. Bard, "Effects of buildings on the duration and amplitude of ground motion in Mexico City," *Bulletin of the Seismological Society of America*, vol. 86, no. 3, pp. 914-920, 1996.

- [31] D. Clouteau and D. Aubry, "Modifications of the ground motion in dense urban areas," *Journal of Computational Acoustics*, vol. 9, no. 04, pp. 1659-1675, 2001.
- [32] P. Guéguen, P.-Y. Bard, and F. Chávez-García, "Site-city seismic interaction in Mexico city-like environments: an analytical study," *Bulletin of the Seismological Society of America*, vol. 92, no. 2, pp. 794-811, 2002.
- [33] C. Boutin and P. Roussillon, "Assessment of the urbanization effect on seismic response," *Bulletin of the Seismological Society of America*, vol. 94, no. 1, pp. 251-268, 2004.
- [34] P.-Y. Bard, J. L. Chazelas, P. Guéguen, M. Kham, and J. F. Semblat, "Site-city interaction," in *Assessing and Managing Earthquake Risk* Dordrecht: Springer, 2008, pp. 91-114.
- [35] M. Ghergu and I. R. Ionescu, "Structure-soil-structure coupling in seismic excitation and "city effect"," *International Journal of Engineering Science*, vol. 47, no. 3, pp. 342-354, 2009.
- [36] C. Boutin, J. Soubestre, L. Schwan, and M. Dietz, "Multi-scale modeling for dynamics of structure-soil-structure interactions," *Acta Geophysica*, vol. 62, no. 5, pp. 1005-1024, 2014.
- [37] L. Schwan, C. Boutin, L. Padrón, M. Dietz, P.-Y. Bard, and C. Taylor, "Site-city interaction: theoretical, numerical and experimental crossed-analysis," *Geophysical Journal International*, vol. 205, no. 2, pp. 1006-1031, 2016.
- [38] Z. Liu, Y. Wang, and J. Liang, "Dynamic interaction of twin vertically overlapping lined tunnels in an elastic half space subjected to incident plane waves," *Earthquake Science*, vol. 29, no. 3, pp. 185-201, 2016.
- [39] A. Franza, A. M. Marshall, T. Haji, A. O. Abdelatif, S. Carbonari, and M. Morici, "A simplified elastic analysis of tunnel-piled structure interaction," *Tunnelling and Underground Space Technology*, vol. 61, pp. 104-121, 2017.
- [40] Z. Zhang, M. Huang, C. Xu, Y. Jiang, and W. Wang, "Simplified solution for tunnel-soil-pile interaction in Pasternak's foundation model," *Tunnelling and Underground Space Technology*, vol. 78, pp. 146-158, 2018.
- [41] C. He, S. Zhou, P. Guo, H. Di, X. Zhang, and F. Yu, "Theoretical modelling of the dynamic interaction between twin tunnels in a multi-layered half-space," *Journal of Sound Vibration*, vol. 456, pp. 65-85, 2019.
- [42] Z. Yuan, A. Boström, Y. Cai, X. Pan, Z. Cao, and L. Shi, "The wave function method for calculation of vibrations from a twin tunnel in a multi-layered half-space," *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, vol. 125, p. 105716, 2019.
- [43] Z. Yuan, A. Boström, Y. Cai, and Z. Cao, "Analytical wave function method for modelling a twin tunnel embedded in a saturated poroelastic full-space," *Computers and Geotechnics*, vol. 114, pp. 103-114, 2019.
- [44] H. Wang, X. Gao, L. Wu, and M. Jiang, "Analytical study on interaction between existing and new tunnels parallel excavated in semi-infinite viscoelastic ground," *Computers and Geotechnics*, vol. 120, p. 103385, 2020.
- [45] H. B. Seed, J. Lysmer, and R. Hwang, "Soil-structure interaction analyses for seismic response," *Journal of Geotechnical Geoenvironmental Engineering*, vol. 101, no. 5, pp. 439-457, 1975.

- [46] V. C. Liang, *Dynamic response of structures in layered soils*. Cambridge MA: Department of Civil Engineering, Massachusetts Institute of Technology, 1974.
- [47] J. Lysmer, H. Seed, T. Udaka, R. Hwang, and C. Tsai, "Efficient finite element analysis of seismic soil structure interaction," Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, CAEERC 75-34, 1975.
- [48] M. Aydinoglu and A. Cakiroglu, "Dynamic interaction between soil and a group of buildings," in *6th World Conference on Earthquake Engineering*, New Dehli, India, 1977, vol. 4, pp. 133-138.
- [49] J. M. Roesset and J. J. Gonzalez, "Dynamic interaction between adjacent structures," in *Dynamic response and wave propagation in soils* Rotterdam: Balkema 1978, pp. 127-166.
- [50] G. Solari, D. Stura, and C. Vardanega, "On the accuracy of numerical models in 3-D soil–structure interaction," in *Seventh world conference on earthquake engineering*, Istanbul, Turkey, 1980, pp. 237-244.
- [51] J. M. Roesset, *Soil structure interaction: The status of current analysis methods and research (seismic safety margins research program)* (NUREG/CR-1780). California: Lawrence Livermore Laboratory, University of California, 1980.
- [52] W. Matthees, G. Magiera, and Design, "A sensitivity study of seismic structure-soil-structure interaction problems for nuclear power plants," *Nuclear engineering design*, vol. 73, no. 3, pp. 343-363, 1982.
- [53] H. T. Lin, J. Roesset, and J. Tassoulas, "Dynamic interaction between adjacent foundations," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, vol. 15, no. 3, pp. 323-343, 1987.
- [54] S. Sivanovic, "Seismic response of an instrumented reinforced concrete building founded on piles," in *Twelfth world conference on earthquake engineering*, Auckland, New Zealand, 2000, pp. 1-8.
- [55] M. Yahyai, M. Mirtaheri, M. Mahoutian, A. S. Daryan, and M. A. Assareh, "Soil structure interaction between two adjacent buildings under earthquake load," *American Journal of Engineering and Applied Sciences*, vol. 1, no. 2, pp. 121-125, 2008.
- [56] K. Chua, T. Balendra, and K. Lo, "Groundborne vibrations due to trains in tunnels," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, vol. 21, no. 5, pp. 445-460, 1992.
- [57] X.-l. Jiang, Y. Jia, B.-j. Zhao, and T. Wang, "Analysis of influence of metro tunnel construction on adjacent buildings [J]," *Rock and Soil Mechanics*, vol. 29, no. 11, pp. 3047-3052, 2008.
- [58] M. Afifipour, M. Sharifzadeh, K. Shahriar, and H. Jamshidi, "Interaction of twin tunnels and shallow foundation at Zand underpass, Shiraz metro, Iran," *Tunnelling and Underground Space Technology*, vol. 26, no. 2, pp. 356-363, 2011.
- [59] H.-f. Wang, M.-l. Lou, X. Chen, and Y.-m. Zhai, "Structure–soil–structure interaction between underground structure and ground structure," *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, vol. 54, pp. 31-38, 2013.
- [60] H. Katebi, A. Rezaei, M. Hajjalilue-Bonab, and A. Tarifard, "Assessment the influence of ground stratification, tunnel and surface buildings specifications on shield tunnel lining loads (by FEM)," *Tunnelling and Underground Space Technology*, vol. 49, pp. 67-78, 2015.

- [61] G. Abate and M. R. Massimino, "Numerical modelling of the seismic response of a tunnel–soil–aboveground building system in Catania (Italy)," *Bulletin of Earthquake Engineering*, vol. 15, no. 1, pp. 469-491, 2017.
- [62] C. Yuan, H. Yu, Z. Yuan, and Y. Wang, "Numerical simulation of impact caused by construction of high-rise building upon adjacent tunnels," *Geotechnical and Geological Engineering*, vol. 37, no. 4, pp. 3171-3181, 2019.
- [63] H. Khabbaz, R. Gibson, and B. Fatahi, "Effect of constructing twin tunnels under a building supported by pile foundations in the Sydney central business district," *Underground Space*, vol. 4, no. 4, pp. 261-276, 2019.
- [64] S. Gokuldas, S. Banerjee, and S. S. Nimbalkar, "Effects of tunneling-induced ground movements on stability of piled raft foundation: three-dimensional finite-element approach," *International Journal of Geomechanics*, vol. 20, no. 8, p. 04020104, 2020.
- [65] H. Wong, "The coupled translations and rotations caused by the weight distribution of nearby buildings," in *Symposium on applications of computer methods in engineering*, Los Angeles, 1977: University of Southern California.
- [66] H. Wong and J. Luco, "Dynamic interaction between rigid foundations in a layered half-space," *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, vol. 5, no. 3, pp. 149-158, 1986.
- [67] H. Wong and J. Luco, "Dynamic structure-to-structure interaction for closely spaced building," in *Third US national conference on earthquake engineering*, Columbia, South Carolina, 1986, pp. 553-564.
- [68] C.-F. D. Huang, "Dynamic soil-foundation and foundation-soil-foundation interaction in 3-D," PhD, University of South Carolina, 1993.
- [69] D. Karabalis and C. Huang, "3-D foundation-soil-foundation interaction," in *Ninth international conference on boundary element technology*, Paris, France, 1994, pp. 197-209.
- [70] D. Karabalis and M. Mohammadi, "Foundation-soil-foundation dynamics using a 3-D frequency domain BEM," in *Boundary elements XI*Dordrecht: Springer, 1991, pp. 447-456.
- [71] M. Mohammadi, "3-D dynamic foundation-soil-foundation interaction by BEM," PhD, University of South Carolina, Columbia, South Carolina, 1992.
- [72] D. L. Karabalis and M. Mohammadi, "3-D dynamic foundation-soil-foundation interaction on layered soil," *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, vol. 17, no. 3, pp. 139-152, 1998.
- [73] J. Qian and D. Beskos, "Dynamic interaction between 3-D rigid surface foundations and comparison with the ATC-3 provisions," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, vol. 24, no. 3, pp. 419-437, 1995.
- [74] J. Qian and D. Beskos, "Harmonic wave response of two 3-D rigid surface foundations," *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, vol. 15, no. 2, pp. 95-110, 1996.
- [75] J. Bielak and J. Coronato, "Response of multiple-mass systems to nonvertically incident seismic waves," in *International conference recent advance geotech earthquake engineering soil dynamic*, St. Louis, MO, 1981, pp. 801–804.

- [76] E. Romanini, E. Carvalho, E. M. Neto, and R. Betti, "Dynamic structure-soil-structure interaction by the substructure deletion method," in *Eighteenth world conference on the boundary element method*, Braga, Portugal, 1996, pp. 465–470.
- [77] R. Betti, E. de Mesquita Neto, and E. Romanini, "Dynamic interaction between embedded foundations by the substructure deletion method," in *1996 Eleventh Conference on Engineering Mechanics*, Fort Lauderdale, Florida, USA, 1996, pp. 314-317: ASCE.
- [78] R. Betti, "Effects of the dynamic cross-interaction in the seismic analysis of multiple embedded foundations," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, vol. 26, no. 10, pp. 1005-1019, 1997.
- [79] P. Dineva, S. Parvanova, G. Vasilev, and F. Wuttke, "Seismic soil-tunnels interaction via BEM part I. Mechanical model," *Journal of Theoretical and Applied Mechanics Reviews*, vol. 44, no. 3, pp. 31-48, 2014.
- [80] H. Alielahi and M. Adampira, "Effect of twin-parallel tunnels on seismic ground response due to vertically in-plane waves," *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, vol. 85, pp. 67-83, 2016.
- [81] J. Liang, B. Han, M. I. Todorovska, and M. D. Trifunac, "2D dynamic structure-soil-structure interaction for twin buildings in layered half-space I: Incident SH-waves," *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, vol. 102, pp. 172-194, 2017.
- [82] B. Han, S. Chen, and J. Liang, "2D dynamic structure-soil-structure interaction: A case study of Millikan Library Building," *Engineering Analysis with Boundary Elements*, vol. 113, pp. 346-358, 2020.
- [83] A. Imamura, "Seismic Response Characteristics of Embedded Structures Considering Cross-Interaction," in *Tenth world conference on earthquake engineering*, Madrid, Spain, 1992, vol. 1, pp. 1719-1724: Balkema.
- [84] S. Wang and G. Schmid, "Dynamic structure-soil-structure interaction by FEM and BEM," *Computational mechanics*, vol. 9, no. 5, pp. 347-357, 1992.
- [85] J. Qian, L. Tham, and Y. Cheung, "Dynamic cross-interaction between flexible surface footings by combined BEM and FEM," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, vol. 25, no. 5, pp. 509-526, 1996.
- [86] L. Tham, J. Qian, and Y. Cheung, "Dynamic response of a group of flexible foundations to incident seismic waves," *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, vol. 17, no. 2, pp. 127-137, 1998.
- [87] L. Lehmann and H. Antes, "Dynamic structure-soil-structure interaction applying the Symmetric Galerkin Boundary Element Method (SGBEM)," *Mechanics Research Communications*, vol. 28, no. 3, pp. 297-304, 2001.
- [88] L. Padrón, J. Aznárez, and O. Maeso, "Dynamic structure–soil–structure interaction between nearby piled buildings under seismic excitation by BEM–FEM model," *Soil dynamics and Earthquake Engineering*, vol. 29, no. 6, pp. 1084-1096, 2009.
- [89] G. M. Álamo, L. A. Padrón, J. J. Aznárez, and O. Maeso, "Structure-soil-structure interaction effects on the dynamic response of piled structures under obliquely incident seismic shear waves," *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, vol. 78, pp. 142-153, 2015.

- [90] A. Romero, P. Galvín, J. António, J. Domínguez, and A. Tadeu, "Modelling of acoustic and elastic wave propagation from underground structures using a 2.5 D BEM-FEM approach," *Engineering Analysis with Boundary Elements*, vol. 76, pp. 26-39, 2017.
- [91] P. B. MacCalden, "Transmission of steady-state vibrations between rigid circular foundations," Phd, University of California, Los Angeles, 1969.
- [92] T. Kobori, R. Minai, and K. Kusakabe, "Dynamical cross-interaction between two foundations," in *Sixth world conference on earthquake engineering*, New Delhi, India, 1977, pp. 1484-1489.
- [93] H. Mizuno, "Effects of structure–soil–structure interaction during various excitations," in *Seventh world conference on earthquake engineering*, Istanbul, Turkey, 1980, vol. 5, pp. 149-156.
- [94] S. Nakagawa *et al.*, "Forced vibration tests and simulation analyses of a nuclear reactor building," *Nuclear Engineering and Design*, vol. 179, no. 2, pp. 145-156, 1998.
- [95] Y. Kitada, T. Hirotsu, and M. Iguchi, "Model test on dynamic structure–structure interaction of nuclear power plant buildings," *Nuclear Engineering and Design*, vol. 192, no. 2-3, pp. 205-216, 1999.
- [96] K. Kazuhiro, K. Yoshio, I. Michio, F. Nobuo, and N. Takao, "Model Test on Dynamic Cross Interaction of Adjacent Building in Nuclear Power Plants-Overview and Outcomes of the Project (K197)," in *17th International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology*, Prague, Czech Republic, 2003, vol. 1, pp. 2144-2151.
- [97] T. Yano, Y. Naito, K. Iwamoto, Y. Kitada, and M. Iguchi, "Model Test on Dynamic Cross Interaction of Adjacent Building in Nuclear Power Plants-Overall Evaluation on Field Test (K274)," in *17th International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology*, Prague, Czech Republic, 2003, vol. 1, pp. 2152-2159.
- [98] J. Xu, C. Costantino, C. Hofmayer, and S. Ali, "Seismic response prediction of NUPEC's field model tests of NPP structures with adjacent building effect," in *2004 ASME/JSME pressure vessels and piping conference*, San Diego, California, USA, 2004, vol. 46814, pp. 1-11.
- [99] D. Broc, "Soil-Structure Interaction: Theoretical and Experimental Results," in *2006 ASME pressure vessels and piping division conference (PVP2006/ICPVT-11): pressure vessel technologies for the global community*, British Columbia, Canada, 2006, vol. 47551, pp. 81-86.
- [100] D. Clouteau, D. Broc, G. Devésá, V. Guyonvarh, and P. Massin, "Calculation methods of Structure–Soil–Structure Interaction (3SI) for embedded buildings: Application to NUPEC tests," *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, vol. 32, no. 1, pp. 129-142, 2012.
- [101] S. Touhami, V. Alves-Fernandes, and F. Lopez Caballero, "Structure-soil-structure interaction analysis of NUPEC test cases," in *6th International Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake (COMPDYN 2017)*, Rhodes Island, Greece, 2017, pp. 2381-2394.
- [102] V.-L. Ngo, J.-M. Kim, S.-H. Chang, and C. Lee, "Effect of height ratio and mass ratio on structure-soil-structure interaction of two structures using centrifugal experiment," *Applied Sciences*, vol. 9, no. 3, p. 526, 2019.
- [103] V.-L. Ngo, R. Ewusi-Wilson, and E. Ike, "Investigation of the Structure-Soil-Structure Interaction Between Two Structures in Centrifuge Test," in *Geotechnics for Sustainable Infrastructure Development*, vol. 62, Singapore: Springer, 2020, pp. 1151-1157.

- [104] J. I. Ziony, *Evaluating Earthquake Hazards in the Los Angeles Region--an Earth-science Perspective*. Washington, USA: US Government Printing Office, 1985.
- [105] M. Çelebi, *Seismic instrumentation of buildings*. California, USA: US Department of the Interior, US Geological Survey, 2000.
- [106] M. Çelebi, "Seismic responses of two adjacent buildings. I: Data and analyses," *Journal of Structural Engineering*, vol. 119, no. 8, pp. 2461-2476, 1993.
- [107] M. Çelebi, "Seismic responses of two adjacent buildings. II: Interaction," *Journal of Structural Engineering*, vol. 119, no. 8, pp. 2477-2492, 1993.
- [108] D. J. Kamien, "Engineering and Design: Geotechnical Analysis by the Finite Element Method," CORPS OF ENGINEERS WASHINGTON DC 1995.
- [109] D. M. Potts, L. Zdravković, T. I. Addenbrooke, K. G. Higgins, and N. Kovačević, *Finite element analysis in geotechnical engineering: application*. Thomas Telford London, 2001.
- [110] A. Gandomzadeh, "Dynamic soil-structure interaction: effect of nonlinear soil behavior," Doctoral dissertation, Paris Est, Paris, 2011.
- [111] J. Sercombe, "Modélisation du comportement du béton en dynamique rapide application au calcul des conteneurs à haute intégrité," PhD thesis, École nationale des ponts et chaussées, Paris, 1997.
- [112] O. C. Zienkiewicz and R. L. Taylor, *The finite element method: solid mechanics*, 5 ed. Butterworth-Heinemann, 2000.
- [113] H. M. Hilber, T. J. Hughes, and R. L. Taylor, "Improved numerical dissipation for time integration algorithms in structural dynamics," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, vol. 5, no. 3, pp. 283-292, 1977.
- [114] R. B. J. Brinkgreve, *PLAXIS 2D Scientific Manual*, 8 ed. Tokyo: Balkema, 2003.
- [115] O. Zienkiewicz and R. L. Taylor, *The Finite Element Method: Dynamics and Non-linearity. Solid and Fluid Mechanics*, 4 ed. U.K: McGraw-Hill, 1991.
- [116] R. L. Kuhlemeyer and J. Lysmer, "Finite element method accuracy for wave propagation problems," *Soil Mechanics and Foundation Division*, vol. 99, no. 5, pp. 421-427, 1973.
- [117] O. Von Estorff, A. Stamos, D. Beskos, and H. Antes, "Dynamic interaction effects in underground traffic systems," *Engineering Analysis with Boundary Elements*, vol. 8, no. 4, pp. 167-175, 1991.
- [118] D. K. Kim and C. B. Yun, "Time-domain soil-structure interaction analysis in two-dimensional medium based on analytical frequency-dependent infinite elements," *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, vol. 47, no. 7, pp. 1241-1261, 2000.
- [119] M. Adam and N. Chow, "Reduction of footing response to man-made excitations by using a wave impeding barrier," *Journal of Applied Mechanics*, vol. 4, pp. 423-431, 2001.
- [120] X. Bian, H. Jiang, C. Cheng, Y. Chen, R. Chen, and J. Jiang, "Full-scale model testing on a ballastless high-speed railway under simulated train moving loads," *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, vol. 66, pp. 368-384, 2014.

- [121] J. Lysmer and R. L. Kuhlemeyer, "Finite dynamic model for infinite media," *Journal of the Engineering Mechanics Division*, vol. 95, no. 4, pp. 859-878, 1969.
- [122] W. White, I. K. Lee, and S. Valliappan, "Unified boundary for finite dynamic models," *Journal of the Engineering Mechanics Division*, vol. 103, no. 5, pp. 949-964, 1977.
- [123] J. Semblat and A. Pecker, *Waves and vibrations in soils: earthquakes, traffic, shocks, construction works*. Pavia, Italy: IUSS Press, 2009.
- [124] G. Lombaert and G. Degrande, "The experimental validation of a numerical model for the prediction of the vibrations in the free field produced by road traffic," *Journal of Sound and Vibration*, vol. 262, no. 2, pp. 309-331, 2003.
- [125] T. Ekevid and N.-E. Wiberg, "Wave propagation related to high-speed train: a scaled boundary FE-approach for unbounded domains," *Computer methods in applied mechanics and engineering*, vol. 191, no. 36, pp. 3947-3964, 2002.
- [126] X. Sheng, C. Jones, and D. Thompson, "Prediction of ground vibration from trains using the wavenumber finite and boundary element methods," *Journal of Sound and Vibration*, vol. 293, no. 3-5, pp. 575-586, 2006.
- [127] D. Clouteau, T. Al-Hussaini, G. Degrande, and H. Hunt, "Stochastic modelling of traffic induced vibrations," in *1st Albert Caquot International Conference. Modelling and simulation in civil engineering: from practice to theory*, Paris, France, 2001.
- [128] S. François, L. Pyl, H. Masoumi, and G. Degrande, "The influence of dynamic soil–structure interaction on traffic induced vibrations in buildings," *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, vol. 27, no. 7, pp. 655-674, 2007.
- [129] R. Paolucci, A. Maffei, L. Scandella, M. Stupazzini, and M. Vanini, "Numerical prediction of low-frequency ground vibrations induced by high-speed trains at Ledsgaard, Sweden," *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, vol. 23, no. 6, pp. 425-433, 2003.
- [130] P. Fiala, G. Degrande, and F. Augusztinovicz, "Numerical modelling of ground-borne noise and vibration in buildings due to surface rail traffic," *Journal of Sound and Vibration*, vol. 301, no. 3-5, pp. 718-738, 2007.
- [131] A. Erkal, "Transmission of Traffic-induced Vibrations on and around the Minaret of Little Hagia Sophia," *International Journal of Architectural Heritage*, vol. 11, no. 3, pp. 349-362, 2017.
- [132] H. Takemiya, *Environmental Vibrations: Prediction, Monitoring, Mitigation and Evaluation: Proceedings of the International Symposium on Environmental Vibrations*, 1 ed. Okayama, Japan: CRC Press, 2005.
- [133] R. Paolucci and D. Spinelli, "Ground motion induced by train passage," *Journal of Engineering Mechanics*, vol. 132, no. 2, pp. 201-210, 2006.
- [134] S.-H. Ju and H.-T. Lin, "Analysis of train-induced vibrations and vibration reduction schemes above and below critical Rayleigh speeds by finite element method," *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, vol. 24, no. 12, pp. 993-1002, 2004.
- [135] G. Lefeuvre-Mesgouez, A. Peplow, and D. Le Houédec, "Surface vibration due to a sequence of high speed moving harmonic rectangular loads," *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, vol. 22, no. 6, pp. 459-473, 2002.

- [136] F. E. Richart, J. R. Hall, and R. D. Woods, *Vibrations of soils and foundations*. New Jersey: Prentice-hall, 1970.
- [137] B. O. Skipp, *Vibration in civil engineering*. London, UK: Butterworths, 1966.
- [138] B. O. Skipp, *Ground dynamics and man-made processes: prediction, design and management*. Thomas Telford, 1998.
- [139] R. D. Woods, "Screening of Surface Wave in Soils," *Journal of the Soil Mechanics Foundations Division*, vol. 94, no. 4, pp. 951-979, 1968.
- [140] J. Avilés and F. J. Sánchez-Sesma, "Piles as barriers for elastic waves," *Journal of Geotechnical Engineering*, vol. 109, no. 9, pp. 1133-1146, 1983.
- [141] P. Banerjee, S. Ahmad, and K. Chen, "Advanced application of BEM to wave barriers in multi-layered three-dimensional soil media," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, vol. 16, no. 7, pp. 1041-1060, 1988.
- [142] D. Beskos, B. Dasgupta, and I. Vardoulakis, "Vibration isolation using open or filled trenches," *Computational mechanics*, vol. 1, no. 1, pp. 43-63, 1986.
- [143] W. Haupt, "Surface-Waves in Non-Homogeneous Half-Space," in *Proceedings of the conference on dynamical methods in soil and rock mechanics*, Karlsruhe, Germany, 1977, vol. 1, pp. 335-367.
- [144] S. Liao and D. A. Sangrey, "Use of piles as isolation barriers," *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, vol. 104, no. 9, pp. 1139-1152, 1978.
- [145] T. W. May and B. A. Bolt, "The effectiveness of trenches in reducing seismic motion," *Earthquake engineering and Structural Dynamics*, vol. 10, no. 2, pp. 195-210, 1982.
- [146] G. Segol, J. F. Abel, and P. C. Lee, "Amplitude reduction of surface waves by trenches," *Journal of the Engineering Mechanics Division*, vol. 104, no. 3, pp. 621-641, 1978.
- [147] R. D. Woods, N. E. Barnett, and R. Sagesser, "Holography-a new tool for soil dynamics," *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, vol. 100, no. 11, pp. 1231-1247, 1974.
- [148] A. Karlström and A. Boström, "Efficiency of trenches along railways for trains moving at sub-or supersonic speeds," *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, vol. 27, no. 7, pp. 625-641, 2007.
- [149] L. Andersen and S. R. Nielsen, "Reduction of ground vibration by means of barriers or soil improvement along a railway track," *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, vol. 25, no. 7-10, pp. 701-716, 2005.
- [150] A. G. Chehab and M. H. El Nagggar, "Design of efficient base isolation for hammers and presses," *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, vol. 23, no. 2, pp. 127-141, 2003.
- [151] X. Sheng, "A review on modelling ground vibrations generated by underground trains," *International Journal of Rail Transportation*, vol. 7, no. 4, pp. 241-261, 2019.
- [152] S. L. Kramer, *Geotechnical earthquake engineering*. New Jersey: Prentice Hall, 1996.
- [153] M. Adam and O. Von Estorff, "Reduction of train-induced building vibrations by using open and filled trenches," *Computers Structures*, vol. 83, no. 1, pp. 11-24, 2005.

- [154] S. Gupta, M. Hussein, G. Degrande, H. Hunt, and D. Clouteau, "A comparison of two numerical models for the prediction of vibrations from underground railway traffic," *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, vol. 27, no. 7, pp. 608-624, 2007.
- [155] S. Jones and H. Hunt, "Voids at the tunnel–soil interface for calculation of ground vibration from underground railways," *Journal of Sound Vibration*, vol. 330, no. 2, pp. 245-270, 2011.
- [156] N. M. Newmark and W. J. J. e. Hall, *Earthquake spectra and design*. Berkeley: Earthquake Engineering Research Institute, 1982.
- [157] M. C. Genes, "Dynamic analysis of large-scale SSI systems for layered unbounded media via a parallelized coupled finite-element/boundary-element/scaled boundary finite-element model," *Engineering Analysis with Boundary Elements*, vol. 36, no. 5, pp. 845-857, 2012.
- [158] M. N. Hoque, S. Hamdan, and N. b. M. Sutan, "Minor construction measures that influences vibration in concrete floors from foot steps and electric motors," *International Journal of Structural Engineering*, vol. 4, no. 3, pp. 147-168, 2013.
- [159] S. Kumar and S. K. Chakraborty, "Response analysis of structural building excited by seismic waves using finite difference method," *International Journal of Structural Engineering*, vol. 6, no. 2, pp. 123-139, 2015.
- [160] E. Ghanbari and A. Ghanbari, "A new criterion for considering soil-structure interaction on analysis of moment frames," *International Journal of Structural Engineering*, vol. 7, no. 1, pp. 31-47, 2016.
- [161] J. L. P. Tamayo and A. M. Awruch, "On the validation of a numerical model for the analysis of soil-structure interaction problems," *Latin American Journal of Solids Structures*, vol. 13, no. 8, pp. 1545-1575, 2016.
- [162] E. C. Shin, J. J. Park, and J. K. Kang, "Stability analysis of underground tunnel for 2nd perimeter highway construction work in incheon," *Indian Geotechnical Journal*, vol. 48, no. 2, pp. 235-250, 2018.
- [163] M. Ada and Y. Ayvaz, "The Structure-Soil-Structure Interaction Effects on the Response of the Neighbouring Frame Structures," *Latin American Journal of Solids Structures*, vol. 16, no. 8, pp. 1-19, 2019.
- [164] G. Lombaert and G. Degrande, "Experimental validation of a numerical prediction model for free field traffic induced vibrations by in situ experiments," *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* vol. 21, no. 6, pp. 485-497, 2001.
- [165] P. Coulier, G. Lombaert, and G. Degrande, "The influence of source–receiver interaction on the numerical prediction of railway induced vibrations," *Journal of Sound Vibration*, vol. 333, no. 12, pp. 2520-2538, 2014.
- [166] S. Jones and H. Hunt, "Predicting surface vibration from underground railways through inhomogeneous soil," *Journal of Sound Vibration*, vol. 331, no. 9, pp. 2055-2069, 2012.
- [167] S. Gupta, W. Liu, G. Degrande, G. Lombaert, and W. Liu, "Prediction of vibrations induced by underground railway traffic in Beijing," *Journal of Sound Vibration*, vol. 310, no. 3, pp. 608-630, 2008.
- [168] M. Mhanna, M. Sadek, and I. Shahrour, "Numerical modeling of traffic-induced ground vibration," *Computers Geotechnics*, vol. 39, pp. 116-123, 2012.

- [169] V. Nicolosi, M. D'Apuzzo, and E. Bogazzi, "A unified approach for the prediction of vibration induced by underground metro," *Procedia-Social Behavioral Sciences*, vol. 53, pp. 62-71, 2012.
- [170] J. Forrest and H. Hunt, "Ground vibration generated by trains in underground tunnels," *Journal of Sound Vibration*, vol. 294, no. 4-5, pp. 706-736, 2006.
- [171] M. Mhanna, I. Shahrou, M. Sadek, and P. Dunez, "Efficiency of heavy mass technology in traffic vibration reduction: Experimental and numerical investigation," *Computers Geotechnics*, vol. 55, pp. 141-149, 2014.
- [172] J. P. Wolf, *Dynamic soil-structure interaction*. New Jersey: Prentice Hall Inc., Englewood Cliffs, , 1985.
- [173] H. Hung, Y. Yang, and D. Chang, "Wave barriers for reduction of train-induced vibrations in soils," *Journal of Geotechnical Geoenvironmental Engineering*, vol. 130, no. 12, pp. 1283-1291, 2004.
- [174] Y. B. Yang, *Wave Propagation for Train-induced Vibrations: A Finite/infinite Element Approach*. World Scientific, 2009.
- [175] H. Takemiya and L. Kellezi, "Paraseismic behavior of wave impeding block measured for ground vibration reduction," in *Workshop on Effect of High-Speed Vibration on Structures and Equipment*, 1998, pp. 51-56.
- [176] RPA99/v2003, *Algerian Earthquake Resistant Regulations*. Algiers: Ministry of Housing and Urban Development, 2003.
- [177] Y. Yeong-bin and H. Hsiao-hui, *Wave propagation for train-induced vibrations: a finite/infinite element approach*, 8 ed. Singapore: World scientific, 2009.
- [178] CH2M HILL, *Proceedings: NSF/EPRI Workshop on Dynamic Soil Properties and Site Characterization* (NSF/EPRI Workshop on Dynamic Soil Properties and Site Characterization). Palo Alto, California: Electric Power Research Institute, 1991.
- [179] I. Ishibashi and X. Zhang, "Unified dynamic shear moduli and damping ratios of sand and clay," *Soils Foundations*, vol. 33, no. 1, pp. 182-191, 1993.
- [180] G. Lanzo and M. Vucetic, "Effect of soil plasticity on damping ratio at small cyclic strains," *Soils Foundations*, vol. 39, no. 4, pp. 131-141, 1999.
- [181] B. Amir-Faryar, M. S. Aggour, and R. H. McCuen, "Universal model forms for predicting the shear modulus and material damping of soils," *Geomechanics and Geoengineering*, vol. 12, no. 1, pp. 60-71, 2017.
- [182] H.-f. Wang, "Structure-soil-structure interaction between underground structure and surface structure," in *Earthquakes-forecast, prognosis earthquake resistant construction*, 2018.

## ملخص

في الوقت الراهن، يتم بناء الهياكل في نطاقات ضيقة للغاية مع أخرى موجودة أفقياً على سطح التربة أو في الأعماق، و بجوار مصادر أحمال ديناميكية (سكك حديدية، مواكب المركبات، الهياكل الفنية، الأنفاق، إلخ.)، يمكن أن يتسبب ذلك في حدوث بعض الأضرار الغير مرغوب فيها وهذا بسبب ظاهرة التفاعل الناتج بين الهياكل والتربة من جهة و بين الهياكل نفسها من جهة اخرى. هذا في حالة عدم أخذ هذه الظاهرة بعين الاعتبار عند انجاز الدراسات الهندسية والجيوتقنية. لدراسة هذه الظاهرة، سلسلة من التحليلات العددية انجزت في اطار هذا العمل باستخدام برنامج العناصر المتناهية Plaxis2D<sup>®</sup> لمعرفة مدى تأثير تفاعل هيكل-تربة-هيكل على الاستجابات الديناميكية تحت تأثير قوى ناتجة عن حركة وسائل النقل واخرى زلزالية مع الأخذ بعين الاعتبار تغير بعض المعاملات الرئيسية مثل : نوع وتجانس التربة، تواجد طبقة سطحية للتربة، كثافة الهياكل المجاورة والمسافة الفاصلة بينها. تظهر نتائج هذا العمل أن التفاعل الديناميكي هيكل-تربة-هيكل يتأثر بوضوح بقيم هذه المعاملات الرئيسية حيث يرتبط اتجاه ومنحى هذا التأثير بموقع التأثير الديناميكي المطبق. يمكن أخذ هذه النتائج بعين الاعتبار عند دراسة وبناء المشاريع الواقعية، وخاصة الحساسة منها. تمت مناقشة دقة نتائج النمذجة العددية والتحقق من صحتها بالمقارنة مع أعمال بحثية منجزة سابقاً.

**كلمات مفتاحية:** تفاعل هيكل-تربة-هيكل، استجابات ديناميكية، حمل مروري، حمل زلزالي، تجانس التربة، كثافة الهياكل، طريقة العناصر المتناهية.

## Résumé

De nos jours, les structures sont bâties dans des espaces très étroits avec d'autres existants horizontalement à la surface du sol ou en profondeur à côté des sources de sollicitations dynamiques (voies ferrées, convois de véhicules, ouvrages d'art, tunnels, etc.), ce qui peut provoquer des dommages indésirables dus au phénomène d'interaction entre les structures et le sol d'une part, et entre les structures elles-mêmes d'autre part. Ceci dans le cas où ce phénomène ne serait pas pris en compte lors de la réalisation des études d'ingénierie et de géotechniques. Pour étudier ce phénomène, une série d'analyses numériques ont été réalisées dans le cadre de ce travail en utilisant le code éléments finis Plaxis2D<sup>®</sup> pour connaître l'effet de l'interaction structure-sol-structure sur les réponses dynamiques sous l'impact des chargements du trafic et sismique en tenant compte de la variation dans les valeurs de certains paramètres clés tels que : le type et l'homogénéité du sol, la densité des structures voisines et la distance de séparation entre elles. Les résultats du présent travail montrent que l'interaction dynamique structure-sol-structure est clairement influencée par les valeurs de ces paramètres. La tendance de cette influence est liée à la localisation de l'impact dynamique appliqué. Ces résultats peuvent être pris en compte dans l'étude et la construction des projets réalistes, en particulier les plus sensibles. La précision des résultats de la modélisation numérique est discutée et validée avec des travaux de la littérature.

**Mots clés :** Interaction structure-sol-structure, réponses dynamiques, charge du trafic, charge sismique, homogénéité du sol, densité des structures, méthode des éléments finis.

## Abstract

Nowadays, structures are built in very narrow spaces with others existing horizontally on the surface of the ground or in depth, next to sources of dynamic loads (railways, convoys of vehicles, engineering structures, tunnels, etc.), which can cause undesirable damage due to the phenomenon of the interaction between the structures and the ground on the one hand, and between structures themselves on the other. To study this phenomenon, series of numerical analyses were carried out as part of this work using the finite element code Plaxis2D<sup>®</sup> to know the effect of the structure-soil-structure interaction on dynamical responses, under the impact of traffic and seismic loads, taking into account the variation in the values of certain key parameters such as: the type and homogeneity of the soil, the density of adjacent structures and the separation distance between them. The results of this work demonstrate that the dynamical structure-soil-structure interaction is clearly influenced by the values of these key parameters. The tendency of this influence is related to the location of the applied dynamic impact. These results can be taken into account in the study and construction of realistic projects, particularly sensitive ones. The precision of the numerical modelling results is discussed and validated with previous works in the literature.

**Key words:** Structure-soil-structure interaction, dynamic responses, traffic load, seismic load, homogeneity of the soil, density of the structures, finite element method.