Année 2012

Université Lille1 Sciences et Technologies Laboratoire Génie Civil et géo-Environnement Ecole doctorale Sciences Pour l'Ingénieur

THESE

Pour obtenir le grade de

Docteur de L'Université des Sciences et Technologies de Lille Discipline : Génie Civil

Sous le titre de :

Analyse des vibrations induites par le trafic routier Et étude de l'efficacité des systèmes de réduction de ces vibrations

Mohannad MHANNA

Jury

SHAHROUR Isam	Professeur, Université de Lille 1	Directeur de thèse
SADEK Marwan	HDR, Université de Lille1	Co-directeur de thèse
DIAS Daniel	Professeur, Université Joseph-Fourier de l	Lyon Rapporteur
ALHEIB Marwan	HDR, INERIS – Ecole des Mines de Nand	cy Rapporteur
PIWAKOWSKI Bogdan	Professeur de l'École Centrale de Lille	Examinateur
BIAN Hanbing	MCF, Université Paul Verlaine Metz	Examinateur

AVANT-PROPOS

Ce travail de recherche a été réalisé au Laboratoire Génie civil et géo-environnement département de Géotechnique et Génie Civil (GTGC) à l'Ecole Polytechnique Universitaire de Lille (EPUL), Université Lille1 Sciences et technologies. Au terme de cette recherche, il m'est très agréable d'exprimer toute ma gratitude, ma reconnaissance et mes très vifs remerciements à tous ceux qui ont attribué de près ou de loin à l'élaboration de ce sujet de thèse.

En premier lieu, j'exprime ma profonde reconnaissance et mes sincères remerciements à mes directeurs de thèse, **Isam SHAHROUR** professeur à l'Université Lille1 Sciences et Technologies, et **Marwan SADEK** HDR à l'Université Lille1. Je tiens à les remercier vivement pour l'aide qu'ils m'ont apportée, leurs encouragements, la confiance qu'ils m'ont accordée. Le professeur **I. SHAHROUR** m'a accueilli dans son laboratoire et m'a guidé et suivi au long de cette recherche. Je le remercie infiniment pour sa disponibilité, sa sympathie, ses précieux conseils et surtout sa passion contagieuse pour la recherche. Mr. Marwan SADEK m'a fait profiter de son expérience. Je le remercie chaleureusement pour toutes les discussions, suggestions et ces précieux conseils.

Je tiens à remercier très vivement et respectueusement Monsieur **PIWAKOWSKI Bogdan**, professeur à l'école Centrale de Lille, qui m'a fait l'honneur de présider le jury de thèse. Monsieur **Daniel DIAS**, Professeur, à l'Université Joseph-Fourier de Lyon, et Monsieur **ALHEIB Marwan** HDR, à l'Ecole des Mines de Nancy- INERIS, qui ont accepté de rapporter ce travail et de me faire profiter de leur expérience. Qu'ils trouvent ici l'expression de mes sincères remerciements et de ma gratitude. Monsieur **BIAN Hanbing**, MCF à l'Université Paul Verlaine Metz, qui a bien voulu examiner ce travail.

Je remercie chaleureusement Monsieur le professeur **Rami OUSTAH**, encadreur scientifique de mes recherches en Syrie, qui m'a facilité toutes les conditions pour mener ce travail à bien.

Je remercie chaleureusement les professeurs, les collègues et le personnel de l'Ecole Polytechnique Universitaire de Lille ainsi que tous mes amis de l'intérieur et de l'extérieur, pour leur sympathie et leur soutien durant toutes ces années dans lesquelles s'est déroulé ce travail.

A ma femme Racha

A ma fille Luna

Vous êtes le rayon de soleil de ma vie

Enfin, j'adresse une pensée particulière et pleine de gratitude à mes parents et toute ma famille en Syrie. Ce travail leur appartient.

RESUME

Les vibrations induites par le trafic routier, en particulier les bus et les véhicules lourds, constituent une préoccupation majeure en zone urbaine. L'étude des vibrations routières est complexe, car elle exige de prendre en compte plusieurs aspects tels que : la modélisation du véhicule, l'interaction entre le véhicule et la chaussée et la propagation des ondes en champs libres ou dans une structure avoisinantes.

Le présent travail a pour but d'étudier les vibrations induites par la circulation en vue d'estimer leurs impacts sur l'environnement. L'étude est effectuée par une modélisation numérique tridimensionnelle en différences finies. Le modèle proposé prend en compte les caractéristiques mécaniques du véhicule, l'interaction entre le véhicule et les différents types de chaussées et la vitesse du véhicule. Ce modèle est validé sur des mesures in situ.

En plus, on présente des mesures effectuées en coopération avec CETE- Nord Picardie sur une méthode d'isolation. L'efficacité de plusieurs dispositifs d'isolation généralement étudiés dans la littérature est analysée. Ces dispositifs comportent : les tranchées, les blocs en surface et les blocs enterrés (WIBs).

ABSTRACT

Traffic induced Vibrations, especially by buses and heavy vehicles are a major concern in urban areas. The study of traffic vibrations is complex because it requires taking into account several aspects such as: vehicle modeling, the interaction between the vehicle and the road pavement and the wave propagation in free field or in a neighboring structure.

The present work aims to study the vibrations induced by traffic in order to estimate their impact on the environment. The study was conducted by a three-dimensional numerical modeling in finite differences. The proposed model takes into account the mechanical characteristics of the vehicle, the interaction between the vehicle and the various types of road pavement and the vehicle speed. This model is validated by in situ measurements.

In addition, we present measurements realized in cooperation with CETE North Picardy on an isolation method. The effectiveness of various isolation devices usually studied in the literature is analyzed. These devices include the trench barriers, the heavy surface blocks and the wave impeding blocks (WIBs).

INT	INTRODUCTION GENERALE1		
СНА	PITR 1 : ANALYSE BIBLIOGRAPHIQUE	4	
1.1.	Introduction	5	
1.2.	Initiation des ondes de vibration induites dans le sol	6	
1.2	2.1. Caractéristique d'une onde de vibration	6	
1.2	2.2. Différents types d'ondes induites dans le sol	8	
1.2	2.3. Atténuation des vibrations	11	
1.3.	Facteurs influençant l'amplitude des vibrations	14	
1.4.	Conséquences des vibrations	17	
1	1.4.1. Nuisances aux usagers	17	
1	1.4.2. Dégâts structurels et tassement des sols	17	
1	1.4.3. Dysfonctionnement des appareils sensibles	19	
1.5.	Études experimentales	19	
1.6.	Modeles empiriques	21	
1.7.	Modeles numeriques	22	
1.8.	Réglementations et critères	24	
	1.8.1 Critère humain	24	
	1.8.2. Critère structurel		
1.9.	Conclusion	30	
СНА	PITR 2 : MODELISATION NUMERIQUE DES VIBRATIONS INDUITES PA	AR	
LE T	TRAFIC ROUTIER	31	
2.1.	Introduction	32	
2.2.	Mecanisme de génération de vibrations :	32	
2.3.	Irregularite de la chausseé	34	
23	Irrégularités locales	36	
2.3	.2. Rugosité globale aléatoire	36	
2.4.	Modélisation numérique	38	

SOMMAIRE

	2.4.1.	Modèle dynamique du véhicule	
	2.4.2.	Charge dynamique appliquée par le véhicule	
	2.4.3.	Modélisation du système véhicule-chaussée-sol	
2.5.	Valio	dation du modele numérique	
	2.5	5.1. Description du code utilisé	
	2.5	5.2. Amortissement	
	2.5	5.3. Frontières absorbantes	
	2.5	5.4. Maillage et implantation de la charge mobile	
	2.5	5.5. Résultats	
2.6.	Influ	ience de l'irrégularite de la chausseé	
	4	2.6.1. Rugosité globale aléatoire	
	4	2.6.2. Irrégularité locale	
2.7.	Influ	ience de la vitesse du véhicule	
2.8.	Influ	ence du système de suspension du véhicule	
2.9.	Cond	clusion	

3.1.	Introduction	76
3.2.	Méthode par blocs en surface	77
3.2	2.1. Présentation de la méthode	77
3.2	2.2. Étude expérimentale	
	3.2.2.1. Présentation du site expérimental	
	3.2.2.2. Equipement utilisé	80
	3.2.2.3. Présentation des résultats de mesure	
	3.2.2.4. Modélisation numérique	
	3.2.2.4.1. Description du modèle	
	3.2.2.4.2. Calage du modèle	90
3.2	2.3. Performance des blocs en surface – Cas du trafic	
	3.2.3.1.Exemple de référence	
	3.2.3.2.Influence du poids des blocs en surface	94
3.3.	Méthode de trancheé	
	3.3.1. Présentation de la méthode	
	3.3.2. Analyse numérique de la performance de la tranchée	
3.4.	Méthode par blocs enterrés (WIBs)	

3.5.	Conclusion	115
CON	NCLUSION GENERALE	117
Réfé	erences bibliographiques	
Ann	exe a : Etat de l'art des ralentisseurs en France	140

INTRODUCTION GENERALE

Les vibrations induites par le trafic routier, en particulier les bus et les véhicules lourds, constituent une préoccupation majeure en zone urbaine. L'augmentation de l'intensité du trafic et les charges par essieu sont considérées comme responsables de l'augmentation des nuisances vibratoires du trafic routier *(Lombaert 2001)*. L'amplitude de ces vibrations dépend de différents facteurs : état de la chaussée, poids, vitesse et suspension du véhicule, type et stratification du sol, distance par rapport à la route et le type du bâtiment concerné *(Hunaidi et al, 2000)*.

La prévision de l'amplitude des vibrations routières est nécessaire pour estimer leur impact sur l'environnement. En fait, les vibrations transmises dans le sol peuvent causer des nuisances aux usagers (*Watts 1984 ; Djedai 2009*), tassement dans les sols lâches (*Drabkin et al, 1996 ; François et al, 2009*), dégâts de structures (*Klinukas et al, 2008 ; Korkmaz et al, 2011*), ou perturbations dans le fonctionnement des appareils sensibles comme ceux qui se trouvent dans les hôpitaux ou les laboratoires (*Hao & Deeks, 2005 ; Gupta et al, 2008*). De nombreux codes, circulaires et arrêtés ont été établis pour définir des seuils des vibrations audessus desquels des nuisances peuvent être causées aux usagers et aux structures (*L'Eurocode 3, 1991 ; DIN 4150, 1999*).

L'interaction entre les pneus et la surface de la chaussée provoque une excitation qui génère des ondes qui se propagent dans le sol et qui peuvent atteindre les fondations des structures voisines (*Hunaidi 2000*). Les fréquences dominantes de ces vibrations sont généralement situées dans une bande de fréquences entre 2 et 25 Hz (*Lombaert & Degrande, 2003*). Lors de la propagation des ondes, leur l'amplitude s'atténue avec la distance de la source. Cette atténuation est due à deux types d'amortissement : géométrique et matériel (*Hajek et al, 2006*). Des relations empiriques d'atténuation ont fait l'objet de plusieurs recherches expérimentales (*Watts 1990 ; Watts & Krylov, 2000*), mais la généralisation de ces relations, établies à partir des configurations particulières du sol, pose des difficultés. Ainsi, une analyse approfondie des vibrations routières est nécessaire.

L'étude des vibrations routières est complexe, car elle exige de prendre en compte plusieurs aspects tels que : la modélisation du véhicule, l'interaction entre le véhicule et la

chaussée et la propagation des ondes en champs libres ou dans une structure avoisinantes. Les mesures in situ représentent une méthode efficace pour évaluer les vibrations susceptibles de se produire dans le sol sous l'effet du trafic routier. La modélisation numérique peut également apporter des informations pertinentes. L'analyse bibliographique a montré que peu de travaux de modélisation ont été réalisés pour étudier les vibrations induites par le trafic. Lorsque l'amplitude des vibrations dépasse les valeurs limites admises, il est nécessaire de chercher des dispositifs d'isolation comme l'installation des barrières d'ondes. Ainsi, l'absence d'une étude détaillée sur l'isolation des vibrations représente un autre défi important à aborder.

Le présent travail a pour but d'étudier les vibrations induites par la circulation en vue d'estimer leurs impacts sur l'environnement. L'étude est effectuée par une modélisation numérique tridimensionnelle en différences finies. Le modèle proposé prend en compte les caractéristiques mécaniques du véhicule, l'interaction entre le véhicule et les différents types de chaussées et la vitesse du véhicule. Ce modèle est validé sur des mesures in situ *(Lombaert & Degrande, 2003)*.

Le travail est présenté en trois chapitres :

Le premier chapitre présente une analyse bibliographique sur les vibrations induites dans le sol par le trafic. Il donne d'abord des généralités sur la propagation de différents types d'ondes et l'atténuation des vibrations dans le sol. Ensuite, on présente une synthèse des travaux réalisés sur l'impact des vibrations sur l'environnement et les différents paramètres influençant l'amplitude des vibrations. Enfin, les seuils de tolérance selon les critères humains et structurels sont présentés et discutés.

Le second chapitre présente le développement d'un modèle numérique pour analyser les nuisances vibratoires dues au trafic routier. Nous proposons une analyse globale de ce problème en effectuant une modélisation numérique tridimensionnelle en deux phases :

(i) l'équation différentielle du système couplé (véhicule-chaussée) est traitée pour calculer la réponse dynamique induite lors du passage du véhicule sur une rugosité de la chaussée dans le domaine temporel.

(ii) la charge dynamique calculée est introduite dans un modèle numérique tridimensionnel basé sur la méthode des différences finies pour calculer l'amplitude des vibrations. Le modèle est validé sur des mesures expérimentales trouvées dans la littérature. On présente également une étude paramétrique de l'influence de principaux facteurs sur les vibrations : irrégularité de la chaussée, vitesse du véhicule et system de suspension.

Le troisième chapitre vise à étudier les techniques d'isolation des vibrations induites par le trafic. Tout d'abord, une analyse bibliographique est présentée. Puis, on présente des mesures effectuées en coopération avec LRPC-Lille sur une méthode d'isolation. Cette méthode consiste à mettre des blocs lourds en surface du sol à côté de la chaussée. L'appareil Dynaplaque est utilisé pour générer des charges dynamiques similaires à celles générées par un véhicule lourd. Les données expérimentales sont traitées et suivies par une modélisation numérique tridimensionnelle. Enfin, l'efficacité de plusieurs dispositifs d'isolation généralement étudiés dans la littérature est analysée. Ces dispositifs comportent : les tranchées, les blocs en surface et les blocs enterrés (WIBs).

CHAPITRE 1

VIBRATIONS INDUITES PAR LE TRAFIC ROUTIER : ANALYSE BIBLIOGRAPHIQUE

1.1. Introduction

L'impact environnemental des vibrations induites par la circulation routière, en particulier les bus et les véhicules lourds constitue une préoccupation croissante en zone urbaine. L'augmentation du volume de la circulation, les charges par essieu et l'augmentation de nombre de dispositifs de ralentissement (dos d'âne, coussins,...) sont généralement considérées comme responsables de l'augmentation des nuisances vibratoires dues au trafic routier. Les effets néfastes des vibrations induites par la circulation peuvent être classés comme suivant :

- nuisances aux usagers ;
- dégâts superficiels ou même structurels aux structures avoisinantes ;
- déstabilisation et tassement des sols lâches ;
- dysfonctionnement des appareils sensibles ;

Les vibrations induites par la circulation comportent trois phases : (i) la génération des vibrations dues à l'interaction dynamique entre le véhicule et la chaussée, (ii) la propagation des vibrations à travers la chaussée et les sols sous-jacents, (iii) l'arrivée des ondes sur les structures adjacentes (Fig. 1.1).



Figure 1.1 : Schéma de génération des vibrations induites par la circulation.

Crispino & D'Appuzo (2001) ont identifié différents facteurs qui peuvent accentuer les nuisances vibratoires liées à la circulation :

- Des politiques municipales visant à décourager l'utilisation de véhicules privés pour réduire la pollution ont provoqué une augmentation significative de la circulation de véhicules lourds et du transport public de haute capacité.
- Les revêtements de pavés en pierre sont encore largement utilisés en zone urbaine (surtout : vieilles villes ou les centres historiques); une mauvaise conception ou un manque d'entretien des pavés sont souvent la cause de niveaux élevés de vibration.
- Les bâtiments en maçonnerie avec des planchers en bois sont encore largement utilisés et leurs fréquences propres sont proches de celles des vibrations induites par la circulation avec un risque de résonance.

Ce chapitre présente une analyse bibliographique des problèmes de nuisances vibratoires induites par le transport. Après une description des différents aspects liés à la propagation d'ondes dans le sol (source, conversion de types d'ondes, atténuation/amplification), nous présentons les principaux facteurs influençant l'amplitude de vibration. Ensuite, nous nous intéressons aux effets négatifs des vibrations aux usagers et aux constructions. La dernière partie donne un recueil des méthodes d'analyse et les principaux résultats sur le plan expérimental, théorique et numérique, tout en faisant un bilan des aspects réglementaires sur le plan national et international.

1.2. Initiation des ondes de vibration induites dans le sol

1.2.1. Caractéristique d'une onde de vibration

Lors de la propagation d'ondes, les particules constituant le milieu de la propagation oscillent autour d'une position d'équilibre fixe. Ces particules vibrent avec les ondes incidentes mais restent globalement en place. La figure 1.2 illustre les caractéristiques d'une onde harmonique exprimées en termes d'amplitude, de période T et de longueur d'onde λ . La fréquence exprime le nombre d'ondes ou de périodes T par seconde. La fréquence f (Hz) est liée à la période T (s) et à la longueur d'onde λ (m) par les relations :

$$T = 1/f$$
 (Eq. 1.1)

$$\lambda = C/f \tag{Eq. 1.2}$$

Où C est la vitesse de propagation de l'onde (m/s).



Figure 1.2 : Caractéristiques d'une onde des vibrations.

Les appareils qui mesurent l'amplitude des vibrations peuvent enregistrer ces signaux en déplacement, vitesse ou accélération. Les accéléromètres sont plus sensibles aux hautes fréquences alors que les géophones le sont aux basses fréquences. L'amplitude des vibrations induites par le trafic routier est généralement exprimée en termes de vitesse particulaire plutôt que déplacement ou accélération. Cela peut être attribué aux considérations suivantes :

 Les fréquences des vibrations routières se situent généralement dans les basses fréquences [<20Hz]. La bande des basses fréquences [<10H] correspondent aux fréquences des bâtiments et infrastructures.

- Selon les observations limitées à quelques structures dans un environnement bien contrôlé, il est possible d'affirmer que pour les mesures des dommages aux structures, la vitesse particulaire est le paramètre qui se corrèle le mieux avec les dégâts. En revanche, quant à la gêne occasionnée aux personnes, il est difficile de quantifier des valeurs précises à cause de la présence de plusieurs fréquences de résonance associées aux différentes parties du corps humain *(Kawecki et al, 2011)*.

En pratique, la vitesse particulaire à un point est habituellement mesurée dans trois directions perpendiculaires (Vertical V_z , Longitudinal V_x et transversale V_y). Dans la littérature, on trouve plusieurs valeurs de référence de la vitesse particulaire :

- Vecteur somme des trois composantes perpendiculaires (*Amick et Gendreau 2000 ; Jaksa et al, 2002*).

- Valeur maximale parmi les trois valeurs d'amplitude dans les trois directions *(Lombaert et Degrande 2003)*

- Valeur maximale (zéro-à-pic) de la composante verticale *(Hendricks 2002, Athanasopoulos et Pelekis 2000)*

- Valeur de la vitesse résultante des trois valeurs maximales calculée à partir de la formule :

$$V = \sqrt{V_{z}^{2}}_{x \max} + V_{x \max}^{2} + V_{y \max}^{2}$$
 Eq. 1.3

La dernière équation est à proscrire puisqu'elle risque de pénaliser injustement l'exploitation. En effet, les valeurs maximales correspondent à des fronts d'ondes différents *(Circulaire 23 juillet, 1986 ; Al-Abdeh 2005)*. Il apparaît que la séparation de l'amplitude maximale dans les trois directions se corrèle mieux avec l'exploitation des résultats. En conséquence, dans le cadre de notre travail, nous considérons l'amplitude maximale (zéro-à-pic) de la composante concernée de vibration comme l'amplitude adoptée de vibration.

1.2.2. Différents types d'ondes induites dans le sol

Une charge dynamique agissant sur la surface d'un sol induit un déplacement local des particules constituant ce sol. Ce déplacement se propage alors en profondeur et en surface sous la forme d'ondes en transmettant l'énergie provenant de la source initiale. Ces ondes peuvent être classées en deux types : les ondes de volume qui se propagent à l'intérieur du sol et les ondes de surface qui se propagent dans une couche superficielle ayant une épaisseur égale à la longueur d'onde *(Maldonado, 2008)*.

Il existe deux principaux types d'ondes de volume. Premièrement, les ondes de compression, également appelées «ondes P ou ondes primaires » ; ces ondes induisent une

déformation volumique qui se traduit par dilatation et compression successives, parallèlement à la direction de propagation de l'onde. Ce sont les ondes les plus rapides. Deuxièmement, les ondes de cisaillement également appelées « ondes **S**, ou ondes transversales » ; le mouvement du sol s'effectue perpendiculairement au sens de propagation de l'onde. Leur vitesse de propagation est inférieure à celle des ondes P (Fig. 1.3).

En présence d'une surface libre, un troisième type d'ondes apparaît (dite onde de surface). Les ondes de surface sont des ondes guidées par la surface du sol. Elles sont moins rapides que les ondes de volume mais leur amplitude est généralement plus forte. Il existe également deux types d'ondes de surface : les ondes de Love L et les ondes de Rayleigh **R**. Les ondes de Love provoquent un ébranlement semblable à celui induit par les ondes de cisaillement mais sans mouvement vertical. Par contre, le déplacement lié aux ondes de Rayleigh est complexe, un mouvement elliptique à la fois horizontal et vertical (Fig. 1.3).



Figure 1.3 : Types d'ondes dans le sol

Athanasopoulos et Pelekis, (2000) indiquent que les ondes de Love se produisent seulement dans les sols stratifiés où il y a une couche superficielle de vitesse de propagation faible au-dessus d'une couche avec une vitesse de propagation d'onde plus élevée. *Longinow et al, (1998)* ont indiqué que les ondes de Rayleigh R sont le seul type d'ondes de

surface à se produire dans un sol uniforme (techniquement décrit comme homogène, isotrope et linéairement élastique). D'après *Svinkin (2004)*, les ondes de Rayleigh induisent dans le sol des vibrations verticale et horizontale radiale. Par contre, la composante horizontale transversale de vibrations à la surface du sol peut être due aux ondes de Love.

Si l'on considère un demi-espace de sol homogène isotrope et élastique, on peut calculer la vitesse de propagation de différentes ondes à partir des caractéristiques du sol. *(Graff, 1975 ; Kinsler et al, 1982) :*

- pour les ondes P :

$$C_p = \sqrt{\frac{\lambda + 2G}{\rho}} = \sqrt{\frac{E(1-\nu)}{\rho(1-2\nu)(1+\nu)}}$$
 Eq. 1.4

- pour les ondes S :

$$Cs = \sqrt{\frac{G}{\rho}} = \sqrt{\frac{E}{2\rho(1+\nu)}}$$
 Eq. 1.5

- Pour l'onde de surface de Rayleigh R :

$$C_R = \sqrt{\frac{0.87 + 1.12\nu}{1 + \nu}} C_S$$
 Eq. 1.6

Le rapport des vitesses des ondes **P** et **S** est donc :

$$\frac{C_s}{C_P} = \sqrt{\frac{1-2\nu}{2(1-\nu)}}$$
 Eq. 1.7

où : ρ : masse volumique;

- E : module d'élasticité;
- G : module de cisaillement;
- v : coefficient de Poisson;
- λ : constante de Lamé.

Le coefficient de Poisson est le seul paramètre qui intervient dans l'équation 1.3. Dans la réalité, $v \in [0; 0,5]$, ceci conduit à Cp > Cs.

1.2.3. Atténuation des vibrations

Pour la plupart des problèmes de vibrations dans le sol, les ondes de Rayleigh sont les plus nuisibles. Elles transmettent une énergie importante qu'elles dissipent moins rapidement que les ondes **S** et **P**. Les ondes de Rayleigh se développent rapidement à la surface du sol à quelques mètres de la source. Elles deviennent prédominantes en raison de leur faible taux d'atténuation et de l'énergie élevée qu'elles transportent (environ 70% de l'énergie totale) *(Miller et Pursey, 1955 ; Richart et al, 1970)*. De plus, l'onde de Rayleigh est localisée à la surface du sol, et 90% de son énergie est contenue dans une profondeur de l'ordre d'une longueur d'onde. Toutefois, *(Wolf, 1994)* a montré que cette répartition d'énergie dépend de la fréquence de vibrations et elle est valable pour les vibrations à basses fréquences.

Pour un sol élastique, le seul facteur gouvernant l'atténuation des vibrations est la distance par rapport à la source. Cette atténuation dite « géométrique » est due à l'augmentation du front d'onde pendant sa propagation. Expérimentalement, on observe que l'atténuation observée est plus forte que celle prévue par l'amortissement géométrique et dépend directement du type de sol considéré, ceci justifiant l'introduction d'un second amortissement, dit amortissement « matériel » qui dépend essentiellement du frottement interne dans le sol. *(Kim & Lee 1998, Amick 1999 ; Maldonado, 2008)*.

En négligeant l'amortissement matériel dans le sol, *Attewell & Farmer (1973)* ont proposé une hypothèse simplifiée basée sur la divergence du front d'onde. Cette hypothèse suppose que l'amplitude des ondes de surface qui se propagent avec un front cylindrique, diminue proportionnellement à la racine carrée de la distance de la source de vibration. Par contre, l'amplitude des ondes de volume, qui se propagent avec un front sphérique, diminue proportionnellement à la distance de la source. Ainsi, l'amplitude des vibrations, en général, diminue proportionnellement à rⁿ avec r est la distance de la source de vibration et n est une valeur constante entre 0,5 (onde avec front d'onde cylindrique) et 1 (onde avec front sphérique). L'atténuation d'une onde peut être également liée à son type et à la distance de la source par les relations suivantes *(Kinsler et al, 1982 cité par Al-Abdeh, 2005)* :

- Atténuation de l'onde de volume en champ proche : $V = f(1/r^2)$
- Atténuation de l'onde de volume en champ lointain : V = f(1/r)
- Atténuation de l'onde de surface : V = f $(1/\sqrt{r})$

L'amortissement géométrique est généralement décrit par l'équation suivante :

$$V_2 = V_1 \left(\frac{r_1}{r_2}\right)^n$$
 Eq. 1.8

 V_1 : l'amplitude de vibration à une distance r_1 de la source de vibration.

 V_2 : l'amplitude de vibration à une distance r_2 de la source de vibration.

n : le coefficient d'amortissement géométrique.

Le coefficient d'amortissement géométrique (n) dépend du type d'onde, de la position de la source de vibration et de la position du point de mesure. Le tableau 1.1 donne les valeurs théoriques du coefficient n (*Amick & Gendreau 2000*).

Tableau 1.1 : Valeurs du coefficient d'amortissement géométrique (n)

Position de la	Type d'onde de	Position du point de	Coefficient
source de vibration	VIDIATION	mesure	11
Point en surface	Onde de Rayleigh	Surface	0,5
Point en surface	Onde de volume	Surface	2
Point profond	Onde de volume	Surface	1
Point profond	Onde de volume	Profondeur	1

Dans la littérature, on trouve d'autres relations théoriques d'atténuation dont la plus utilisée est celle de Bornitz. Cette relation comprend les deux types d'amortissement matériel et géométrique. Elle s'écrit sous la forme :

$$V_2 = V_1 \left(\frac{r_2}{r_1}\right)^n e^{-\alpha(r_1 - r_2)}$$
 Eq. 1.9

n est le coefficient d'amortissement géométrique ; α (en m⁻¹) est le coefficient d'amortissement matériel dont la valeur dépend la fréquence.

Suite aux mesures de l'amplitude des vibrations induites dans le sol, *Woods & Jedele* (1985) ont recommandé des valeurs du coefficient d'amortissement matériel du sol. Ils ont classé les sols en quatre catégories selon leur rigidité exprimée en terme du nombre de coups

(NSPT) dans un essai de pénétration SPT pour deux valeurs de fréquence de vibrations (f = 5 et f = 50Hz). Le tableau. 1.2 présente les valeurs recommandées pour α .

Catégorie de sol	Type de sol	Coefficient d'amortissement matériel α (1/m)	
		5 Hz	50 Hz
Ι	Sol mou (N _{spt} <5)	0,01 à 0,03	0,1 à 0,3
II	Sol à bonne portance (5< N _{spt} <15)	0,003 à 0,01	0,03 à 0,1
III	Sol dur (15< N _{spt} <50)	0,0003 à 0,003	0,003à 0,03
IV	Sol très dur (50 <n<sub>spt)</n<sub>	<0,0003	<0,003

Tableau 1.2 : Classification des sols selon le coefficient d'amortissement matériel α *(Woods & Jedele, 1985).*

Le coefficient d'amortissement matériel α peut être exprimé par la relation suivante (Massarsch et al, 1995 ; Athanasopoulos et al, 2000) :

$$\alpha = \left(\frac{\pi . f}{Q.C}\right)$$
 Eq. 1.10

f est la fréquence de vibration ; C est la vitesse de propagation d'onde et Q est le facteur de qualité du sol. En plus du coefficient α , l'amortissement matériel peut être exprimé par d'autres paramètres numériques comme le taux d'amortissement ξ , le facteur de qualité du sol Q, le facteur de perte η et le décrément logarithmique δ . Ces différents paramètres sont liés par les relations suivantes (*Amick 1999*) :

$$\eta = 2\,\xi = \frac{\delta}{\pi} = \frac{1}{Q} \qquad \qquad \text{Eq. 1.11}$$

$$\delta = \frac{2\pi . C.\alpha}{\omega} = \frac{C.\alpha}{f} = \lambda.\alpha \qquad \text{Eq. 1.12}$$

Avec λ est la longueur d'onde et ω est la pulsation ($\omega = 2\pi f$).

Taniguichi & Sawada (1979) ont observé que le mouvement des particules induit par le passage d'un camion est un mouvement elliptique dans le sens antihoraire (Fig. 1.4). Ils ont montré également que l'amplitude des vibrations diminue significativement dans la direction verticale dans le sol. Par exemple, l'amplitude des vibrations à une profondeur de 2m était moins de 20-50% de celle enregistrée à la surface, puis l'amplitude a diminué de 10-30% à 4m de profondeur. Cela montre que les ondes de surface sont dominantes dans le cas de trafic routier. En outre, ils ont noté que l'atténuation dans sol augmente avec la rigidité du sol et la fréquence de vibrations. Le taux d'amortissement augmente aussi avec l'augmentation de l'amplitude des vibrations à la source (Véhicule). *Hajek et al, (2006)* ont montré également que les ondes les plus importantes dans le cas des vibrations induites par le trafic routier.



Figure 1.4 : Mouvement des particules enregistré à une distance de 39m de la route : (a) à la surface du sol ; (b) à une profondeur de 4m *(Taniguichi & Sawada 1979)*

1.3. Facteurs influençant l'amplitude des vibrations

L'amplitude des vibrations dépend de différents facteurs : état de la chaussée, poids de l'essieu, vitesse et suspension du véhicule, type et stratification du sol, période de l'année, distance par rapport à la route, et le type du bâtiment concerné *(Hunaidi et al, 2000)*. En d'autres termes, les principaux facteurs influençant l'amplitude des vibrations peuvent être résumés comme l'illustre la figure 1.5 *(Hajek et al, 2006)*. Ces facteurs comprennent la source de vibration, le milieu de transmission et le récepteur.

milieu de transmission	Récepteur
Distance Sol/amortissement	Paramètres du Bâtiment Location du récepteur
	milieu de transmission Distance Sol / amortissement Topographie du terrain

Figure 1.5 : Les principaux facteurs influençant l'amplitude des vibrations (Hajek et al, 2006).

Les effets de ces facteurs sont interdépendants et il est difficile d'établir des relations simples entre eux. Suite à une série de mesures, *Hunaidi et al, (2000)* ont observé que l'effet de la vitesse du véhicule est fort dépendant de l'état de la chaussée : plus la route est en mauvais état, plus l'effet de la vitesse est important. De plus, l'influence du type de suspension dépend aussi de la vitesse du véhicule et de l'état de la chaussée. À titre d'exemple, sur une chaussée en très bon état, l'effet du type de suspension est négligeable à basse vitesse. Cependant, le type de suspension joue un rôle important à grande vitesse et sur une chaussée en mauvais état (Tableau 1.3).

Tableau 1.3 : Comparaison des niveaux des vibrations (mm/s²) produites par un autobus et un camion - Effet du type de suspension et de la vitesse

Endroit	25km/h		50km/h	
Lindion	Autobus	Camion	Autobus	Camion
Terrain devant la maison	20,5	19,9	64,5	33,2
Mur extérieur de fondation	11,2	10,1	30,9	15,7
Au milieu du plancher du 1 ^{er} étage	20,3	20,8	62,9	30,1
Au milieu du plancher du 2 ^{em} étage	35	37,3	96,2	46,7

Les niveaux de vibrations produites par un autobus et un camion appartenant à la même catégorie de poids étaient semblables à une vitesse de 25 km/h. Par contre, à 50 km/h la vibration causée par l'autobus était environ deux fois plus forte que celle produite par le camion (Fig. 1.6). Cette grande différence est due au fait que l'autobus avait une suspension pneumatique tandis que celle du camion était du type ressorts d'acier à lames.



Figure 1.6 : Vibrations produites par un autobus et un camion (Hunaidi et al, 2000)

Le type de sol et sa stratification influencent largement l'amplitude des vibrations et les fréquences dominantes. Moins le sol est rigide, plus la vibration est forte. Les fréquences propres des sols dépendent de sa rigidité et de sa stratification. Si les fréquences de vibrations coïncident avec les fréquences propres du site, le sol offre le moins de résistance et réagit le plus aux charges. *Watts (1990 ; 1992)* a indiqué que le sable sec et les sols graveleux ont la plus forte capacité à absorber les vibrations. Par contre, les sols argileux ou la tourbe ont une faible capacité. L'influence significative du type de sol sur l'atténuation des vibrations dans le sol est illustrée dans la figure 1.7.



Figure 1.7 : Effet du type de sol sur la propagation des vibrations (Hajek et al, 2006)

La saison de l'année influe aussi l'amplitude des vibrations dans les pays septentrionaux car la terre végétale est habituellement gelée en hiver et les niveaux de vibration peuvent alors être moins élevés que le reste de l'année. Les différents paramètres cités ci-dessus fonctionnent réciproquement et mettent en jeu la complexité des problèmes liés aux vibrations induites par le trafic. Dans la suite, nous allons montrer en détail : les problèmes observés dans la littérature liés à ces vibrations, les études précédentes et les normes existantes.

1.4. Conséquences des vibrations

Les vibrations induites par la circulation routière peuvent causer un désagrément pour les usagers, un dysfonctionnement des appareils sensibles, un tassement des sols lâches ou même des dommages structurels (fissuration dans les murs, séparation de la maçonnerie).

1.4.1. Nuisances aux usagers

L'ampleur du problème vécu par les usagers a été indiquée dans une étude publiée par *Morton-Williams et al, (1978)*. Ils ont montré que 37% de la population sentent les vibrations routières, tandis que 8% de la population est sérieusement gênée. Ils ont trouvé également que le pourcentage des personnes sérieusement gênées par le bruit routier (voie aérienne) était semblable au pourcentage sérieusement gêné par les vibrations (8%). *Watts (1984)* a indiqué que les vibrations perceptibles sont prévues dans les bâtiments situés à quelques mètres des routes fréquemment utilisées par les poids lourds. La crainte que ces vibrations endommagent les biens des propriétaires, est la véritable raison pour laquelle les personnes sont dérangées par les vibrations routières.

Verbruggen (1996) a indiqué que 7% de la population interrogées s'estime sérieusement gênée par les vibrations : le trafic routier est la source la plus importante (65%) ; tandis que les autres sources sont : le chemin de fer (16%), les activités industrielles (15%) et les activités de construction (4%). En France, *Fernandez & Leblond (2008)* et *Djedai (2009)* ont réalisé des mesures expérimentales pour vérifier l'amplitude des vibrations. Ils ont trouvé que l'amplitude des vibrations peut dépasser le seuil de perception et peut par conséquent gêner les usagers.

1.4.2. Dégâts structurels et tassement des sols

Les effets néfastes des vibrations occasionnées par la circulation sur les édifices historiques ou en maçonnerie, ont été étudiés depuis plusieurs décennies. *Sutherland (1950)* a

réalisé une étude expérimentale suite à des plaintes de dommages structurels causés par les vibrations produites par les autobus et les trolleybus à Winnipeg au Canada. Il a noté que l'amplitude des vibrations gêne sérieusement les usagers mais cause vraisemblablement à peine des fissurations dans le plâtre. *Crockett (1966)* et *Bata (1971)* ont étudié plusieurs cas de dommages structurels observés : dans deux de ces cas, les vibrations ont causé la fatigue des matériaux fragiles, dans les deux autres cas, les dommages sont induits par le tassement du sol. Ils ont recommandé que les exigences du transport moderne doivent être en harmonie avec les exigences de la sécurité des édifices, surtout pour la protection des monuments historiques et culturels.

Heller (1981) a rapporté que les vibrations induites par les trains et les tramways peuvent aboutir au compactage des sols sableux dans le voisinage de la voie ferrée. *Watts (1988 ; 1989)* a étudié le lien possible entre les vibrations induites par le trafic routier et les dommages aux édifices patrimoniaux. Les résultats de ces études montrent que les vibrations induites par la circulation sont responsables seulement de la petite fissuration du plâtre au niveau de la jonction entre le mur-plafond. En outre, il a été constaté que les dommages structurels observés sont attribués à d'autres facteurs liés au site étudié. *Drabkin et al, (1996)* a montré que les activités normales de circulation génèrent des vibrations dans les structures avoisinantes. Dans la plupart des cas, le niveau de vibrations est trop faible pour produire directement des dommages structurels. Mais l'effet néfaste des vibrations se manifeste indirectement si on prend en compte le tassement de sol en raison de vibrations répétitives, en particulier les effets cumulatifs à long terme des expositions répétées.

Klinukas et al, (2008) ont examiné l'influence des vibrations induites par la circulation sur la Cathédrale et son beffroi de Vilnius en Lituanie. Ils ont trouvé que le chargement dynamique provoqué par un camion lourd produit des accélérations atteignant 0,065 m/s², ce qui peut être dangereux pour les structures considérées (Fig. 1.8a). *François et al, (2009)* ont montré que les charges dynamiques répétées de faible amplitude sur le sol au voisinage des bâtiments, telle que celles provoquées par la circulation ou les activités de construction, peuvent entraîner des tassements différentiels des fondations et ainsi de dommages structuraux. D'après *Korkmaz et al, (2011)*, les vibrations induites par le trafic sont très nuisibles pour les bâtiments en maçonnerie (Fig. 1.8b). Ils ont recommandé l'utilisation des dispositifs d'isolation pour réduire l'impact des vibrations sur ces bâtiments.



Fig. 1.8 : (a) Dommages observés dans les structures du Beffroi *(Klinukas et al, 2008) ;*(b) Dommage survenu dans un bâtiment en maçonnerie *(Korkmaz et al, 2011)*

1.4.3. Dysfonctionnement des appareils sensibles

Les vibrations peuvent aussi nuire aux activités sensibles, par exemple celles qui se déroulent, dans les laboratoires de recherche scientifique, les blocs opératoires des hôpitaux et les secteurs de technologie avancée. *Whiffin & Leonard (1971), Wooton (1975), Hunaidi (2000)* et *Hao & Deeks (2005)* ont conclu qu'une isolation appropriée est nécessaire pour les équipements sensibles situés dans les structures à proximité des routes. *Gupta et al, (2008)* ont étudié l'influence des vibrations induites par le métro à l'intérieur du laboratoire physique de l'université de Pékin. Ils en ont conclu que la recherche d'une méthode d'isolation est indispensable parce que les vibrations peuvent causer des problèmes au fonctionnement des matériels sensibles.

1.5. Études expérimentales

Les vibrations induites par la circulation ont été largement étudiées expérimentalement dans le but de déterminer leur impact vibratoire sur l'environnement. *Taniguchi & Sawada (1979)* ont étudié l'atténuation des vibrations induites dans le sol lors du passage des camions sur une irrégularité artificielle. Ils ont conclu que les ondes de surface dominent la propagation des vibrations dans le sol. Le laboratoire de Recherche Routière et de Transport au Royaume-Uni (TRL) a effectué une série d'essais afin de quantifier et analyser les

nuisances vibratoires produites par la circulation (*Baughan et al, 1981 ; Watts 1984 ; Hood et al, 1987 ; Watts 1992*). Les principales conclusions sont les suivantes :

L'amplitude des vibrations est principalement influencée par les propriétés dynamiques de la suspension du véhicule, la vitesse du véhicule et l'élévation de l'irrégularité de chaussée. Les vibrations les plus perceptibles sont dues aux poids lourds et aux autobus lors de leur passage sur une irrégularité de la chaussée. La vibration induite par l'irrégularité locale de la chaussée (telle que les ralentisseurs) devient plus significative que celle due à la rugosité longitudinale globale. Le TRL a également effectué des essais pour déterminer la gêne ressentie par les habitants due à la présence des ralentisseurs de type dos d'âne ou coussin (*Watts & Krylov, 2000*). Les résultats de ces tests ont été traduits par le ministère de l'environnement et transports du Royaume-Uni sous forme d'un bulletin réglementaire (*Technical report TRL, 2000*).

Antunes et al, (1999) ont réalisé une expérimentation pour évaluer l'impact environnemental de l'irrégularité de la chaussée. Les vibrations en champ libre ainsi que dans les structures avoisinantes ont été mesurées pendant le passage de trois camions dans plusieurs sites. Sur tous les sites étudiés, la rugosité et les caractéristiques dynamiques de la chaussée ont été mesurées et déterminées expérimentalement. L'amplitude des vibrations a atteint dans certains cas 5 mm/s de vitesse particulaire.

D'autres travaux expérimentaux ont tenté de corréler les caractéristiques des vibrations (niveau et fréquence) au système de suspension des bus *(Hunaidi et Tremblay 1997)* et à la variation climatique *(Hunaidi et al 2000)*. *Hunaidi & Rainer (1996)* ont observé que la fréquence d'essieu d'un autobus urbain peut être proche de la fréquence propre du sol. Les nuisances vibratoires peuvent être donc réduites si les caractéristiques du système de suspension des bus sont modifiées de sorte que la fréquence d'essieu devienne inférieure à la fréquence propre du sol.

Maeda et al, (1998) ont enregistré les vibrations induites par la circulation dans la construction sans interruption pendant 24 h à l'extérieur et à l'intérieur du bâtiment. Plusieurs méthodes pour quantifier la sévérité de l'exposition aux vibrations induites par la circulation ont été analysées. *Clemente & Rinaldi (1998)* ont analysé les vibrations induites par la circulation dans le sous-sol d'un bâtiment situé à proximité de la chaussée. Ils ont étudié

l'efficacité d'un dispositif anti-vibration sur l'atténuation de la propagation des ondes dans le sol.

Hao (2000) a mesuré les vibrations induites par la circulation en champ libre dans quatre sites. Leurs caractéristiques en fonction des conditions du site et de distance de la route ont été discutées. *Crispino & D'Apuzzo (2001)* ont mené une série de mesures sur les vibrations induites par la circulation dans un édifice du patrimoine à Naples. Le seuil de perception des vibrations a été dépassé pour toutes les données acquises. Dans le cas extrême, le niveau de vibration a dépassé certains seuils de dommage trouvés dans la littérature comme celui proposé par la norme suisse (1.5 mm/s) *(Swiss Standard threshold)*. *Lombaert & Degrande (2003)* et *Ju (2009)* ont réalisé une étude expérimentale pour mesurer l'amplitude des vibrations routières en champ libre générées par le passage d'un véhicule sur une irrégularité de chaussée afin de valider un modèle numérique.

1.6. Modèles empiriques

Jakobson (1989) a proposé des fonctions de transfert Sol / bâtiment. Ces fonctions ont été obtenues suite aux essais in situ comportant six bâtiments.

Les expérimentations réalisées par TRL ont conduit au développement d'une formule empirique qui prend en compte les facteurs influençant l'amplitude des vibrations en champ libre *(Watts 1990 ; Watts & Krylov 2000)* :

$$V_z = 0,028 H\left(\frac{V}{48}\right) s.p.\left(\frac{r}{6}\right)^n \qquad \text{Eq.1.13}$$

où :

H représente la hauteur ou la profondeur maximale de l'irrégularité de surface (mm) ; V est la vitesse du véhicule (en km/h) ; (est un facteur indiquant si le défaut est présenté sur un côté ou les deux côtés de roues (p = 0,75 ou 1 respectivement) ; r est la distance entre la source et le récepteur ; s et n sont deux paramètres liés aux caractéristiques du sol. La valeur de s est calculée à partir de la fonction de transfert du sol à une distance de 6 mètres pour une fréquence de 12 Hz, tandis que la valeur de n détermine l'atténuation avec la distance de la source. Le tableau 1.4 résume les valeurs déterminées expérimentalement de s et n.

Type du sol	n	S
alluvion	-0,79 à -0,8	7,07
argile de London	-0,99 à -1,13	3,1
sable/gravier	-0,69 à -0,82	0,94
argile avec pierre	-0,71 à -1,18	0,43
roche de craie	-1,08	0,1

Tableau 1.4 : Valeurs des paramètres s et n utilisés dans la formulation empirique de Watts.

Crispino & D'Appuzzo (2001) ont présenté une extension de la formule de Watts pour évaluer l'amplitude des vibrations lors du passage d'un véhicule sur une irrégularité longitudinale globale (non localisée) en ajoutant un paramètre $(a_{(v)})$ lié à la densité du spectre de puissance de la rugosité de la chaussée.

1.7. Modèles numériques

La charge mobile d'essieux comporte une composante statique et une composante dynamique. La composante statique résulte de la distribution du poids de véhicule, tandis que la composante dynamique est déterminée par l'interaction entre le véhicule et la surface de la chaussée. *Hunt (1991)* et *Hanazato et al, (1991)* ont indiqué que la contribution de la composante statique dans la réponse en champ libre peut être négligée. En effet, la vitesse du véhicule est faible par rapport aux vitesses de propagation d'ondes dans le sol. Ainsi, la composante statique ne génère pas d'ondes dans les sols. *Cebon (1993) ; Gillespie et al, (1993) et Lombaert & Degrande (1999)* ont indiqué que l'interaction dynamique du véhicule avec la surface de la chaussée est théoriquement un problème couplé, pourtant en raison de la grande rigidité de la chaussée par rapport à la rigidité des pneus et du système de suspension du véhicule, le problème peut être découplé.

Quant à la modélisation de la chaussée, *Hunt (1991) & Hao & Ang (1998)* ont négligé la présence de la chaussée et ils ont appliqué la charge d'essieu directement sur le sol en négligeant l'influence de la réponse dynamique des couches de la chaussée. Par contre, des modèles plus élaborés de la chaussée se trouvent dans la littérature :

- Modèles de poutres ou plaques sur des fondations élastiques de type Winkler (Kim & Roesset, 1998 ; Huang et al, 2002 ; Sun 2006).

- Modèles de poutres ou plaques sur demi-espace homogène ou stratifié (*Grundmann et al, 2000 ; Dai et al, 2000 ; François et al, 2007*).

- Modèles de couches homogènes ou stratifiées (Bierer et al, 2007 ; Cao 2010).

En ce qui concerne l'application de la charge mobile de véhicule, on peut mentionner plusieurs méthodes :

- Des charges concentrées de grandeur constante se déplaçant avec une vitesse constante (*Jin et al, 2004 ; Xu et al, 2007 ; Lu et al, 2007*),

- Des charges réparties (en général uniformément) de grandeur constante se déplaçant avec une vitesse constante *(Theodorakopoulos et al, 2006 ; Cai et al, 2007 ; Lu et al, 2009a)*,

- Des charges harmoniques variant avec le temps se déplaçant avec une vitesse constante *(François et al, 2007 ; Lefeuve et al, 2008)*

- Des charges concentrées provenant de la modélisation des véhicules par des modèles discrets complexes. Ces modèles prennent en compte les masses, le système de suspension du véhicule se déplaçant à une vitesse constante ou variable *(Hardy & Cebon 1994 ; Shevenels et al, 2004 et Ju 2009)*.

L'irrégularité de la chaussée représente la source principale des vibrations induites par la circulation. Elle peut être classée dans deux catégories : rugosité aléatoire globale et irrégularité locale spécifique. Les irrégularités locale et globale peuvent être décrites par une fonction déterministe suivant la norme *(ISO 8608, 1995)*. L'irrégularité globale peut aussi être décrite statistiquement par une fonction de densité spectrale de puissance. Cette approche n'est pas adaptée pour l'irrégularité locale ou périodique *(Degrande 2001 ; Law et al, 2004 ; Ju et Lin 2007)*.

Lombaert & Degrande (2001 ; 2003) ont utilisé la méthode des éléments de frontière dans le domaine fréquentiel pour calculer la réponse dynamique à une source mobile de vibration. Leur modèle a été validé par des essais sur le terrain. *Cao et al, (2010)* ont développé un code MATLAB pour la détermination des vibrations dues aux charges mobiles harmoniques. Leur modèle est basé sur le théorème réciproque de Betti-Rayleigh et la propriété réciproque des fonctions de Green. Ils ont signalé que la vibration du sol induite par les charges mobiles est un problème de faible fréquence contrôlée par l'onde de Rayleigh dans la couche superficielle. *D'Apuzzo (2007)* a rapporté que, lorsque la surface de la chaussée présente une irrégularité locale, la stationnarité de l'excitation n'est pas satisfaite et que la nature transitoire de forces dynamiques verticales doit être correctement décrite.

Ju (2009) a utilisé la méthode des éléments finis pour étudier les caractéristiques des vibrations induites dans un bâtiment lors du passage d'un camion sur des irrégularités aléatoires. Il a indiqué que la coïncidence de la fréquence naturelle verticale du camion et la première fréquence propre du bâtiment devrait être évitée. L'approche stochastique a également été utilisée par *Xu & Hong (2008)* pour quantifier les vibrations du bâtiment induit par la circulation. Ils ont montré que les vibrations routières dans le sol peuvent perturber les équipements technologiques.

1.8. Réglementations et critères

Le but de la plupart des études réalisées sur les vibrations induites dans le sol par différents sources, dont la circulation routière et ferroviaire, est de développer des critères pour évaluer leur impact sur l'environnement. Les différents documents normatifs consultés montrent que le seuil de tolérance dépend de plusieurs facteurs tels que : la fréquence, la durée d'exposition, le type de structure concerné et les conditions de sol.

En général, deux types de sources de vibration ont été considérées : transitoire et continue. On peut classifier les vibrations routières dans la catégorie des sources transitoires (de courte durée). Ainsi, pendant les 30 dernières années, de nombreux codes, circulaires, arrêtés et directives ont été publiés pour définir des valeurs limites des vibrations au-dessus desquelles des fissures peuvent apparaître dans les structures (critère structurel) ou des nuisances vibratoires peuvent gêner les usagers (critère humain) *(Al-Abdeh 2005)*.

1.8.1. Critère humain

L'amplitude des vibrations qui peut gêner les usagers est nettement inférieure à celle qui peut causer des dégâts structurels *(Longinow et al, 1998)*. Plusieurs auteurs ont observé que l'homme est très sensible aux vibrations ayant une fréquence entre 1 et 80 Hz *(Selby 1991 ; Turunen-Rise et al, 2000)*. *Selby (1991)* a constaté que les vibrations commencent à être perceptibles par l'homme à partir d'une amplitude de vibration de l'ordre de 0,3 mm/s. Par contre, elles deviennent désagréables à partir d'une amplitude de vibration de l'ordre de 3 mm/s.

L'Eurocode 3 définit le seuil d'exposition humaine aux vibrations provoquées par les activités de construction en fonction de la période de construction (Fig. 1.9). Les valeurs limites des vibrations diminuent avec l'augmentation de la durée d'exposition humaine aux vibrations.



Figure 1.9 : Eurocode 3. Valeurs limites des vibrations (critère humain) (White et al, 2002).

Kelley et al, (1998) ont étudié la sensibilité humaine aux vibrations transitoires et permanentes induites par la construction d'un tunnel à Boston aux États-Unis. Leur étude montre que l'influence de la durée d'exposition se manifeste par des valeurs limites plus tolérables en cas de vibrations transitoires qu'en cas de vibrations permanentes. Ils ont également marqué que les vibrations mesurées à la base de bâtiments ne sont pas suffisantes pour prédire la nuisance vibratoire des usagers dans les étages élevés, ceci est attribué à l'amplification des vibrations dans le bâtiment.

Aux États-Unis, le Bureau des mines (OSM) a établi des critères limites suite aux études des vibrations induites dans le sol par des explosions. L'évaluation de l'impact des vibrations (désagréments et dommage potentiel) est classée en trois catégories (tableau 1.5) *(Siskind et al, 1981).*

Sensibilité	Vitesse particulaire
Perceptible	0,5 mm/s
Gênant	5 mm/s
Sévère	17,8 mm/s

Tableau 1.5 : Sensibilité des individus aux vibrations (Siskind et al, 1981).

1.8.2. Critère structurel

Semblat et al, (2011) ont indiqué le manque d'un cadre global permettant d'estimer l'impact des vibrations induites par le trafic routier sur les structures, les équipements sensibles et les individus.

Plusieurs codes ou normes ont été établis pour définir des valeurs limites pour les structures. Il a été trouvé que les dégâts structurels pourraient être bien corrélés avec la vitesse particulaire (PPV) des vibrations *(Nicolas et al, 1971 ; Svinkin et al, 2000)*. La figure 1.10 présente le seuil de tolérance admise en France (*circulaire du 23 juillet 1986*). Les valeurs limites de la vitesse particulaire sont présentées pour trois catégories de constructions qui sont classées selon leur résistance aux vibrations et l'importance de la structure. On constate une augmentation des valeurs limites avec la fréquence dominante des vibrations.



Figure 1.10 : Valeurs limites de vibrations admises en France en cas de vibrations impulsionnelles à impulsions répétées *(Circulaire du 23 juillet 1986).*
L'Eurocode 3 donne des directives pour les valeurs limites des vibrations pour les constructions (Fig. 1.11). On note que ces valeurs varient avec le type de la construction. À titre d'exemple, la valeur limite est 2 mm/s pour les constructions légères contre 15 mm/s pour les constructions industrielles. Il est à noter que la source vibratoire, que nous étudions, n'est pas mono fréquence à cause de ses différents modes de fonctionnement. Par ailleurs, le milieu dans lequel les ondes se propagent peut induire la résonance. Pour cette raison, les valeurs limites proposées Par *l'Eurocode 3* sont à prendre avec précautions, car elles ne tiennent pas compte de la fréquence dominante des vibrations ou leur nature (vibrations transitoires ou continues).



Figure 1.11 : Eurocode 3 : Valeurs limites des vibrations (critère structurel) *(White et al, 2002)*

Suite à la réalisation de nombreuses études expérimentales au laboratoire de recherche routière (TRL) au Royaume-Uni, des valeurs limites ont été adoptées par plusieurs départements routiers tels que le département du transport à Californie aux Etats Unis *(Jones & stokes 2004)* et l'association des transports au Canada *(Hajek et al, 2006)*. Le tableau 1.6 présente ces valeurs. Pour les bâtiments, la valeur se réfère au mouvement du sol sans prendre en compte l'amplification des éléments structuraux. On suppose que la fréquence des vibrations est dans la gamme de 5 à 20 Hz et que l'amplitude des vibrations est exprimée par la vitesse particulaire dans le sens vertical.

Tableau. 1.6 : Effets des vibrations induites par le trafic sur les personnes et les bâtiments(Whiffin et Leonard, UK 1971)

PPV (mm/s)	Réaction humaine	Effet sur Bâtiments
0-0.15	Imperceptible	Peu susceptible de causer des dommages de tous types
0.15-0.3	Seuil de perception	Peu susceptible de causer des dommages de tous types
2.0	Vibrations perceptibles	Niveau supérieur recommandé auquel les monuments historiques doivent être soumis
2.5	Une exposition continue aux vibrations commence à ennuyer	Pratiquement pas de risque de dommage architectural aux bâtiments normaux
5.0	Vibrations gênantes pour les occupants des bâtiments	Seuil de risque de dommage architectural aux maisons avec des murs en plâtre

La figure 1.12 récapitule les diagrammes des valeurs limites des quatre codes nationaux : Bureau américain des mines *(Siskind et al, 1980)*, la norme allemande *(DIN 4150, 1999)*, la norme britannique *(BSI 1993)* et l'association suisse des autoroutes *(Swiss Standard threshold)*. Les valeurs limites sont exprimées en termes de composante maximale de la vitesse particulaire de vibration en fonction de la fréquence *(Athanasopoulos & Pelekis 2000)*. On constate que les valeurs limites de PPV sont quasi-indépendantes de la fréquence pour f < 10Hz, puis elles augmentent avec l'augmentation de la fréquence. On note également une grande différence entre la norme allemande et suisse, d'une part, et la norme américaine et britannique, d'autre part.



Figure 1.12 : Valeurs limites des vibrations des quatre codes différents (critère structurel) (Athanasopoulos & Pelekis 2000)

Le seuil de tolérance peut être également exprimé par le déplacement ou l'accélération. À titre d'exemple, la figure 1.13 montre une comparaison entre les vibrations induites par des bus et des véhicules. Les vibrations mesurées par *Caicedo (2007)* sont superposées sur les valeurs limites recommandées par la norme *DIN 4150 (1999)*. On note que les autobus et les voitures génèrent des vibrations situées principalement dans la gamme considérée comme « gênante pour l'homme » mais qui peuvent parfois atteindre un seuil nocif pour l'homme.



Figure 1.13 : Seuils proposés par les codes DIN 4150 et comparaison avec des mesures à Bogota (Colombie) *(Murillo et al, 2009)*.

1.9. Conclusion

L'étude bibliographique a montré l'ampleur de l'impact des vibrations induites par le trafic sur les usagers et les structures. Ces vibrations peuvent dépasser les valeurs limites selon les critères humains voire les critères structurels dans le cas extrême. L'amplitude des vibrations est influencée principalement par l'élévation de l'irrégularité de chaussée, la vitesse du véhicule et les propriétés dynamiques du système de suspension. Les effets de ces facteurs sont interdépendants et il est difficile d'établir des relations simples entre eux.

Les modèles numériques disponibles montrent qu'il y a très peu d'études qui s'intéressent à analyser l'influence de l'interaction entre le véhicule et l'irrégularité longitudinale de la chaussée sur l'amplitude des vibrations. Les modèles bidimensionnels proposés dans la littérature sont à prendre avec précaution. Ces modèles ne tiennent pas en compte du mouvement des points de contact entre le véhicule et la chaussée. Si la surface de la chaussée présente une irrégularité locale, la stationnarité de l'excitation n'est pas satisfaite et la nature transitoire de forces dynamiques verticales doit être correctement décrite.

Quand l'amplitude des vibrations dépasse la valeur limite, il est indispensable de chercher des contre mesures pour réduire leur impact sur l'environnement avoisinant. Ainsi, l'absence d'une étude détaillée sur l'isolation des vibrations représente un autre défi important à aborder. Il reste à mentionner le manque d'une validation expérimentale des modèles numériques étudiés pour assurer leur fiabilité à bien représenter les différents paramètres liés au sujet des nuisances vibratoires. En tenant compte des éléments précédents, l'originalité de cette étude repose sur les deux volets :

- L'utilisation d'un modèle numérique 3D global qui prend en compte la rugosité (globale et locale) de la chaussée et le comportement dynamique du system couplé (véhicule-chaussée). La charge dynamique induite lors du passage du véhicule sur les différents types de la surface de chaussée est traité par les équations différentielles du mouvement. Cette charge est ensuite appliquée dans un modèle numérique tridimensionnel pour calculer l'amplitude des vibrations en champ libre. Ce modèle sera validé par des données expérimentales.

- Ce modèle sera utilisé pour analyser les performances des différentes méthodes de protection contre les vibrations, y compris : les tranchées, les blocs en surface et les blocs enterrés.

CHAPITRE 2

MODELISATION NUMERIQUE DES VIBRATIONS INDUITES PAR LE TRAFIC ROUTIER.

2.1. Introduction

Les vibrations induites par le trafic routier sont principalement générées par les véhicules lourds comme les autobus et les camions. Par contre, les voitures légères provoquent rarement des vibrations perceptibles dans les bâtiments (*Hunaidi et al, 2000*). Les charges verticales à l'essieu du véhicule sont constituées d'une composante statique et d'une composante dynamique. La composante statique résulte de la distribution de la masse du véhicule sur les essieux du véhicule. En revanche, la composante dynamique est induite par l'irrégularité de la chaussée qui soumet le véhicule à des oscillations verticales et qui dépend du profil de la route, des caractéristiques du véhicule et de la vitesse du véhicule. Dans le cas où la vitesse du véhicule serait faible par rapport aux vitesses des ondes dans le sol, la contribution de la composante statique aux vibrations en champ libre est négligeable (*Lombaert, 2001*).

Dans ce chapitre, l'interaction dynamique entre le véhicule et la route est discutée. Tout d'abord, l'irrégularité de la chaussée est présentée en abordant les deux principaux types d'irrégularités de la chaussée (globale et locale). Ensuite, un modèle numérique du système couplé (véhicule - chaussée) est présenté en détail. Ce modèle numérique, basé sur la méthode des différences finies, est validé par des mesures in situ. Enfin, on présente une analyse paramétrique de l'influence des paramètres clés sur les vibrations du sol tels que les différents types de l'irrégularité de chaussée, la vitesse du véhicule et le système de suspension. Des recommandations sont proposées pour la réduction de l'impact de ces vibrations.

2.2. Mécanisme de génération de vibrations :

L'irrégularité de la chaussée constitue la source principale des vibrations induites par la circulation. La surface de la chaussée peut présenter de nombreux types d'irrégularité tels que :

- Les anciens revêtements en béton dont les dalles forment des marches d'escalier aux joints.

- Les dispositifs surélevés tels que les ralentisseurs et les plateaux.

- Les irrégularités de surface, (Bulletin CRR, 2001).

Le contact d'un véhicule avec ces irrégularités génère des charges dynamiques sur la chaussée. Ces charges sont considérées comme une source des ondes impulsives qui se propagent dans le sol et qui peuvent atteindre les fondations des bâtiments avoisinants et les faire vibrer. Le passage d'un véhicule sur une irrégularité de chaussée induit trois principaux types de forces dynamiques (Fig. 2.1) (*Hajek et al, 2006*) :

- I. Les forces d'impact des différentes parties de la bande de roulement. La fréquence d'impact de ces forces sur la chaussée varie entre 800 et 1500 Hz, en fonction de la macrotexture de la chaussée, la bande de roulement et la vitesse du véhicule. Bien que les forces associées aux différentes parties de la bande de roulement soient des sources importantes de bruit, leur contribution à la vibration dans le sol est négligeable.
- II. Les forces d'impact liées à la masse non suspendue du véhicule. Cette masse est située en dessous du système de suspension du véhicule (principalement les essieux, les roues, et les pneus). Lors du roulement d'un véhicule, à vitesse normale, une partie spécifique du pneu entre en contact avec la surface de la chaussée d'environ 10 à 15 fois par seconde. La fréquence relative à ce mouvement est appelée la fréquence du rebondissement pneumatique (ou le saute d'axe).
- III. Les forces d'impact liées à la fréquence fondamentale du véhicule. À vitesse normale du véhicule, la masse suspendue (la partie du véhicule prise en charge par le système de suspension) se déplace dans la direction verticale 1 ou 2 fois par seconde. Lorsque le camion se soulève vers le bas, son poids statique sur la chaussée augmente en raison de la composante dynamique du mouvement.



Figure 2.1 : Composantes du véhicule et Contenu fréquentiel des vibrations induites *(Hajek et al, 2006).*

Les trois types de forces d'impact mentionnés ci-dessus interférent et produisent des vibrations transmises par le sol avec une fréquence dominante entre 2 et 15 Hz. L'irrégularité de la chaussée peut comporter des composantes périodiques qui, à une vitesse donnée, mènent à une fréquence d'excitation pouvant se coïncider avec les fréquences propres du véhicule ou du sol. Cela peut se traduire par une amplification des vibrations dans le sol ou dans les structures adjacentes.

2.3. Irrégularité de la chaussée

L'irrégularité de la surface de la chaussée représente la source essentielle des vibrations induites dans le sol sous l'effet de la circulation. Elle est également le facteur le plus important qui peut être contrôlé par les agences routières. Par définition, l'uni de la chaussée est un indicateur sur les variations du profil longitudinal de la chaussée par rapport à un profil fictif parfaitement uniforme. Autrement dit, l'uni est considéré comme l'ensemble des déviations d'une surface de chaussée par rapport à son profil longitudinal théorique *(Godlewski, 1985)*. L'uni est mesuré par deux types d'équipements : profilomètre, qui mesure l'irrégularité d'une façon directe et un deuxième qui mesure l'irrégularité indirectement par la réponse dynamique de l'équipement, le drainage, la dynamique du véhicule, les charges dynamiques et l'amplitude des vibrations *(Wambold et al, 1981 ; Descornet et al, 1995)*. L'uni des chaussées peut être caractérisé par sa longueur d'onde λ et son amplitude h (Fig. 2.2).



Figure 2.2 : Caractéristique de l'uni de la chaussée.

L'association mondiale de la route (PIARC) a proposé quatre catégories pour classer la surface longitudinale des chaussées en fonction de l'amplitude et de la longueur d'onde :

Micro-texture, Macro-texture, Méga-texture et irrégulière (Tableau 2.1). Chacune de ces catégories a une influence spécifique sur l'interaction pneu-chaussée (*PIARC, 1987*) :

<u>La Microtexture</u> a une longueur d'onde de 1 μ m à 0,5 mm et une amplitude verticale inférieure à 0,2 mm. La microtexture n'est généralement pas considérée comme une source de nuisances routières.

La Macrotexture a une longueur d'onde de 0,5 mm à 50 mm et une amplitude verticale allant de 0,1 mm à 20 mm. Elle induit le frottement en temps de pluie et influence d'une manière sensible le bruit.

La Mégatexture a une longueur d'onde de 50 mm à 500 mm et une amplitude verticale allant de 0,1 mm à 50 mm. Ce défaut de la chaussée est généralement le résultat d'une mauvaise construction, des tassements locaux ou d'une détérioration de la surface. Elle peut causer des vibrations pneumatiques. Elle affecte également la qualité de roulement et peut produire une usure prématurée des suspensions des véhicules.

Irrégulière correspond à une longueur d'onde plus longue que la limite supérieure de la mégatexture (>500 mm). Toute irrégularité de surface qui a une longueur d'onde dans cette gamme a un impact sur la dynamique des véhicules et sur la qualité de roulement *(PIARC, 1987)*. Selon *Lombaert (2001)* l'irrégularité de chaussée, qui est considérée comme importante pour la dynamique du véhicule, est caractérisée par une longueur d'onde entre 0,5 et 50 m.

Catégorie	Longueur d'onde (mm)	Amplitude (mm)
Microtexture	$\lambda < 0.5 \text{ mm}$	A< 0,2 mm
Macrotexture	$0,5 < \lambda < 50 \text{ mm}$	0,1 < A < 20 mm
Mégatexture	$50 < \lambda < 500 \text{ mm}$	0,1 < A < 50 mm
Irrégularité	$500 < \lambda$	

Tableau 2.1 : Classification de l'uni de chaussée (PIARC, 1987)

Le classement mentionné ci-dessus concerne la surface longitudinale de la chaussée. Cependant, la surface de la chaussée peut présenter deux autres types :

La rugosité globale aléatoire et l'irrégularité locale spécifique. La rugosité globale aléatoire concerne toute la route, tandis que l'irrégularité locale se présente seulement à une distance limitée le long de la route. Pour un modèle 2D du véhicule, le profil longitudinal de l'irrégularité est représenté par sa déviation de son profil théorique. Les irrégularités locales et globales peuvent être décrites par une fonction déterministe. L'irrégularité globale peut aussi être décrite par une fonction de densité spectrale de puissance suivant la norme *ISO 8608 (1991)*. Cette approche n'est pas adaptée aux irrégularités locales ou périodiques *(Delanne et al, 2001 ; Tahami et al, 2009)*.

2.3.1. Irrégularités locales

Les ralentisseurs de vitesse, les tranchées mal remplies et les joints de chaussée sont des exemples de l'irrégularité locale qui génère des vibrations dans le sol et dans les bâtiments avoisinants pendant le passage de poids lourds. En France, selon le CERTU (Centre d'études sur les réseaux, les transports, l'urbanisme et les constructions publiques), on distingue trois catégories de ralentisseurs, *(CERTU, 2009)* :

- les ralentisseurs du type dos d'âne et du type trapézoïdal qui sont normés et réglementés.

- les ralentisseurs de type coussin et plateau qui sont généralement recommandés.

- les « dos d'âne courts » et les « trapézoïdaux courts » qui sont fréquemment utilisés sur des voiries privées (parkings et propriétés privées...).

2.3.2. Rugosité globale aléatoire

La rugosité globale de la surface de la route est un exemple typique d'un processus aléatoire. Selon *Gillespie (1981)*, la rugosité de la chaussée peut être décrite comme un processus aléatoire bidimensionnel en utilisant la densité spectrale de puissance (DSP) en fonction du nombre d'ondes ($k_y=2\pi/\lambda_y$). Par définition, la densité spectrale de puissance (DSP) d'une chaussée est une représentation statistique de l'importance des diverses longueurs d'onde de la rugosité de la chaussée. En fait, la longueur d'onde est un facteur déterminant pour la représentation de la rugosité aléatoire. La rugosité à courte longueur d'onde induit des mécanismes agissant à faible profondeur dans la chaussée. Elle peut apparaître, suite à des défauts de mise en place du revêtement ou à des dégradations de la fondation de la chaussée. Les rugosités à grande longueur d'onde sont associées à des mécanismes agissant à des profondeurs importantes. Elles sont souvent associées aux déformations du sol de base (*Brown et al, 2010*). Les irrégularités périodiques ou discrètes, telles que les nids-de-poule ou les joints, sont mal décrites par la DSP.

Sur la base de l'analyse d'un certain nombre de mesures effectuées sur diverses conditions de la surface de chaussée, *Dodds & Robson (1973)* et *Sun (2003)* ont présenté une série des fonctions DSP de la rugosité. Ces fonctions sont obtenues en ajustant la DSP mesurée de la rugosité par la technique de régression. La forme générale du déplacement DSP de la surface de chaussée est donnée comme suit :

$$\varphi(n) = \varphi(n_0) \left(\frac{n}{n_0}\right)^{-\alpha}$$
 Eq. 2.1

 n_0 (= 0,1 cycles/m) est la fréquence spatiale de référence, α est un exposant de la pente de DSP, et (n) est la fréquence spatiale (cycles/m). La valeur de $\varphi(n_0)$ dépend du degré de rugosité (Tableau 2.2). Cette classification est faite avec l'hypothèse d'une vitesse constante du véhicule et en prenant α égal à 2. Sur la base de cette spécification, la rugosité d'une chaussée dans le domaine temporel peut être simulée par l'application de la transformée inverse de Fourier sur la fonction DSP comme suit (*Shi et el, 2008*) :

$$r(x) = \sum_{k=1}^{N} \sqrt{2\varphi(n_k)\Delta n} \cos(2\pi n_k X + \theta_k)$$
 Eq. 2.2

 $n_{\rm k}$ est l'angle aléatoire de phase uniformément distribué entre 0 et 2π .

La norme *ISO 8608 (1991)* traite la classification de la surface de chaussée. Cette classification est fondée sur des mesures in situ. Elle donne également les densités spectrales de puissance pour différentes catégories de routes. Huit catégories (de A à H) sont définies en fonction de la DSP de la chaussée (Tableau 2.2).

Class de la rugosité	$\varphi(n_0)(*10^{-6} m^3/cycle)$
А	1
В	5
С	20
D	80
Е	256
G	1024
Н	4096

Tableau 2.2 : Classification	de la rugosité des	s chaussées selon	ISO 8608	(Lombaert,	2001)
------------------------------	--------------------	-------------------	----------	------------	-------

Comparaison entre les deux types d'irrégularités

En règle générale, la rugosité aléatoire peut entraîner des forces dynamiques aléatoires qui sont jusqu'à 15% plus élevées que les forces statiques correspondantes *(OECD, 1997)*. En tenant compte que les chaussées ne sont jamais complètement lisses et les véhicule ne sont jamais complètement inerte dynamiquement, les vibrations aléatoires sont toujours susceptibles d'être présentes dans le sol. Ces vibrations sont pourtant relativement faibles pour être perçues, même par des observateurs très proches de la source. À titre d'exemple, les marches d'escalier aux joints (dépassant d'environ 4 mm), les nids de poule ou les ralentisseurs (plus de 25 mm d'amplitude) semblent être assez importants pour dominer sur l'effet de la rugosité aléatoire. Les irrégularités locales spécifiques, telles que les nids-depoule, les fissures et les ralentisseurs peuvent augmenter considérablement la force dynamique du pneu agissant sur la chaussée. La force dynamique peut être jusqu'à 80% plus élevée que la force statique. Par conséquent, les irrégularités locales spécifiques constituent la cause principale des vibrations du trafic routier par rapport à la rugosité globale.

2.4. Modélisation numérique

2.4.1. Modèle dynamique du véhicule

Ces dernières années, plusieurs méthodes ont été proposées pour la détermination de la charge dynamique induite lors du passage d'un véhicule sur une irrégularité de la chaussée. Certains auteurs ont supposé que la charge dynamique peut-être représentée par une demi-

onde sinusoïdale avec une fréquence déduite du temps de charge-décharge lors du passage du véhicule sur la surface de contact *(Hunaidi et Rainer, 1991 ; Grandi et al, 2007).*

Plusieurs modèles discrets mathématiques ont été proposés pour la modélisation dynamique des véhicules. Ces modèles sont composés de masses discrètes, ressorts et amortisseurs. La carrosserie du véhicule et les essieux sont modélisés comme des éléments rigides. Selon *Cebon(1993)*, l'influence vibratoire des éléments structurels tels que le châssis du véhicule est négligeable. Le système de suspension, situé entre la carrosserie du véhicule et les essieux, réduit les vibrations induites par la chaussée et les empêche d'arriver à la carrosserie. La carrosserie du véhicule est donc appelée la masse suspendue, tandis que les essieux du véhicule sont les masses non suspendues. Les pneus sont également décrits par un système de ressort-amortisseur. La taille de l'empreinte du pneu varie entre 0,1 et 0,35 m, elle est relativement faible par rapport à la longueur d'onde liée à l'irrégularité de la chaussée (entre 0,5 et 50 m). Le contact entre le pneu et la chaussée peut être ainsi considéré comme un point de contact. Cette hypothèse n'est pas valide pour des longueurs d'onde plus petites que l'empreinte pneumatique *(Cebon 1993, Lombaer, 2001)*.

Différents modèles discrètes ont été proposés. Ces modèles varient de modèles simplifiés 2 DDL à des modèles plus complexes avec plusieurs degrés de liberté :

- *Sun et Deng (1998), Watts et Krylov (2000)* ont utilisé un modèle quart de véhicule à 2 DDL pour déduire la charge dynamique due à l'interaction entre les véhicules lourds et les chaussées (Fig. 2.3a).

- *Cebon (1993)* et *Misaghi (2010)* ont proposé un autre modèle à 3 DDL appelé « le balancier» pour étudier l'impact dynamique du véhicule sur la chaussée (Fig. 2.3b).

- Lombaert et Degrande (2003), Rao et Narayanan (2008), Nguyen et Tran (2010) & Barbosa (2012) ont utilisé un modèle de demi-véhicule longitudinal à 4 DDL pour un camion à deux essieux.

- Des modèles plus sophistiqués, tels que le modèle à 7 DDL *(Law et al, 2005)* ou le modèle à 8 DDL *(Harris et al, 2007)* pour un camion semi-remorque (Fig. 2.3c) ont été utilisés pour analyser la réponse dynamique d'un pont.





Figure 2.3 : Différents modèles du véhicule : (a) modèle quart du véhicule (D'Apuzzo, 2007) ;
(b) balancier (Cebon, 1993), (c) model à 8DDL (Harris et al, 2007)

Dans ce travail, un modèle de demi-véhicule longitudinal est utilisé pour la détermination de la réponse dynamique du véhicule due à l'irrégularité de la chaussée. Ce modèle prend en compte le mouvement de tangage et de rebondissement de la caisse du véhicule, le rebondissement des essieux et l'effet du centre de gravité. Les différences entre les caractéristiques des amortisseurs et des ressorts avant et arrière peuvent aussi être modélisées correctement (Fig. 2.4).



Figure. 2.4 : Modèle demi-véhicule longitudinal à 4DDL

Les équations de mouvement sont obtenues en utilisant la méthode de Lagrange appliquée aux corps rigides regroupés *(Mourad, 2010 ; Barbosa, 2011)*. Les équations d'équilibre de mouvement d'un véhicule peuvent être alors écrites sous la forme suivante :

$$m_s \ddot{x}_{s+} + c_{s1}(\dot{x}_{s1} - \dot{x}_{u1}) + c_{s2}(\dot{x}_{s2} - \dot{x}_{u2}) + k_{s1}(x_{s1} - x_{u1}) + k_{s2}(x_{s2} - x_{u2}) = 0$$
 Eq. 2.3.a

$$I_s \ddot{\theta}_s + l_1(c_{s1}(\dot{x}_{s1} - \dot{x}_{u1}) + k_{s1}(x_{s1} - x_{u1})) - l_2(c_{s2}(\dot{x}_{s2} - \dot{x}_{u2}) + k_{s2}(x_{s2} - x_{u2})) = 0$$
 Eq. 2.3.b

$$m_{u1}\ddot{x}_{u1} - c_{s1}(\dot{x}_{s1} - \dot{x}_{u1}) - k_{s1}(x_{s1} - x_{u1}) + k_{t1}(x_{u1} - x_{r1}) = 0$$
 Eq. 2.3.c

$$m_{u2}\ddot{x}_{u2} - c_{s2}(\dot{x}_{s2} - \dot{x}_{u2}) - k_{s2}(x_{s2} - x_{u2}) + k_{t2}(x_{u2} - x_{r2}) = 0$$
 Eq. 2.3.d

Les équations 2.3 peuvent être écrites sous la forme matricielle (Law el al, 2004) :

$$[M](X) + [C](X) + [K](X) = (P)$$
 Eq. 2.4

Modélisation numérique des vibrations induites par le trafic routier

Chapitre 2

$$[M] = \begin{bmatrix} m_s & 0 & 0 & 0 \\ 0 & I_s & 0 & 0 \\ 0 & 0 & m_{u2} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & m_{u1} \end{bmatrix} , \qquad [C] = \begin{bmatrix} c_{s1} + c_{s2} & c_{s1}l_1 + c_{s2}l_2 & -c_{s2} & -c_{s1} \\ c_{s1}l_1 + c_{s2}l_2 & c_{s2}l_2^2 + c_{s1}l_1^2 & -c_{s2}l_2 & -c_{s1}l_1 \\ -c_{s2} & -c_{s2}l_2 & c_{s2} & 0 \\ -c_{s1} & -c_{s1}l_1 & 0 & c_{s1} \end{bmatrix}$$

$$[K] = \begin{bmatrix} k_{s1} + k_{s2} & k_{s1}l_1 + k_{s2}l_2 & -k_{s2} & -k_{s1} \\ k_{s1}l_1 + k_{s2}l_2 & k_{s2}l_2^2 + k_{s1}l_1^2 & -k_{s2}l_2 & -k_{s1}l_1 \\ -k_{s2} & -k_{s2}l_2 & k_{s2} + k_{t2} & 0 \\ -k_{s1} & -k_{s1}l_1 & 0 & k_{s1} + k_{t1} \end{bmatrix}, \quad (P) = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ P_2 \\ P_1 \end{bmatrix} \qquad X = \begin{bmatrix} x_s \\ \theta_s \\ x_{u2} \\ x_{u1} \end{bmatrix}$$
Eq. 2.5

 m_{s} , m_{u1} et m_{u2} désignent les masses de la carrosserie et des essieux avant et arrière respectivement ; Is représente le moment d'inertie de la masse de caisse ; C_{s1} , C_{s2} , K_{s1} , K_{s2} sont le coefficient d'amortissement et la rigidité de ressort du système de suspension avant et arrière, respectivement ; k_{t1} et k_{t2} sont les raideurs des pneus avant/arrière ; l_1 et l_2 sont la position relative des essieux et $l = l_1 + l_2$ (Fig. 2.4).

Le paramètre θ_s désigne la rotation au centre de gravité et x_s est le déplacement vertical de la caisse du véhicule au centre de gravité. x_s et θ_s sont donnés par les équations suivantes :

$$x_{S} = (l_{2}x_{sl} + l_{1}x_{s2}) / l$$
 Eq. 2.6

 x_{s1} et x_{s2} sont le déplacement vertical de la caisse du véhicule à la position de suspension avant et arrière, respectivement ; x_{r1} et x_{r2} sont l'excitation due à l'irrégularité de la surface de chaussée à l'emplacement des pneus avant / arrière. P₁ et P₂ sont des forces d'interaction entre les essieux avant et arrière et la chaussée :

$$P_1(t) = K_{t1}(x_{u1}(t) - x_{r1}(t))$$
 $P_2(t) = K_{t2}(x_{u2}(t) - x_{r2}(t))$ Eq. 2.7

Les modes propres du véhicule jouent un rôle important dans la génération de vibrations induites par la circulation. Le calcul des modes propres du véhicule peut être réalisé par la recherche des valeurs propres du système décrit par l'équation 2.5. La solution de cette équation nous donne les fréquences propres correspondant aux mouvements principaux d'un

modèle à 4 DDL. En général, deux groupes de modes propres contrôlent la réponse du véhicule dans le sens vertical :

- Modes à basse fréquence, entre 0,8 et 3 Hz, dans lesquels la caisse au-dessus de chaque essieu bouge en phase avec l'essieu. Ces modes sont le rebondissement vertical si les essieux avant et arrière du véhicule sont en phase, et le mode de tangage si les essieux avant et arrière sont en opposition de phase (Fig. 2.5). Ces modes sont excités lorsque le véhicule circule à des vitesses normales sur des chaussées dont le profil présente des ondulations avec des longueurs d'ondes (λ = 3 à 20m). La fréquence et l'ampleur de la réponse liée à ces modes (basse fréquence) sont fortement affectées par la conception de la suspension (*Hajek et al, 2006*).

- Le deuxième groupe des modes correspond au rebondissement des essieux (masse non suspendue), généralement entre 8 et 15 Hz. Ces modes sont excités par des chaussées présentant des longueurs d'onde courtes (moins de 3 m) comme les nids-de-poule, des tranchées mal rebouchées, des joints d'expansion et les ralentisseurs de courte largeur.



Figure 2.5 : Les modes propres du véhicule, le rebondissement de la caisse (1), tangage de la caisse (2), rebondissement de l'essieu avant et arrière (3, 4)

L'analyse fréquentielle du modèle proposé nous donne les fréquences propres du camion, 10,8 et 12,4 Hz, qui correspondent au rebondissement d'essieu avant et arrière ; et 1,9 et 1,4 Hz, qui correspondent au rebondissement et au tangage de la caisse du véhicule, respectivement.

2.4.2. Charge dynamique appliquée par le véhicule

Les charges dynamiques d'essieu sont calculées par la résolution de l'équation différentielle du mouvement (Equation 2.4) en utilisant la méthode de Runge-Kutta du quatrième ordre (RK4). Cette méthode est couramment utilisée pour la résolution des équations différentielles ordinaires (EDO). Compte tenu du fait que le profil de route a été utilisé comme une entrée au modèle de véhicule, l'intervalle d'échantillonnage de profil de la route et la vitesse du véhicule déterminent le pas du temps de l'intégration. Ainsi, une intégration à pas de temps entre 5 ms et 20 ms a été jugée adéquate.

Le modèle du véhicule est pris d'après *Lombaert et Degrande (2003)*. Les paramètres du modèle sont déterminés par des données fournies par le constructeur de camions, le pesage du véhicule et par un ajustement de la réponse mesurée et prédite du véhicule (tableau 2.3).

<i>m</i> _s =9000 kg	k _{s1} =0,32.10 ⁶ N/m	<i>c_{s1}</i> =10050 N s/m
I_s =35000 kgm ²	k_{s2} =0,61.10 ⁶ N/m	<i>c_{s2}</i> =16000 N s/m
<i>m_{u1}</i> =400 kg	k_{tl} =1,5.10 ⁶ N/m	<i>L_I</i> =3,72 m
<i>m_{u2}</i> =600 kg	k_{t2} =3.10 ⁶ N/m	<i>L</i> ₂ =1,49 m

Tableau 2.3 : Caractéristique du modèle utilisé pour le véhicule (Lombaert et Degrande,
2003).

L'irrégularité de la chaussée correspond à un plateau artificiel de la circulation avec deux rampes et une section longitudinale au milieu, comme illustré dans la figure 2.6. La hauteur de plateau est égale à H = 0,054 m, deux pentes de longueur $\ell = 0,3$ m et une partie plate supérieure avec une longueur L=1,3 m. Le profil de l'irrégularité est exprimé dans le domaine temporel en fonction de la vitesse du véhicule. L'équation 2.8 décrit la fonction mathématique du plateau artificiel :





Figure 2.6 : Le profil longitudinal de l'irrégularité utilisée dans la validation *(Lombaert et Degrande, 2003)*

La figure 2.7 illustre la charge à l'essieu avant du camion pour deux vitesses du véhicule, V = 30 et 58 km/h. Les résultats sont en bon accord avec ceux obtenus par les fonctions de réponse en fréquence (FRF) *(Lombaert et Degrande, 2003)*.



Figure 2.7 : Évolution temporelle de la charge à l'essieu avant pour le passage du véhicule sur le plateau artificiel à deux vitesses du véhicule : (a) V=30 km/h et (b) V=58 km/h.

2.4.3. Modélisation du système véhicule-chaussée-sol

Le modèle numérique est validé à l'aide des données expérimentales *(Lombaert et Degrande, 2003)*. Les amplitudes des vibrations sont mesurées à la surface du sol adjacent d'une route lors du passage d'un camion Volvo FL6 (Fig. 2.4) sur l'irrégularité artificielle illustrée dans la figure 2.6 à des vitesses entre 23 et 58 km/h. La figure 2.8 montre le plan de la route et les points de contrôle utilisés dans le site d'expérimentation.



Figure 2.8 : Schéma des positions de la route et des positions des points de mesures.

Le sol et la chaussée sont modélisés comme des couches homogènes stratifiées dans un domaine semi-infini. La chaussée se compose de trois couches principales : une couche supérieure d'asphalte, une couche de pierres écrasées et une couche de béton. Le tableau 2.4 résume les différentes caractéristiques de la chaussée : l'épaisseur de couche (d), le coefficient de Poisson (v), le module de Young (E) et la densité (ρ).

Tableau 2.4 : Caractéristique des couches de la chaussée

Couche	D (m)	ν	ρ (kg/m ³)	E (MPa)
Asphalte	0,15	0,33	2100	9150
Pierres écrasées	0,2	0,45	2000	500
Béton écrasé	0,25	0,45	1800	200

Les couches du sol support sont constituées principalement de limon. Leurs caractéristiques sont résumées dans le tableau 2.5 (*Lombaert et Degrande, 2003*).

Couche	D (m)	ν	ρ (kg/m ³)	E (MPa)
1	0,5	0,33	1900	57
2	0,5	0,33	1900	133
3	1,5	0,33	1900	223
4	6	0,47	2000	322
5	x	0,47	2000	1288

Tableau 2.5 : Caractéristique des couches du sol support

2.5. Validation du modèle numérique

2.5.1. Description du code utilisé

La modélisation numérique a été effectuée avec le logiciel FLAC^{3D} qui utilise un schéma explicite en différences finies. La figure 2.9 présente la séquence basique du calcul. La procédure commence par les équations d'équilibre dynamique pour dériver les nouvelles vitesses et les nouveaux déplacements à partir des contraintes et forces en jeu. Ensuite les taux de déformation sont déduits des vitesses et la loi de comportement du matériau est utilisée pour déduire de nouvelles contraintes et forces. Le principe fondamental de la résolution explicite est que chaque boîte de la figure 2.9 remet à jour toutes les variables qu'elle doit traiter à partir de valeurs connues et qui restent fixes durant l'étape du calcul. Le critère de convergence pour contrôler la fin d'un cycle de calcul est basé sur l'état d'équilibre de l'ensemble des éléments. Le programme teste pour chacun élément le déséquilibre de forces et retient la force maximale non équilibrée.



Figure 2.9 : Cycle de base de calcule par la méthode explicite de différence finies utilisé dans le modèle numérique *(Baillaux, 1993)*

Différentes lois de comportement peuvent être utilisées pour la modélisation du comportement des matériaux. Toutefois, compte tenu du faible niveau de déformations induites par la circulation, un modèle élastique linéaire est généralement utilisée pour l'étude de la propagation d'ondes induites par la circulation *(Rasmussen et al, 2001 ; Grandi et al, 2007)*. Dans ce travail, nous avons retenu ce modèle.

2.5.2. Amortissement

Amortissement de Rayleigh

L'amortissement visqueux constitue le mécanisme couramment utilisé dans l'analyse de l'atténuation des vibrations. La quantité d'énergie dissipée dépend des propriétés des matériaux, de la fréquence des vibrations et de l'amplitude. L'amortissement de Rayleigh est généralement utilisé dans la modélisation numérique. La matrice d'amortissement est calculée à partir de la matrice de masse et la matrice de rigidité :

$$C = \alpha_{\rm R}.M + \beta_{\rm R}.K \qquad \qquad \text{Eq. 2.9}$$

 α_R est le facteur d'amortissement lié à la masse, β_R le facteur d'amortissement lié à la rigidité du matériau. Le taux d'amortissement ξ , pour une fréquence particulaire des vibrations (ω_i), peut être défini :

$$\xi = \frac{\alpha_R}{2\omega_i} + \frac{\beta_R \omega_i}{2}$$
 Eq. 2.10

Il est évident que la portion de l'énergie dissipée par l'amortissement de Rayleigh dépend de la fréquence utilisée. Néanmoins, cet amortissement a un domaine pour lequel la réponse est pratiquement indépendante de la fréquence utilisée (Fig. 2.10).



Figure 2.10 : Variation de l'amortissement avec la fréquence

Dans le cas d'un chargement harmonique, la détermination de la fréquence de cet amortissement est relativement simple, car la fréquence de charge domine le mouvement. Par contre, les charges dynamiques induites par les véhicules présentent plusieurs fréquences dominantes, cela rend la détermination de cette fréquence plus difficile. Une estimation préliminaire peut être réalisée par une analyse fréquentielle du chargement et de la fréquence propres du site ; la fréquence centrale d'amortissement est choisie au centre de la plage des fréquences présentées dans la simulation numérique *(Khalil, 2009)*.

Amortissement Local

L'amortissement local a été initialement développé pour assurer l'équilibre des simulations statiques ou quasi-statiques. Il est mis en œuvre en ajoutant ou en soustrayant la masse à partir d'un nœud à certains moments au cours d'un cycle d'oscillation. Puisque la quantité ajoutée est égale à la somme soustraite, la masse globale est conservée. La masse est ajoutée lorsque la vitesse change son signe et soustrait quand elle passe par un point

maximum ou minimum. La quantité d'énergie enlevée (Δw) est proportionnelle au maximum d'énergie de déformation transitoire (W). Le ratio $\Delta w/W$ est lié à la fraction d'amortissement critique D *(Kolsky, 1963)* par l'expression suivante :

$$\partial L = \pi . D$$
 Eq. 2.11

 ∂_L est le coefficient d'amortissement local. L'utilisation de ce type d'amortissement est plus simple que celle de Rayleigh parce qu'il est indépendant de la fréquence. Cela semble utile dans notre modélisation car les éléments de la chaussée représentent des zones ou la vitesse de propagation des ondes sismiques est très élevée, ce qui conduit à un pas de temps très petit si on utilise un amortissement de type Rayleigh, *(Hatem, 2009)*.

Dans cette étude, un amortissement de type Rayleigh est considéré pour les couches du sol et de type « amortissement local » pour l'ensemble de la chaussée. La fraction d'amortissement est de 5% pour l'ensemble du modèle.

2.5.3. Frontières absorbantes

La modélisation des problèmes géotechniques implique des modèles qui, à l'échelle de l'analyse, sont généralement représentés comme des milieux bornés. L'utilisation des éléments spéciaux à la frontière du domaine du sol devient indispensable pour tenir compte des caractères non bornés du domaine. Les frontières visqueuses permettent de produire le mouvement en champ libre en absorbant les ondes venant de la source. Ceci permet de réduire le domaine du modèle et par conséquent le temps du calcul.

Le code FLAC^{3D} utilise les formulations des frontières visqueuses proposées par *Lysmer et Kuhlemeyer (1969)*. Cette méthode est basée sur l'utilisation d'une série d'amortisseurs indépendants dans les directions normale et tangentielle. Ces frontières sont efficaces pour absorber des ondes qui arrivent avec un angle d'incidence supérieur à 30°; l'absorption de l'énergie est indépendante des fréquences. Les coefficients de ces amortisseurs sont constants en fonction des vitesses des ondes de compression et de

cisaillement. Les valeurs des forces d'amortissement normal et de cisaillement, sont données par l'équation 2.12 :

$$\tau_n = -\rho.C_p.\nu_n$$

$$\tau_s = -\rho.C_s.\nu_s$$

Eq. 2.12

 ρ correspond à la densité; C_p, et C_s sont les vitesses des ondes longitudinales et de cisaillement, respectivement; ν_n , ν_s sont les composantes normales et de cisaillement de la vitesse.

Ces amortisseurs fournissent des forces de traction normales et de cisaillement qui sont introduites dans les équations de mouvement. De cette façon, les ondes générées ne souffrent d'aucune déformation, puisque la frontière libre fournit des conditions qui sont similaires à celles d'un milieu infini. Cette méthode, intégrée dans le programme FLAC^{3D}, a été utilisée dans les simulations présentées dans ce travail (Fig. 2.11).



Figure 2.11 : Conditions aux limites utilisées dans la modélisation : Frontières absorbantes.

2.5.4. Maillage et implantation de la charge mobile

La taille de l'élément du maillage doit être suffisamment petite pour que le maillage puisse transmettre les ondes d'une façon appropriée et sans distorsion numérique. Cette taille dépende des fréquences mises en jeu et de la vitesse de propagation des ondes. *Kuhlmeyer et* *Lysmer (1973)* ont montré que la taille de l'élément Δl doit être plus petite qu'un huitième à un dixième de la longueur d'onde. Par conséquent, la fréquence maximale qui peut être modélisée correctement pour un maillage spécifique est donnée par :

$$f \le \frac{Vs}{10\,\Delta l} \iff \Delta l \le \frac{\lambda}{10}$$
 Eq. 2.13

Le maillage utilisé dans la modélisation numérique est illustré dans la figure 2.12. Il comprend 53,130 éléments à 8-nœuds. La taille du modèle est de 30*21*15 m³ (longueur/ largeur/ profondeur). En raison de la symétrie de la géométrie et du chargement, la moitié du domaine est prise en considération. Les calculs sont effectués avec les conditions aux limites suivantes :

- La base du massif du sol est supposée rigide.
- Les déplacements en direction de l'axe x sont bloqués le long du plan de symétrie y-z
- Amortisseurs visqueux sont utilisés aux frontières latérales.

La trajectoire du véhicule à la surface de la chaussée est discrétisée par des éléments carrés $(0,3 \text{ m}^2)$ correspondant à l'empreinte du pneu.



Figure 2.12 : Modèle numérique 3D avec des frontières absorbantes (57,936 nœuds, 53,130 éléments)

La charge par essieu est appliquée sur les éléments de la trajectoire comme une pression déduite du domaine temporel de la charge et de la vitesse du véhicule comme suit :

- Le temps de passage sur un élément d'une taille Δx (0,3 m dans notre cas) pour une vitesse du véhicule V est égale à $\Delta T = \Delta x / V$.

- La charge d'essieu est divisée dans le domaine temporel en L intervalles de largeur égale à ΔT . La charge dynamique est discrétisée en utilisant un pas de temps $\Delta t = 0,0005$ s. Ce pas de temps est suffisant pour reproduire correctement la charge.

À titre d'exemple, pour une vitesse de véhicule V=60 km/h (=16,67m/s), le temps nécessaire pour passer sur un élément (0,3*0,3 m²) est d'environ ΔT =0,3/16,67=0,018s. Par conséquent, la pression appliquée sera représentée par n = $\Delta T/\Delta t$ = 0,018/0,0005= 36 points sur chaque élément.

La figure 2.13 présente le schéma des étapes successives adoptées dans la modélisation numérique.

Equations différentielles du mouvement du (véhicule-chaussée) Charge dynamique du véhicule due à l'irrégularité de chaussée Implémentation de la charge dynamique mobile dans un modèle en différence finies Calcul de l'amplitude des vibrations induites

Figure 2.13 : Schéma des étapes de la modélisation numérique.

2.5.5. Résultats

Les figures 2.14 et 2.15 montrent une comparaison entre l'amplitude des vibrations calculée avec celle mesurée in situ à plusieurs distances de la source pour une vitesse du

véhicule de 30 km/h. Deux vitesses particulaires verticales et transversales (V_z et V_x) sont comparées à des distances de X=8 m et 16 m du véhicule.



Figure 2.14 : Vibrations verticales mesurées et calculées en champ libre pour une vitesse de véhicule V = 30 km/h à deux distances : (a) D=8m ; (b) D=16m.



Figure 2.15 : Vibrations transversales mesurées et calculées en champ libre pour une vitesse V= 30 km/h à deux distances : (a) D=8m ; (b) D=16m.

Le chargement appliqué par un véhicule sur la chaussée est similaire à un choc vertical appliqué à l'origine du système de référence. Cet impact produit des ondes avec une composante transversale Vx et avec une composante verticale Vz. Dans notre cas, la charge mobile n'est pas appliquée à une seule position fixée et la composante horizontale Vy contribue aussi à la réponse du sol. Ces remarques sont confirmées par les observations de *Taniguichi & Sawada (1979)* sur des essais similaires. Les vibrations horizontales (V_y) sont relativement faibles et négligées dans ce travail. La comparaison entre les mesures et le calcul montre :

- Un bon accord entre les résultats numériques et les mesures in situ. L'amplitude des vibrations dans la direction verticale pour les deux distances X = 8 m et X = 16 m sont du même ordre de grandeur.

- Dans le sens transversal, le modèle numérique donne des résultats acceptables à X = 8 m, mais sous-estime l'amplitude à X = 16m.

Nous constatons deux parties principales dans la variation de l'amplitude des vibrations avec le temps : la première correspond au passage du premier essieu sur le plateau de circulation, alors que la seconde correspond au passage du deuxième essieu. Pour chaque partie, deux pics sont observés qui correspondent aux phases de la montée et de la descente du véhicule sur le plateau de la circulation, respectivement.

L'intervalle de temps entre les deux parties correspond bien au temps nécessaire ($\Delta T_{arrièr}$) pour que l'essieu arrière atteigne le plateau et effectue son impact :

$$\Delta T_{arière} = \frac{empattement \ du \ véhicule \ (m)}{vitesse \ (m/s)} = \frac{5,21}{8,3} = 0,625s \qquad Eq. \ 2.14$$

2.6. Influence de l'irrégularité de la chaussée

Comme nous l'avons constaté précédemment, l'irrégularité de la chaussée peut être soit locale soit globale. Dans la suite, nous allons étudier l'influence de deux types d'irrégularité sur l'amplitude des vibrations en champ libre. Dans la suite, la stratification du sol est négligée et le sol est considéré comme homogène avec un module de Young E=60 MPa.

2.6.1. Rugosité globale aléatoire

Pour analyser l'effet de la rugosité globale de la chaussée sur l'amplitude des vibrations en champ libre, la classification de *l'ISO 8608 (1991)* est utilisée pour la rugosité de la chaussée. Faisant référence à l'équation 2.2, quatre conditions de la surface de chaussée ont été considérées comme des données dans le modèle couplé (véhicule-chaussée) :

(1) très bon état $\varphi(n_0) = 5.10^{-6} \text{ m}^3/\text{cycle}$; (2) bon état $\varphi(n_0) = 20.10^{-6} \text{ m}^3/\text{cycle}$; (3) état intermédiaire $\varphi(n_0)=80.10^{-6} \text{ m}^3/\text{cycle}$; et (4) mauvais état $\varphi(n_0)=256.10^{-6} \text{ m}^3/\text{cycle}$. n₁ et n₂ dans l'équation 2.1 sont proposés à 0.01 et 2.0 cycle/m pour la chaussée, respectivement *(ISO 8608, 1991)*.

La figure 2.16 illustre les profils longitudinaux calculés selon l'équation 2.2 pour les quatre catégories considérées de la chaussée à une vitesse constante du véhicule V=30 km/h. On note que :

- La variation de l'élévation de la surface de chaussée croit quand le niveau de la chaussée diminue.

- L'état de la surface des chaussées diminue d'un niveau lorsque la valeur de $\varphi(n_0)$ augmente d'environ de quatre fois.

Ces profils longitudinaux calculés sont ensuite utilisés comme de données dans les équations différentielles du système couplé (Véhicule-chaussée). La résolution numérique de ces équations nous permet de calculer l'impact dynamique induit par le passage du véhicule sur les différentes catégories de la chaussée.



Figure 2.16 : Profil de la chaussée pour différentes catégories de la route ; (a) chaussée en très bon état ; (b) bon état ; (c) état moyen ; (d) mauvais état

La figure 2.17 montre les charges dynamiques du véhicule induites lors du son passage sur les quatre catégories de chaussée. Il est clair que la condition des chaussées affecte considérablement la charge dynamique. En fait, l'impact dynamique des pneus augmente avec la détérioration de l'état de la chaussée. Les résultats montrent que le déclin de l'état de la surface des chaussées d'un niveau fait doubler les charges dynamiques. À titre d'exemple, la charge dynamique augmente de 5 à 10 kN quand l'état de la chaussée varie de très bon état à bon état, et elle augmente de 20 à 40 kN quand l'état de la chaussée se passe de moyen à mauvais.



Figure 2.17 : Charges d'essieu avant pour les différentes catégories de la chaussée : (a) chaussée en très bon état ; (b) bon état ; (c) état moyen ; (d) mauvais état.

Les charges dynamiques illustrées dans la figure 2.17 sont introduites dans le code FLAC^{3D} pour calculer l'amplitude des vibrations à différentes vitesses du véhicule. La figure 2.18 montre un exemple de variation de l'amplitude verticale à la surface du sol lors du passage du véhicule sur les différentes catégories de la chaussée à une vitesse 60 km/h. Une réduction très significative des vibrations avec la distance est observée due aux amortissements matériel et géométrique. Les résultats montrent aussi que la détérioration de

l'état de la chaussée se traduit par une augmentation importante dans l'amplitude des vibrations, surtout quand l'état de la chaussée se rapproche de la mauvaise situation.



Figure 2.18 : Evaluation de l'amplitude (V_z) en fonction de la distance et l'état de la chaussée (Vitesse=60km/h)

Les Tableaux 2.6 et 2.7 montrent une comparaison de l'amplitude verticale (Vz) et transversale (Vx) en fonction de la distance du véhicule. Ces résultats démontrent que la rugosité de la chaussée a une grande influence sur l'amplitude des vibrations induites par la circulation. À titre d'exemple, le passage du véhicule sur une chaussée en mauvais état induit des vibrations dix fois plus grandes que celles dues à la chaussée en bon état.

De plus, les vibrations induites dans la zone proche du véhicule sont généralement plus importantes dans la direction verticale que dans la direction horizontale. Mais, lorsque la distance de la source augmente, les vibrations verticales et horizontales se rapprochent. En outre, toutes les amplitudes maximales calculées se trouvent en dessous des valeurs limites admises selon les critères humains (2,5 mm/s), à l'exception du cas d'une mauvaise chaussée et à distance très proche du véhicule où l'amplitude ne dépasse guère la valeur limite admise.

	V _z (mm/s)								
Di	Distance (m) 3 7 11 15 19 23								
Etat de la chaussée	Mauvais	3,17	2,02	1,19	0,87	1,01	0,76		
	Moyen	2,44	1,24	0,85	0,45	0,51	0,48		
	Bon	0,75	0,29	0,21	0,10	0,12	0,11		
	Très bon	0,32	0,16	0,11	0,04	0,07	0,05		

Tableau 2.6 : Evolution de l'amplitude verticale des vibrations pour différentes catégories de la chaussée, V= 60 km/h

Tableau 2.7. Evolution de l'amplitude verticale des vibrations pour différentes catégories de la chaussée, V= 60 km/h

	V _x (mm/s)								
Di	Distance (m) 3 7 11 15 19 23								
-	Mauvais	1,35	1,61	1,45	1,20	0,40	0,55		
de la ssée	Moyen	0,75	0,92	0,80	0,66	0,22	0,31		
Etat chau	Bon	0,257	0,25	0,20	0,16	0,05	0,08		
	Très bon	0,12	0,08	0,083	0,073	0,036	0,034		

2.6.2. Irrégularité locale

Des études expérimentales des vibrations induites par le trafic routier ont indiqué que les nuisances des vibrations sont dues aux irrégularités locales. *Watts (1988 ; 1989)* a trouvé expérimentalement que les nuisances vibratoires sont générées principalement par un trafic dense sur une irrégularité locale. *(Hunaidi & Rainer, 1991)* ont observé expérimentalement que les amplitudes des vibrations dues à des irrégularités locales sont dix fois plus élevées que celles dues à la rugosité globale. La prise en compte de l'irrégularité locale peut se faire par la déviation r(z) à un point (y) le long de la route. Les analyses ont été réalisées avec une vitesse de véhicule V = 30 km/h pour trois types de ralentisseurs routiers comme le montre la figure. 2.19.

Ces ralentisseurs de vitesse sont choisis conformément à la réglementation française donnée par la recommandation du CERTU *(CERTU, 2009)* et les fabricants industriels :

- Coussin de vitesse avec une longueur de 2m dont deux rampes de 0,5m ;

- Bosse de vitesse avec une forme sinusoïdale, une longueur de 0,5m et une hauteur de 5 cm ;

- Plateau trapézoïdal avec une partie plane de 3m de hauteur et deux rampes de 1m de longueur.



Figure 2.19 : Profils des ralentisseurs (irrégularité locale) utilisés dans la modélisation *(CERTU, 1994)*.

La figure 2.20 montre les charges d'essieu avant induites lors du passage du véhicule sur les trois types de ralentisseurs. Ces charges sont calculées dans le domaine temporel pour une vitesse de véhicule de 30 km/h. Le contenu fréquentiel de ces charges est calculé par la transformée de Fourier (Figure 2.21). Cette figure montre que pour les ralentisseurs (1) et (3), la fréquence dominante est proche de 2 Hz, ce qui correspond au mode de rebondissement et tangage de la caisse. La fréquence dominante due au ralentisseur (2) est proche de 10 Hz, qui correspond au mode de rebondissement de l'essieu. En tout cas, le contenu fréquentiel est essentiellement situé au-dessous de 25 Hz. Ce résultat est en bon accord avec les mesures réalisées par *Hunaidi et al, (2000)*.

En fait, la largeur limitée de la bosse (cas 2) conduit à un brusque choc dynamique qui est à la fois concentré et élevé. En plus, le passage du véhicule sur un ralentisseur semble engendre une excitation dont la fréquence dépend du paramètre (V/b), soit (b) la largueur de l'irrégularité locale et V la vitesse. Par conséquent, les modes en haute fréquence qui dominent le contenu fréquentiel dans le cas (2) sont dus à sa courte largeur (b=0,5m). Au contraire dans les deux autres cas où l'irrégularité possède une largeur importante, le rebondissement et le tangage de la caisse dominent la réponse dynamique du véhicule.



Figure 2.20 : Variation de la charge d'essieu avant induite par différents ralentisseurs, (V=30km/h)


Figure 2.21 : Contenu fréquentiel des charges d'essieu avant pour différents ralentisseurs (V = 30 km/h)

Ces charges sont appliquées dans le modèle numérique pour calculer l'amplitude des vibrations induites lors du passage du véhicule sur les différents ralentisseurs. Les tableaux 2.8 et 2.9 résument l'influence de différents types de ralentisseurs sur l'amplitude des vibrations induites dans le sol. Le ralentisseur (cas 2) présente la réponse la plus élevée en dépit de sa faible hauteur par rapport aux autres ralentisseurs. En outre, la vibration du sol dans ce cas dépasse le seuil des vibrations admis selon les critères humains voire les critères structurels. Ce résultat est conforme à la recommandation du ministère britannique des transports, qui limite la hauteur des ralentisseurs utilisés comme modérateur de vitesse de circulation à proximité de bâtiments existants à 40 mm (*Traffic Advisory Leaflet, 1996*).

Comme il est expliqué auparavant, les modes en hautes fréquences qui dominent le contenu fréquentiel dans le cas (2) sont dus à sa courte largeur (f= V/b =16Hz). Par contre, quand l'irrégularité possède une largeur plus importante, le rebondissement et le tangage de la caisse dominent la réponse du véhicule ce qui permet au système de suspension de réduire la réponse dynamique du véhicule et par conséquent de réduire l'amplitude des vibrations.

La comparaison entre le ralentisseur (cas 1) et le plateau trapézoïdal (cas 3) montre que la pente de la rampe affecte d'une manière significative l'amplitude des vibrations en champ libre. Le niveau des vibrations du ralentisseur (1) est plus élevé que celui du ralentisseur (3) malgré la plus grande hauteur de ce dernier. La pente du premier ralentisseur est égale à 12%, à comparer à celle du cas (3) qui est égale à (10%). En Belgique, une pente de 5% est imposée pour les ralentisseurs utilisés dans les routes fréquemment traversées par les bus et les poids lourds *(Lombaert, 2001)*. La réglementation et les recommandations techniques relatives aux ralentisseurs utilisés en France sont présentées dans l'annexe A.

Tableau 2.8 : Evolution de l'amplitude verticale des vibrations en champ libre pour les trois ralentisseurs de la figure 2.19 (V = 30 km/h)

	V _z (mm/s)								
Dis	Distance (m) 3 7 11 15 19 23								
Cas	(1)	1,45	0,57	0,42	0,36	0,29	0,19		
	(2)	6,48	2,46	2,08	1,97	1,52	0,93		
	(3)	1,02	0,43	0,28	0,18	0,15	0,13		

Tableau 2.9 : Evolution de l'amplitude transversale des vibrations en champ libre pour les trois ralentisseurs étudiés (V = 30 km/h)

	Vx (mm/s)								
Dis	Distance (m) 3 7 11 15 19 23								
Cas	(1)	1,25	0,76	0,49	0,31	0,26	0,21		
	(2)	4,82	4,27	3,06	1,41	1,23	0,85		
	(3)	0,69	0,43	0,28	0,16	0,13	0,12		

2.7. Influence de la vitesse du véhicule

La vitesse influe l'entrée du modèle dynamique d'un véhicule de deux manières (Gillespie et al, 1993) :

- La relation entre la position longitudinale et le temps est définie par la vitesse du véhicule :

$$Z(x)=Z(v, t)$$
 Eq. 2.15

Z(x) désigne la rugosité en fonction de la position longitudinale (x), (V) est la vitesse du véhicule, et (t) est le temps. Ainsi, les variations de l'élévation de la chaussée sont "décodées ou interprétées" lors du roulement d'un véhicule comme une fonction de la vitesse du véhicule.

- L'empattement d'un véhicule est un facteur important pour l'interaction entre la vitesse du véhicule et la rugosité de la chaussée. Les entrées aux différents essieux d'un véhicule ne sont pas indépendantes. Les variations de l'élévation vues par un essieu sont simplement un délai des variations observées sous l'essieu précédent. Ce délai, dû à l'empattement des essieux, agit comme un «filtre» du profil de la chaussée en fonction de la longueur d'onde de la rugosité de chaussée. La caisse d'un véhicule subit un rebondissement maximum (excitation en phase) à la fréquence=V/L ; où (L) représente l'empattement des essieux et V la vitesse. Par contre, elle reçoit un pic "tangage" (excitation hors phase) à la fréquence V/ (2L) *(Gillespie et al, 1993)*.



Figure 2.22 : Filtrage d'empattement : (a) rebondissement parfait, pas de tangage ; (b) tangage parfait, pas de rebondissement

Selon ce principe, les fréquences prévues du rebondissement et du tangage du véhicule sont résumées dans le tableau 2.10 en fonction de la vitesse.

Fréquence de réponse du véhicule (Hz)							
Vitesse (km/h) 30 45 60 75 90							
Rebondissement	1,6	2,4	3,2	4	4,8		
Tangage	0,8	1,2	1,6	2	2,4		

Tableau 2.10 : Fréquence de réponse de la caisse du véhicule (masse suspendue)

Le tableau 2.11 montre l'influence de la vitesse du véhicule sur l'amplitude des vibrations induites dans le sol lors de son passage du véhicule sur le plateau artificiel de la circulation (Fig. 2.6). L'amplitude des vibrations ont tendance à croître avec l'augmentation de la vitesse du véhicule. Cette dernière affect considérablement les nuisances vibratoires.

Tableau 2.11 : Influence de la vitesse du véhicule sur l'amplitude des vibrations

	V _z (mm/s)								
Γ	Distance (m) 3 7 11 15 19 23								
(h	15	0,57	0,322	0,22	0,16	0,116	0,114		
tesse (km/l	30	2,361	1,335	0,812	0,485	0,459	0,437		
	45	3,07	1,44	0,9	0,75	0,605	0,519		
Vi	60	3,78	1,925	1,467	1,24	1,14	0,86		

La figure 2.23 donne la courbe d'atténuation des vibrations verticales et transversales à la surface du sol. Une approximation mathématique peut être déduite pour lier l'amplitude des vibrations (V_x, V_z) induites par le trafic à la vitesse du véhicule :

$$\ln(\frac{Vz}{V}) = a.X + b$$
 Eq. 2.16

X représente la distance à partir du véhicule, a et b sont des constantes qui dépendent de la configuration de route, les irrégularités et les caractéristiques du sol. Une formule similaire peut être obtenue pour les vibrations transversales.



Figure 2.23 : Influence de la vitesse du véhicule sur l'atténuation des vibrations en champ libre ; (a) composante verticale, (b) composante transversale.

Les vitesses étudiées pour le cas de la rugosité globale sont plus élevées que celle de l'irrégularité locale à cause de l'état de route qui permet aux conducteurs d'augmenter leur vitesse. Ainsi, l'impact de la vitesse sur les nuisances vibratoires est plus clair dans le cas de la rugosité globale. Des vitesses du véhicule de 30, 45, 60 et 75 m/s ont été considérées pour analyser l'influence de la vitesse du véhicule sur l'amplitude des vibrations pour un mauvais état de la surface de chaussée.

Les réponses dynamiques du véhicule calculées dans le domaine temporel ont été transformées dans le domaine fréquentiel pour étudier la distribution des fréquences des charges dynamiques appliquées sur une chaussée en mauvais état. La figure 2.24 montre que le mouvement de la caisse du véhicule est dominé par le mode du tangage dû à l'empattement du véhicule (voir tableau 2.10). En plus, elle montre que l'augmentation de la vitesse se traduit par un déplacement des pics fréquentiels vers le côté droit de l'axe de fréquence et une apparition de plus de pics, ce qui signifie que l'augmentation de la vitesse du véhicule conduit à une bande de fréquences plus large. Par conséquent, des modes de fréquences plus élevées du véhicule sont excités. Ces modes associés à la réponse de la masse non suspendue ne sont pas amortis par le système de suspension et cela se traduit par une augmentation de l'impact avec l'augmentation de la vitesse. C'est pourquoi, la réponse en champ libre est contrôlée



principalement par le mode de rebondissement des essieux surtout à grande vitesse du véhicule.

Figure 2.24 : Contenu fréquentiel des différentes charges d'essieu en fonction de la vitesse.

Afin de vérifier l'influence de la vitesse du véhicule sur l'amplitude des vibrations induites dans le sol, la figure 2.25 montre l'amplitude des vibrations à plusieurs distances du véhicule en fonction de la vitesse dans le domaine fréquentiel. Lorsque la vitesse du véhicule augmente de 30 à 45 km/h, puis à 60 km/h, l'amplitude des vibrations augmente significativement. Par contre l'augmentation de la vitesse de 60 à 75 km/h ne conduit pas à une différence significative. Ce phénomène est compliqué parce que la vitesse du véhicule affecte le produit de la charge dynamique du véhicule et les fréquences spatiales de rugosité. Avec l'augmentation de la vitesse du véhicule, la durée d'exposition aux charges d'essieu décroît pour des emplacements donnés. Le temps réduit d'exposition peut entraîner l'augmentation de la fréquence de la charge dynamique. En plus, avec l'augmentation de la vitesse, la réponse de la masse non suspendue devient dominante et le rôle du système de suspension devient moins important. Cela se traduit par une augmentation de l'amplitude des vibrations en champ libre.



Figure 2.25 : Effet de la vitesse du véhicule dans le domaine fréquentiel (chaussée en mauvais état) ; (a) V=30km/h ; (b) V=45km/h ; (c) V=60km/h ; (d) V=75km/h

2.8. Influence du système de suspension du véhicule

Les systèmes de suspension des véhicules lourds sont conçus pour remplir des fonctions différentes. En général, les suspensions ont pour but de contrôler les forces requises pour supporter la charge ainsi que pour accélérer, décélérer et de faire tourner le véhicule. Le rôle de la suspension dans la réduction du chargement dynamique et l'absorption des vibrations constitue le critère majeur de performance de la suspension *(OCDE, 1992)*. L'isolation des vibrations s'impose pour limiter l'entretien du véhicule, prévenir la détérioration de la cargaison, assurer un confort au conducteur et aux passagers, limiter les émissions sonores, et réduire les charges d'impact sur la route et les vibrations du sol.

Les systèmes de suspension communément utilisés sont variés, normalement classés en fonction de la méthode d'absorption de l'impact. En France, les véhicules articulés ainsi que les camions utilisent en général des suspensions à ressorts à lames avec des amortisseurs hydrauliques ou des suspensions pneumatiques *(OCDE, 1992)*. Les ressorts à lames présentés dans la figure 2.26a reposent sur le frottement de Coulomb. Cette suspension montre un faible frottement, ce qui contribue à l'abaissement des charges dynamiques de roue. En revanche, la suspension pneumatique (Fig. 2.26b) se compose fondamentalement de deux bras par essieu. L'une des extrémités de chaque bras est articulée avec le châssis par une liaison mécanique qui permet la rotation, tandis que l'amortisseur et le soufflet d'air reliant l'extrémité libre du bras au châssis du véhicule assurent la suspension pneumatique *(SETRA, 2010)*.



Figure 2.26 : Systèmes de suspension utilisés dans la modélisation : (a) ressorts à lames, (b) suspension pneumatique.

Des essais menés par *Hunaidi et Rainer (1996)* ont montré que la modification du système de suspension des véhicules peut réduire considérablement les vibrations induites par la circulation. Le système de suspension d'un véhicule lourd affecte à la fois l'amplitude de la charge à l'essieu et sa fréquence de rebondissement. Il dépend principalement de la raideur verticale du système de suspension et de l'amortissement de suspension. La raideur du ressort est généralement conçue pour être réglable avec la charge appliquée. Il est nécessaire d'assurer une élasticité afin d'atténuer le premier impact en cas de rencontre d'une irrégularité. En revanche, l'amortisseur fournit un outil pour réduire l'impact du système de masses suspendues en état de vibrations.

Afin de montrer l'influence du système de suspension, deux types de suspension sont utilisés dans la simulation : la suspension pneumatique et la suspension type ressorts à lames. Le tableau 2.12 donne les caractéristiques de ces systèmes. Ils ont été sélectionnés d'après la littérature (*Fu et Cebon, 2002 ; Douglas et al, 2003*).

Type de Suspension	Raideur Verticale (kN/m)	Coefficient d'amortissement (kN s/m)		
suspension pneumatique	400	5		
ressorts à lames	2000	10		

Tableau 2.12 : Caractéristique du système de suspension

La figure 2.27a montre la charge d'essieu avant due au passage du véhicule à une vitesse V=30 km/h sur la courte bosse (cas 2) avec deux systèmes de suspension. L'impact dynamique principal est plus amorti par le système des ressorts à lames par rapport à celui du système pneumatique, par contre la durée de la charge montre une tendance inverse.

La figure 2.27b présente l'influence du système de suspension sur la fréquence dominante de la charge d'essieu. Dans le cas des ressorts à lames, la fréquence dominante est de (2 Hz) ; elle correspond au rebondissement de la caisse, tandis que le rebondissement d'essieu est le mode dominant dans le cas de la suspension pneumatique.



Figure 2.27 : Influence du système de suspension sur la charge d'impact d'essieu avant

La figure 2.28 illustre les vibrations calculées à la surface du sol à une distance X=10m pour les deux types de suspension. Cette figure montre que l'atténuation des vibrations induites dans le sol par un véhicule est plus rapide quand le véhicule est équipé par un système de suspension du type ressorts à lames. En plus, on note relativement une amplification dans l'amplitude et la durée des vibrations induites dans le sol pour un véhicule équipée par le système de suspension pneumatique.



Figure 2.28 : Influence du système de suspension sur l'amplitude des vibrations (V_z) à distance X = 10 m à partir du véhicule

Le tableau 2.13 résume les résultats de l'effet du système de suspension sur les vibrations du sol. L'utilisation de la suspension du type ressorts à lames conduit à une réduction de l'amplitude des vibrations de 10 à 20% par rapport à la suspension pneumatique. Une optimisation des caractéristiques du système de suspension serait efficace pour réduire l'amplitude des vibrations routière.

Tableau 2.13 : Influence du système de suspension sur l'amplitude des vibrations verticales en champ libre, V = 30 km/h (cas2)

V _z (mm/s)						
Distance (m)	3	7	11	15	19	23
suspension pneumatique	6.87	2.85	2.36	2.12	1.625	1.09
ressorts à lames	6.38	2.53	2.00	1.87	1.43	0.97

2.9. Conclusion

Ce chapitre a présenté un modèle numérique pour l'analyse des vibrations induites dans le sol sous l'effet de la circulation routière. Un modèle de demi-véhicule longitudinal avec 4 DDL a été utilisé pour déterminer la charge due à l'irrégularité de route. Un modèle 3D en différences finies a ensuite été utilisé pour calculer l'amplitude des vibrations en champ libre. La validation du modèle numérique sur des mesures in situ montre de bonnes performances du modèle à prédire l'amplitude des vibrations induites dans le sol par le trafic routier.

Le modèle proposé a été ensuite utilisé pour étudier l'interaction entre le véhicule et la chaussée. Deux types de surface de chaussée ont été étudiés : la rugosité globale et l'irrégularité locale. Nous avons analysé la relation entre un indicateur de rugosité de chaussée *(ISO, 8608)*, d'une part, et la réponse dynamique du véhicule et les vibrations induites dans le sol, d'autre part. Les résultats obtenus peuvent être résumés par :

- La surface de la chaussée affecte d'une manière significative l'amplitude des vibrations en champ libre. Ainsi, l'amplitude des vibrations augmente considérablement avec la détérioration de la surface de la chaussée.

- Certains types d'irrégularités locales causent des vibrations qui peuvent dépasser les valeurs limites admises selon les critères humains. Dans les cas extrêmes, ces vibrations peuvent également dépasser les critères des dommages aux structures avoisinantes.

- L'amplitude et la fréquence des vibrations sont directement liées à la vitesse du véhicule et à la distance du véhicule. L'amplitude des vibrations diminue avec la distance du véhicule, ceci est dû à l'amortissement matériel et géométrique. L'atténuation de l'amplitude peut être exprimée en fonction de la distance et de la vitesse par la relation simplifiée :

$$\ln(\frac{Vz}{V}) = a.X + b$$

Cette relation montre que l'amplitude des vibrations augmente avec la vitesse du véhicule. La forme exponentielle de cette relation met en évidence l'importance de l'amortissement matériel dans le sol, les paramètres a et b traduisent l'influence des caractéristiques du sol et de la chaussée.

- L'amplitude des vibrations peut être sensiblement réduite en modifiant les systèmes de suspension. Cette modification peut être réalisée pour diminuer les charges des essieux ou pour contrôler le contenu fréquentiel des charges d'une sorte qu'il soit dominé par le rebondissement et le tangage de la caisse au lieu du rebondissement des essieux.

- La priorité doit être donnée à l'utilisation des systèmes de suspension du type ressorts à lames.

Chapitre 3

Analyses des systèmes d'isolation des vibrations induites par le trafic routier

3.1. Introduction

Différents facteurs peuvent affecter la réduction des vibrations induites par le trafic routier : entretien périodique de la chaussée, régulation du débit de circulation et de la vitesse, amélioration du sol, augmentation de la distance entre les routes et les bâtiments et blocage des vibrations à l'aide des dispositifs d'isolation. Certaines de ces mesures se sont révélées efficaces. L'entretien de la chaussée (mise à niveau des tampons de regard, réparation des nids de poule, nouveau revêtement) constitue la méthode la plus économique et efficace (*Hunaidi 2000*). Cependant, il s'agit d'une mesure à court terme ; par exemple, les fissures et autres défauts de l'ancienne chaussée réapparaissent dans le revêtement. *Hunaidi & Rainer (1991)* ont montré que l'amélioration de la structure de la route par accroissement de l'épaisseur et de la rigidité ne permet pas de réduire efficacement les niveaux des vibrations. Concernant l'augmentation de la distance entre les routes et les maisons, cette procédure pourrait constituer une stratégie intéressante.

Dans la littérature, plusieurs travaux de recherche ont été réalisés pour étudier les vibrations induites dans le sol par les voies ferrées ou les machines industrielles. La recherche est bien concentrée sur l'efficacité d'isolation des tranchées vides ou remplies. Relativement peu d'études ont porté sur l'isolation des vibrations induites par la circulation routière.

Ce chapitre vise à étudier l'isolation ces vibrations par les méthodes suivantes (Figure. 3.1) :

Les barrières d'ondes (tranchées vides ou remplies) :

Cette méthode consiste à réaliser une tranchée vide ou remplie afin de réduire le mouvement du sol par dispersion, interception et diffraction des ondes de surface. Les barrières d'ondes sont largement utilisées pour réduire l'amplitude des vibrations induites par différentes sources.

Les blocs enterrés (Wave impeding blocks, WIBs)

Cette méthode consiste à réaliser une base rigide à certaine profondeur au dessous du chemin de propagation. La performance de cette méthode est liée aux modalités de transmission des vibrations d'une couche de sol située au-dessus du substratum rocheux. Cette couche filtre les vibrations dont la fréquence est inférieure à sa fréquence de résonance.

Les blocs en surface (masses lourdes)

Cette méthode consiste à placer des blocs à la surface du sol à proximité des routes. La performance d'isolation de cette méthode est exposée après.



Figure 3.1 : Méthodes d'isolation étudiées

L'étude est réalisée en utilisant un modèle 3D en différences finies pour déterminer l'amplitude des vibrations avant et après l'installation des dispositifs d'isolation. La méthodologie comprend deux étapes :

- La validation du modèle numérique avec un essai d'isolation en vraie grandeur par blocs placés à la surface du sol.

- Une étude paramétrique de la performance des trois méthodes qui conduit à des propositions pour améliorer l'efficacité de ces méthodes.

3.2. Méthode par blocs en surface

3.2.1. Présentation de la méthode

Cette méthode a été initialement évoquée par *Jones et al, (1983)* et *Ford (1990)*. Elle consiste à placer des masses lourdes sur la surface du sol à proximité des routes (par exemple des roches, des blocs en béton, ou un mûr de briques spécialement conçu, etc.) *Krylov (2007)* a expliqué le principe de cette méthode par le fait que les fréquences propres de ces masses peuvent être choisies dans la gamme des fréquences des vibrations induites par la circulation

ou la voie ferré (généralement entre le 5-50Hz). Ces masses subissent des vibrations dans les directions verticale et horizontale sous l'impact des ondes de Rayleigh. Elles dispersent ainsi les ondes de Rayleigh, ce qui entraîne une atténuation remarquable des ondes.

Cette méthode présente des avantages supplémentaires, car les blocs tels que les roches naturelles, les gabions ou les cubes en béton peuvent améliorer l'aspect visuel de la zone, et elles peuvent également être construites autour des frontières de nombreuses propriétés pour servir des fonctions de sécurité *(Krylov, 2007)*. La figure 3.2 montre des gabions décoratifs pour former une clôture autour d'un parking (Ville de Lille). On peut profiter de ces gabions pour fournir un dispositif d'isolation.



Figure 3.2 : Technique d'isolation par un mur de gabions

3.2.2. Étude expérimentale

Afin d'étudier les phénomènes liés à l'émission et la propagation d'ondes dues à la circulation routière, il est important de mener des mesures in situ. Ces mesures permettent d'appréhender la réalité dans toute sa complexité concernant les caractéristiques de la source et des sols traversés (hétérogénéité, irrégularités topographiques, etc.). La compréhension des problèmes liés à l'isolation des vibrations peut donc résulter d'une analyse combinée des données expérimentales et des simulations numériques. Cette compréhension facilite la conception de solutions nouvelles permettant de réduire l'effet des vibrations engendrées.

Dans la suite, on présente une étude expérimentale de l'efficacité d'isolation par des blocs en surface du sol. Ensuite, on présente la validation d'un model numérique sur les essais réalisés.

3.2.2.1. Présentation du site expérimental

L'expérimentation a été effectuée à Haubourdin près de Lille dans le Nord de la France en coopération avec le CETE Nord-Picardie, Centre d'Etudes Techniques de l'Equipement. Le sol est constitué des formations suivantes :

- de 0 à 2 m, remblais de silt sablonneux gris-beige avec une croûte durci de 0.5m.

- de 2 à 6m, silt sablonneux lâche (gris-bleu).

- de 6 à 15m, silt légèrement sableux (beige panaché).

Les propriétés du sol ont été déterminées en utilisant des sondages pressiométriques et des essais de propagation d'ondes. La vitesse de propagation de l'onde de cisaillement (Cs) est estimée à 220 m/s dans la couche superficielle durcie, et à 150m/s dans le silt sablonneux. La vitesse des ondes de cisaillement des couches inférieures varie entre 65 et 105 m/s. Les figures 3.3a et 3.3b illustrent, les variations avec la profondeur de la vitesse des ondes de cisaillement (Cs) et du module pressiométrique (Em).



Figure 3.3 : Variation avec la profondeur de la vitesse des ondes de cisaillement (a) et du module pressiomètrique (b)

3.2.2.2. Equipement utilisé

Blocs en surface

L'essai a été réalisé avec des bacs d'acier de dimensions (1.75 * 0.75 * 0.75m). Ces bacs sont remplis d'eau ; chaque bac pèse une tonne. La figure 3.4 montre le dispositif expérimental.





Figure 3.4 : Bacs d'acier remplis d'eau utilisés comme masses de dispersion

Source de vibrations

L'excitation dynamique est réalisée à l'aide de la machine de Dynaplaque qui est considérée comme une source impulsionnelle (Figure 3.5). Elle est générée par la chute d'une masse sur un ressort-amortisseur placé sur une plate-forme. La sollicitation dynamique appliquée sur la plate-forme à ausculter est analogue en intensité et en fréquence à celle provoquée par le passage d'un essieu chargé à 13 tonnes et roulant à 60 km/h *(Benoist et Schaeffner, 1982)*. La durée de l'impact est égale à $15\text{ms} \pm 5 \text{ms}$. La distance entre les blocs et la dynaplaque est égale à D = 2m. La déflexion du sol provoquée par cette impulsion et la force d'impact sont mesurées en fonction du temps. La combinaison de ces deux paramètres pendant la phase de chargement permet de calculer directement le module de déformation dynamique de la structure au point d'essai.







> Capteurs

Les mesures des vibrations sont effectuées en utilisant des accéléromètres uniaxiaux et triaxiaux dans les deux cas : sans blocs en surface (champ libre, sans dispositif d'isolation) et après l'installation des blocs. La figure 3.6 montre le dispositif expérimental. Afin d'enregistrer les vibrations induites par l'impact, six accéléromètres sont installés le long d'une ligne perpendiculaire au centre de la plate de dynaplaque. Les accéléromètres sont fixés sur des jalons cruciformes d'aluminium et placés à des distances D = (1,5, 3, 5, 7, 10, et 15 m) de la dynaplaque. Ces capteurs sont des accéléromètres piézoélectriques de type PCB avec une sensibilité de 100 mV/g. Un accéléromètre triaxial piézoélectrique référentiel avec trois sorties indépendantes pour mesurer simultanément les vibrations dans les trois directions perpendiculaires est utilisé avec une sensibilité de 10 mV/g.



Figure 3.6 : Disposition générale de l'essai in situ

L'acquisition des signaux mesurés est effectuée au moyen d'un enregistreur Nec Omniace RT3600 équipé d'ampli de charge et de convertisseur numérique (Figure3.7). La chaine de mesure est vérifiée par un excitateur de calibrage type pot vibrant (10 m/s² à 159.15 Hz). Pour chaque séquence de mesures, un échantillon de 5s de l'accélération vertical du sol (SPA) est enregistré avec l'intervalle d'échantillon de 1 ms qui résulte en 5000 points de données.



Figure 3.7 : Le sismographe Nec Omniace RT3600 utilisé pour l'acquisition des signaux

3.2.2.3. Présentation des résultats de mesure

La sollicitation engendrée par la dynaplaque est constituée du choc initial provoqué par la chute de la masse et de plusieurs signaux mineurs provoqués par le rebond de la masse après la chute initiale. Les signaux résultants sont traités de façon à obtenir les accélérations verticales (SPA) maximales dues à la chute initiale de la masse. La figure 3.8 illustre le sismogramme des signaux temporels des vibrations enregistrées à la surface du sol en champ libre à différentes distances de la Dynaplaque. On note que l'amplitude des vibrations décroit avec la distance de la Dynaplaque. Cette atténuation résulte de l'amortissement matériel (frottement interne dans le sol) et de l'amortissement géométrique dû à l'augmentation du front d'onde pendant sa propagation.



Figure 3.8 : Accélérations enregistrées à la surface du sol (SPA) : (a) les points près de la source de dynaplaque, (b) des points relativement loin de la dynaplaque (champ libre)

La figure 3.9 illustre la courbe d'atténuation des vibrations verticales mesurées à la surface du sol dans les six points de mesures. On note qu'elle peut être divisée en deux parties. La première s'étend sur une distance de l'ordre de la longueur de l'onde de surface $(\lambda_R=C_R/f \approx 200/45\approx 4.5 \text{ m})$.Dans cette partie, une diminution rapide de l'amplitude des vibrations est constatée. La seconde partie (distance > λ_R) montre une atténuation lente de l'amplitude des vibrations avec la distance de la dynaplaque.



Figure 3.9 : Atténuation des vibrations verticales mesurées à la surface du sol

De nombreuses formules empiriques d'atténuation ont été proposées. Parmi ces formules, nous avons choisi la relation de Bornitz pour calibrer les données expérimentales. Cette relation donne l'amplitude des vibrations V_b à une distance r_b en fonction de l'amplitude V_a à une distance de référence r_a et des valeurs des coefficients d'amortissement géométrique n et matériel α du sol :

$$V_b = V_a \left(\frac{r_a}{r_b}\right)^n e^{\alpha (r_a - r_b)}$$
 Eq. 3.1

La calibration des données expérimentales avec la relation de Bornitz est effectuée selon deux approches *(Amick 1999 ; Alabdeh 2005) :*

1- La première approche consiste à négliger l'amortissement matériel (α =0) et calibrer les courbes d'atténuation géométrique sur les mesures. Elle permet d'estimer la valeur du coefficient d'amortissement géométrique n par l'équation :

$$n = \frac{\ln \left(V_b / V_a \right)}{\ln \left(r_a / r_b \right)}$$
 Eq. 3.2

La valeur du coefficient (n) est la pente de la ligne droite qui représente la relation entre l'amplitude des vibrations normalisées et la distance normalisée. La normalisation des résultats est effectuée en prenant comme référence l'amplitude mesurée au premier point de mesure (Distance 1,5 m).

2- La deuxième approche consiste à interpréter les mesures en termes de propagation des ondes de Rayleigh (n=0,5) et calibrer les courbes d'amortissement matériel sur les mesures. Ainsi, la valeur du coefficient d'amortissement matériel α peut être déterminée comme la pente de la droite (Eq. 2.3) :

$$\ln\left(\frac{V_b}{V_a}\right) - n\ln\left(\frac{r_a}{r_b}\right) = \alpha \left(r_a - r_b\right)$$
Eq. 3.3

Les résultats obtenus sont illustrés sur la figure 3.10. On note que :

- En négligeant l'amortissement matériel, on obtient n=1,7. Cette valeur est différente de celle des ondes de surface (n=0,5) et désigne plutôt des ondes de volume (n=1 à 2).

- La précision de la valeur calculée de α (en supposant n=0,5) est relativement faible (coefficient de détermination R=0,93), ce qui indique que les signaux mesurés comprennent plusieurs types ondes et pas seulement des ondes de surface.

Puisque la valeur du coefficient d'amortissement géométrique (n) dépend du type d'onde et de la position du point de mesure *(Kinsler et al, 1982),* on présente dans la figure 3.11 une comparaison entre, d'une part, la courbe d'atténuation expérimentale et, d'autre part, les trois courbes de l'équation de Bornitz avec α =0,19 et n=0,5 ; n=1 et n=2, respectivement. On note que la courbe d'atténuation commence par une diminution rapide sur une distance égale d'environ à la longueur d'onde ($\lambda \approx 4.5$ m) puis une diminution lente dans le champ lointain. La courbe d'atténuation est en bon accord avec les données expérimentales pour n=1, ce qui indique que le front d'onde comprend plusieurs types d'ondes et pas seulement les ondes de surface.



Figure 3.10 : Calibration de relation de Bornitz sur les mesures des vibrations verticales :

(a) $\alpha = 0$; (b) n = 0,5



Figure 3.11 : Calibration de la relation de Bornitz sur les mesures des vibrations en faisant varier le coefficient d'amortissement géométrique n ; (α=0,19)

Après l'installation des bacs, une réduction de l'amplitude mesurée à la surface du sol est observée. La figure 3.12 montre une comparaison entre l'amplitude mesurée avant et après l'installation des bacs à différentes distances de la Dynaplaque. Les mesures avant et après la mise en place des blocs montrent une réduction importante des vibrations. À titre d'exemple, la réponse maximale à la surface du sol à distance (D=3m) a diminué de 0,4 à 0,32 m/s² et à distance (D=5m) l'amplitude des vibrations a diminué de 0,16 à 0,12 m/s².





Figure 3.12 : Amplitude des vibrations mesurées (avant et après mise en place des bacs) à différentes distances de la dynaplaque : (a) D=3m, (b) D=5m, (c) D=10m, (d) D=15m

L'efficacité d'isolation est généralement évaluée en utilisant le taux de réduction (Ar) qui est calculé (Ar) par la normalisation de l'amplitude verticale des vibrations à la surface du sol après l'installation de la barrière d'onde (Az après), par rapport à l'amplitude verticale à la surface du sol avant l'installation de la barrière d'onde (Az avant) *(Wood 1968)* :

$$Ar = \frac{Az \ apr \dot{e}s}{Az \ avant}$$
 Eq. 3.4

Si la réponse du sol sur une distance X au-delà de la tranchée est requise, le taux moyen de réduction \overline{Ar} doit être utilisé :

$$\overline{Ar} = \frac{1}{X} \int Ar(x) dx \qquad \text{Eq. 3.5}$$

 \overline{Ar} est le taux moyen de réduction d'amplitude sur une distance d'intérêt X mesurée derrière la dispositif d'isolation.

La figure 3.13 montre l'évolution du taux de réduction avec la distance de la dynaplaque. Il est montré que la présence des blocs en surface se traduit par une réduction des vibrations atteignant 25%. La perturbation aléatoire dans le taux de réduction peut être attribuée aux éléments suivants :

- Les ondes réfléchies aux interfaces des couches de sol, en particulier sur les couches superficielles, ces ondes incidentes et réfléchies sont en phase ou hors phase.

- Les amplitudes des vibrations sont faibles, même sans les blocs en surface, et toute variation de la réponse se traduit par un grand changement dans le taux de réduction.

Ces résultats montrent le rôle positif des blocs en surface dans la réduction des vibrations induites par le trafic routier.



Figure 3.13 : Essai en vraie grandeur : Taux de réduction des vibrations

3.2.2.4. Modélisation numérique

3.2.2.4.1. Description du modèle

La modélisation numérique est réalisée en utilisant la méthode des différences finies (programme FLAC^{3D}). En raison du faible niveau des déformations, le problème peut être correctement traité en utilisant un modèle élastique avec amortissement de type Rayleigh. Un taux d'amortissement de 6% est utilisé pour toutes les couches de sol. Afin d'éviter les réflexions d'ondes, des amortisseurs visqueux sont utilisés aux frontières du modèle.

La charge de la Dynaplaque est décrite en utilisant l'impulsion de Ricker (Figure 3.14) :

$$F(t) = (a^2 - 1/2) \exp(-a^2)$$
 Where $a = \pi (t - t_s)/t_p$ (Eq. 3.6)

 t_p est la période caractéristique de la charge, t_s est le temps pour lequel F est maximale. Les fréquences principales de cette charge sont concentrées autour de la fréquence caractéristique f = 1/tp. Selon l'enregistrement de la charge d'impact au cours des essais et l'analyse fréquentielle des vibrations, l'amplitude de l'impulsion de Ricker est égale à F = 65 kN et sa fréquence caractéristique est égale à f = 40Hz.



Figure 3.14 : Évolution de la charge (a) et le contenu fréquentiel (b) de l'impulsion de Ricker

Le maillage est représenté dans la figure 3.15. Il comporte 94662 éléments (101616 nœuds) de $0,3 \times 0,3 \times 0,3$ m3. La base de la masse du sol est supposée rigide. Le contact entre les bacs d'acier et le sol est modélisé par des éléments type coque avec une épaisseur e=5 cm, une densité ρ = 7000kg/m3, un module de Young E = 200GPa et un coefficient de poison de v = 0,3. Selon *Apakashev & Pavlov (1997)* l'eau se comporte comme un milieu avec une résistance au cisaillement très faible et un module de cisaillement de l'ordre de 10⁻⁶ Pa. Ainsi, l'effet des bacs est pris en compte par des éléments massifs à 8 nœuds ayant les caractéristiques de l'eau : la masse volumique ρ_w =1000kg/m3 avec un module de cisaillement très faible.



Figure 3.15 : Maillage utilisé : 94662 éléments, 101616 nœuds pour les couches de sol et les masses lourdes

L'hétérogénéité du sol est prise en compte dans la modélisation par quatre couches dont les caractéristiques sont résumées dans le tableau 3.1.

Couche	Epaisseur	Module de Young (MPa)	Vs (m/s)
1	0,6	200	220
2	1,2	150	180
3	4,2	25	65
4	9	50	105

Tableau 3.1. Caractéristiques des couches de sol adoptées dans la modélisation

3.2.2.4.2. Calage du modèle

Le modèle numérique proposé est validé en comparant l'amplitude des vibrations mesurée à la surface du sol lors de l'expérimentation in situ avec l'amplitude des vibrations calculée. Les Figures 3.16 et 3.17 montrent une comparaison entre l'amplitude mesurée et calculée dans le domaine temporel aux points situés à distance de 3 et 10 m. La comparaison est effectuée avant et après l'installation des blocs en surface. On peut noter que :

De côté quantitatif, on constate une bonne prédiction de l'amplitude des vibrations surtout avant l'installation des blocs en surface. Du côté qualitatif, il est montré que les réponses calculées suivent bien la tendance des essais avec des petites variations. Cette variation qualitative peut être attribuée à l'approximation de la force de la dynaplaque par une impulsion de Ricker et à la variabilité spatiale des caractéristiques de sol. Les signaux mesurés montrent encore d'autres vibrations mineures, ce qui peut être dû au rebondissement des masses de la Dynaplaque.



Figure 3.16 : Accélérations mesurée et calculée aux distances : (a) 3m et (b) 10m avant installation des blocs



Figure 3.17 : Accélérations mesurée et calculée aux distances : (a) 3m et (b) 10m après installation des blocs

La figure 3.18 montre une comparaison entre les taux de réduction (Ar) mesuré et calculé. Les résultats numériques sont en accord avec les mesures in situ. On constate une bonne prévision de l'efficacité d'isolation près des blocs (r = 5m) et une sur-estimation de l'efficacité d'isolation en champ lointain (Distance > λ_R). Cette sur-estimation peut être expliquée par une analyse de la courbe d'atténuation mesurée. Ces courbes comportent deux parties. L'atténuation dans la première partie (r $\leq \lambda_R$) est plus importante que celle dans la seconde partie. Ainsi, si la calibration du modèle près de la dynaplaque s'effectue avec un certain facteur d'amortissement ($\xi = 6\%$), la calibration sur le champ lointain doit s'effectuer avec un facteur d'amortissement inférieur au précédent.



Figure 3.18 : Comparaison entre le taux de réduction mesuré et prédit

La figure 3.19 montre une comparaison entre les courbes d'atténuation expérimentales et les courbes numériques calculées pour différentes valeurs du facteur d'amortissement ζ . Dans la première partie (r < λ_R), on constate une bonne concordance entre les mesures et les calculs pour $\zeta=6\%$. Par contre, dans la seconde partie, on obtient meilleurs résultats avec $\zeta=3\%$.



Figure 3.19 : Influence du facteur de l'amortissement sur l'atténuation des vibrations.

Dans la suite, la modélisation numérique est utilisée dans une analyse paramétrique de l'efficacité de cette méthode contre les vibrations induites par le trafic. On présente également une comparaison de cette méthode avec la méthode des tranchées ouvertes et remplies et les blocs enterrés.

3.2.3. Performance des blocs en surface – Cas du trafic

3.2.3.1. Exemple de référence

Le modèle numérique proposé est utilisé pour évaluer l'efficacité des différentes méthodes d'isolation contre les vibrations générées par un véhicule lourd. L'exemple traité est présenté sur la figure 3.20. Il correspond au passage d'un camion Volvo FL6 sur le dos d'âne court présenté dans la figure 2.19(b). Le sol est supposé homogène de dimension LxBxH=30x21x15m ayant les caractéristiques suivantes : une masse volumique $\rho_1=1900$ kg/m³, un module de Young $E_1=60$ MPa, un coefficient de Poisson $v_1 = 0,3$ et un coefficient d'amortissement $\zeta=3\%$. Le maillage du sol est composé des blocs de 0,3x 0,3x 0,3m³. Les caractéristiques de la chaussée sont données dans le tableau 2.4.



Figure 3.20 : Etude numérique des vibrations : Configuration étudiée

3.2.3.2. Influence du poids des blocs en surface

Pour étudier numériquement l'effet des poids des blocs en surface dans la réduction des vibrations, une série des blocs lourds en forme de cube $(1,5 \text{ m}^3)$ sont placées près de la chaussée. La distance entre les deux masses consécutives est de 0,6 m ; le module de Young des blocs E=30GPa. Les calculs ont été effectués ave quatre valeurs de la masse volumique ρ (0,8, 1,6, 2,4, et 3,2 t/m³); les poids des blocs sont choisis de sorte qu'ils coïncident avec les matériaux couramment utilisés dans la construction (sol, béton, roches rigides ou métal) avec des fréquences propres proches des celles induites par le trafic. En assumant que les blocs reposent sur une fondation de Winkler, la fréquence de résonance de ces blocs peut être calculée par l'expression simplifiée :

$$f_0 = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{K}{M}}$$
 Eq. 3.7

K représente la rigidité de la fondation de Winkler et M la masse du bloc. La rigidité K peut être calculée par la relation simplifiée d'une fondation carrée :

$$K = \frac{4,54 \ G \ B}{1 - \nu}$$
 Eq. 3.8

G représente le module de cisaillement du sol, B la largeur de la masse, et v le coefficient de Poisson. Les fréquences propres de ces masses varient entre (7 et 14 Hz); ces fréquences coïncident avec les fréquences des vibrations induites dans le sol sous l'effet du trafic routier.

Les figures 3.21a et 3.21b montrent la réduction des vibrations verticales et horizontales à la surface du sol en utilisant les blocs en surface. On peut noter que :

- Dans les deux directions verticale et horizontale, l'augmentation du poids des blocs de 3,7 à 5,4 tonnes n'entraîne pas d'augmentation importante du taux de réduction. Il est clair qu'en utilisant des blocs en béton plus lourds (8 tonnes), le taux de réduction (Ar) croit de 0,6 à 0,8. En augmentant le poids des blocs, l'efficacité d'isolation augmente ; un taux de réduction de 60% peut être atteint avec blocs de (10 tonnes).

- L'amplitude des vibrations horizontales derrière les blocs décroit d'une manière significative à un niveau égale à Ar = 0,4 immédiatement après les blocs, puis elle varie d'une manière ondulatoire dans une gamme de réduction Ar = 0,4 à 1,2. En revanche, les vibrations verticales décroissent d'une manière plus cohérente avec une gamme de réduction Ar = 0,40 à 1. En fait, avec l'éloignement du véhicule, l'amplitude des vibrations horizontales sont très faibles même sans les blocs en surface, et toute variation de la réponse conduit à un changement important dans le taux de réduction. Les différents types d'ondes incidentes et réfléchies peuvent être en phase ou en opposition de phase, cela se traduit par une forme ondulatoire de la courbe d'atténuation due à des phénomènes de minima et maxima.



Figure 3.21a : Influence du poids des blocs sur la réduction des vibrations verticales (Vz) à la surface du sol



Figure 3.21b : Influence du poids des blocs sur la réduction des vibrations horizontales (Vx) à la surface du sol

Afin de vérifier le phénomène de résonance proposé par *Krylov (2007)* pour expliquer l'efficacité de cette méthode, la transformée de Fourier est utilisée pour obtenir l'amplitude des vibrations dans le domaine fréquentiel.

La figure 3.22 montre le contenu fréquentiel des vibrations à plusieurs points situés au dessous du bloc et à la surface du sol. Il est montré que la réponse du sol est dominée par la fréquence de la charge dynamique appliquée. Le contenu fréquentiel des vibrations en champ libre est localisé sur un intervalle de (10 à 15Hz), ce qui correspond au rebondissement d'essieu de véhicule. Le contenu fréquentiel des vibrations avec les blocs a la même forme que celui en champ libre, mais l'amplitude de ce spectre est très inférieure. Aucun effet de résonance n'est observé après l'emplacement des blocs. Par conséquence, l'explication de l'efficacité d'isolation des blocs en surface par le principe de résonance proposé par *Krylov (2007)* n'est pas évidente.

L'efficacité d'isolation augmente avec le poids du bloc sans amplification des vibrations ni au dessous du bloc ni à la surface du sol. Ainsi, l'efficacité des blocs en surface peut être attribuée aux points suivants :

- Les blocs en surface vibrent sous l'effet des ondes incidents et génèrent des ondes secondaires qui à leur tour se superposent aux ondes diffusées et les réduisent si elles sont en opposition de phase.

- Les blocs représentent des irrégularités susceptibles de perturber le front d'onde diffusé. Toute limitation du milieu peut être considérée comme une inhomogénéité qui produit des phénomènes de réfraction, réflexion, ou diffraction.

- L'existence des blocs en surface augmente considérablement l'amplitude des vibrations dans la zone devant les blocs (Ar> 1 lorsque x <0). Ceci indique qu'une partie de l'énergie des ondes est réfléchie par les blocs.



Figure 3.22 : Effet des blocs en surface sur le contenu fréquentiel des vibrations :
(a) proche du bloc ; (b) profondeur 2m au dessous de bloc ;
(c) distance 2m (d) distance 10m

3.3. Méthode de Tranchée

3.3.1. Présentation de la méthode

Les tranchées sont couramment utilisées pour réduire l'amplitude des vibrations induites dans le sol par différentes sources telles que les machines et les trains. La majorité de ces vibrations se propagent dans le sol sous forme des ondes de surface et peuvent porter l'énergie à longue distance. La figure 3.23 présente une brève description qualitative du processus d'isolation par tranchée contre les ondes complexes. Au contact de la tranchée, elles donnent lieu aux : (1) ondes de Rayleigh réfléchies (onde R) ; (2) ondes de volume (P et S) qui rayonnent vers l'extérieur de la tranchée, et (3) Ondes R transmises. Les ondes de volume peuvent être subdivisées en deux groupes : les ondes réfléchies qui rayonnent vers le bas et vers la source, et les ondes de volume transmises qui se propagent loin de la source.



Figure 3.23 : Processus d'isolation et la dispersion des ondes par la tranchée

L'étude expérimentale a été adoptée pour la première fois par *Woods (1968)* pour étudier l'isolation des vibrations verticales induites dans un sol bi-couche, par des tranchées proches de la source (isolation active) ou par des tranchées loin de la source (isolation passive). Il a étudié également l'isolation par des palplanches en acier ou en aluminium. Il a constaté que la profondeur de la tranchée doit être, au moins, égale 0,6 λ (longueur d'onde). Il a noté également que les tranchées ouvertes sont plus efficaces que les palplanches métalliques. *Klein et al, (1997)* ont réalisé des études expérimentales pour étudier l'isolation
par tranchées vides. Ils ont trouvé que le paramètre le plus important pour améliorer l'efficacité d'isolation, c'est la profondeur de tranchée normalisée par rapport à la longueur d'onde de Rayleigh. *Massarsch & Sanaee (1993) et With et al. (2009)* ont réalisé une isolation par rideaux de colonnes en chaux-ciment. Ils ont trouvé que cette méthode peut réduire l'amplitude des vibrations induites par le trafic ferroviaire jusque 67%.

Massarasch (1991, 2005) a développé un système d'isolation avec des couches flexibles gonflées en gaz installées dans une tranchée remplie par un mélange liquide (boue) de ciment et bentonite (Figure 3.24a). Il a trouvé que l'efficacité de cette technique est comparable à celle de tranchées vides. Il a montré également que l'efficacité d'isolation est d'environ (50-70%) lorsque la profondeur de la tranchée est équivalente à la longueur d'onde. *Baker (1994)* a mené une série d'essais in situ sur l'efficacité des tranchées remplies par la bentonite (barrière souple) et le béton (barrière rigide). Il a comparé les résultats expérimentaux avec les équations empiriques développées par *Ahmad et Al-Hussaini (1991)* et il a trouvé que la largeur de la tranchée n'est pas importante, sauf en cas de faibles profondeurs (<0,8 λ).





Figure 3.24 : Technique d'isolation par : (a) un rideau de couches de gaz (*Massarasch, 1993*) et (b) par un Geofoam (*Alzawi et al, 2011*)

Celebi et al. (2009) ont réalisé des essais in situ sur l'efficacité des tranchés avec différents matériaux de remplissage comportant le béton, la bentonite et l'eau. Ils ont trouvé que la tranchée vide est plus efficace que la tranchée remplie, mais son application pratique est limitée à des profondeurs relativement faibles. L'utilisation des matériaux souples pour le remplissage des tranchées permet d'augmenter l'efficacité d'isolation des tranchées remplies.

Itoh et al. (2003), Murillo et al. (2009), Alzawi et al. (2011) ont étudié expérimentalement l'efficacité des matériaux spéciaux tels que le caoutchouc modifié par l'asphalte ou le polystyrène (EPS), appelé autrement Geofoam (Figure 3.24b).

L'approche analytique a été adoptée pour étudier l'isolation par barrières rigides comme une rangée de pieux circulaires dans un demi-espace élastique (Avilés & Sánchez-Sesma, 1988 ; Boromoond & Kavnia, 1991). Ils ont trouvé que le diamètre des pieux doit être égal au mois à $\lambda/4$ et que la longueur des pieux doit être égale à 2λ pour obtenir une réduction supérieure à 50%. Hilderband (2003) a étudié analytiquement l'isolation par tranchées remplies, mur en béton ou colonnes en chaux-ciment. Il a noté que la vitesse de la propagation des ondes dans le sol est un facteur décisif pour évaluer l'efficacité d'isolation des barrières d'onde. Cao et al, (2009) et Lu et al, (2009) ont étudié l'efficacité d'isolation des pieux rigides dans un milieu poroélastique saturé, et ils ont constaté que l'utilisation d'un modèle de sol élastique monophasé sous-estime l'efficacité d'isolation de la tranchée significativement lorsque la vitesse de charge approche ou dépasse la vitesse critique. L'installation de la tranchée aggrave la pression d'eau interstitielle dans le milieu saturé devant et derrière la tranchée, en particulier la pression négative d'eau interstitielle. Karlstrom & Bostrom (2007) ont proposé une approche analytique pour étudier l'efficacité d'isolation des tranchées vides contre les vibrations provoquées par les trains à grande vitesse. Les résultats ont montré que l'efficacité d'isolation croit avec l'augmentation de la vitesse de train.

De nombreuses études numériques ont été réalisées pour analyser l'efficacité de la technique des barrières d'ondes. On peut citer à titre d'exemple : La méthode des éléments de frontière (BEM) qui a été largement utilisée dans les simulations des barrières d'ondes. *(Emad & Manolis 1985, Beskos et al., 1986, Ahmad & Al-Hussaini 1991, Dasgupta et al., 1990, Leung et al., 1990 et 1991, Klein et al., 1997, Kattis et al., 1999, etc.)*; la méthode des éléments finis (*Haupt 1978, Segol et al, 1978, May et Bolt 1982, Adam et Estroff, 2005, etc.)* et la méthode des différences finies *(Aboudi, 1973 ; Fuykui et Matsumoto, 1980 ; Mhanna et al, 2011)*. Une synthèse des résultats obtenus par les travaux cités ci-dessus montre que :

- Les paramètres qui contrôlent l'efficacité d'isolation sont la profondeur de la tranchée, la fréquence des vibrations et la rigidité relative des matériaux de remplissage. Par exemple la tranchée doit avoir une profondeur égale au moins à la moitié de la longueur d'onde (λr) pour réaliser une isolation efficace. Lorsque la profondeur de la tranchée est équivalente à la

longueur d'onde, l'efficacité de l'isolation est de 50 à 70%. L'efficacité de la tranchée augmente avec sa profondeur.

Les barrières souples (remplies par couches flexible, Geofoam, sol-bentonite ou des tranchées vides) sont plus efficaces que les barrières rigides (tranchées en béton, palplanches);
La largeur de la tranchée a peu d'influence sur l'efficacité d'isolation.

- L'isolation est plus importante dans la direction verticale que dans l'horizontale ; l'efficacité des tranchées augmente avec la distance de la source (jusqu'à deux fois la longueur de l'onde de Rayleigh).

- En cas de tranchées remplies, le taux d'amortissement du matériau de remplissage a peu d'influence sur la performance des tranchées.

3.3.2. Analyse numérique de la performance de la tranchée

L'analyse bibliographique a montré l'importance des tranchées ouvertes ou remplies comme dispositif d'isolation contre les ondes émises par des sources superficielles. Une représentation schématique du système d'isolation étudié est représentée dans la figure 3.25. Une tranchée est installée à une distance (X_t=1m) de la source pour réduire les vibrations du sol, la tranchée a une profondeur (Z_t=5m) de l'ordre d'une demi longueur de l'onde de surface λ =10m (λ = C_R/f : C_R=100 m/s et f=10 Hz).



Figure 3.25 : Configuration des tranchées étudiées dans la modélisation

La largeur de la tranchée est égale à h = 0,3 m. L'efficacité d'isolation est évaluée en utilisant le taux de réduction (Ar) calculé pour l'amplitude des vibrations verticales (Vz). Cette analyse comporte l'influence des paramètres suivants : - La profondeur de la tranchée.

- La position de la tranchée (Isolation passive ou active).
- Le rapport d'impédances (matériau de remplissage/sol).

3.3.2.1. Influence de la profondeur de la tranchée

Différentes profondeurs de tranchée ont été étudiées pour analyser l'influence de sa profondeur sur l'efficacité d'isolation. La figure 3.26 illustre l'influence de la profondeur (Z_t) d'une tranchée vide située à une distance $X_{t=1}$ m de la chaussée. L'analyse des résultats montre :

- Une diminution significative de l'amplitude des vibrations à la surface du sol avec la profondeur de la tranchée. À titre d'exemple, à une distance de 5m de la tranchée, l'efficacité d'isolation augmente de 30 à 40 à 80% quand la profondeur augmente de 0,25 λ à 0,5 λ à 0,75 λ . En fait, pour les tranchées peu profondes, les ondes peuvent passer en dessous de la tranchée et réduisent l'efficacité d'isolation.

- Une tranchée vide dont la profondeur est de l'ordre de demi longueur de l'onde de surface réduit l'amplitude des vibrations d'environs 50%.



Figure 3.26 : Influence de la profondeur d'une tranchée vide située à 1m de la chaussée sur l'amplitude des vibrations (Vz)

La figure 3.27 montre l'influence de la profondeur d'une tranchée vide sur le spectre des vibrations. Une grande réduction de l'amplitude des vibrations est observée entre les deux nœuds situés juste avant et après la tranchée. On note que l'amplitude du spectre décroît rapidement avec la distance et que les vibrations de hautes fréquences sont mieux atténuées en utilisant des tranchées plus profondes. En fait, la tranchée reflète une partie des ondes de Rayleigh et impose les ondes de volume à passer verticalement vers le bas à l'intérieur du sol conduisant à un chemin plus long et à une atténuation plus importante. Cela provoque une réduction considérable de l'amplitude des vibrations et change la forme d'onde des vibrations transmises, en particulier dans le sens vertical. Cet effet devient plus prononcé avec l'augmentation de la profondeur de la tranchée.



Figure 3.27 : Effet de la profondeur sur le contenu fréquentiel des vibrations :

(a) D= 1m ; (b) D= 5m

3.3.2.2. Influence de la position de la tranchée (Isolation passive ou active)

Les résultats obtenus en faisant varier la distance X_t entre la chaussée et la tranchée vide est illustrées dans la figure 3.28. On note que l'efficacité d'isolation est influencée par la distance X_t de la source, mais cette influence est moins prononcée que celle de la profondeur. Toutefois, il est clair que lorsque la tranchée est près de la source, l'efficacité d'isolation semble être moins importante. Cela peut être attribué au fait que pour les tranchées situées à proximité de la source, les ondes de volume jouent un rôle plus important que les ondes de

surface. Étant donné que les ondes de volume s'atténuent plus lentement dans le sens descendant (vers le bas) que les ondes de surface ; alors une grande partie des ondes de volume peut passer en dessous de la tranchée, ce qui réduit l'efficacité d'isolation. Avec l'éloignement de la source, l'influence des ondes de volume devient moins importante à cause de leur grande atténuation à la surface du sol.

En revanche, les ondes de surface dont l'énergie est plus importante à grande distance de la source, se caractérise par une atténuation rapide dans la direction descendante (vers le bas), ce qui implique que seulement une petite quantité des ondes peuvent passer au dessous de la tranchée. Cela se traduit par une efficacité d'isolation plus importante dans le cas de l'isolation passive (X_t =7m).



Figure 3.28 : Influence de la position de tranchée sur l'amplitude des vibrations ($Z_t=5m$).

La figure 3.29 montre l'influence de la distance de la tranchée sur le spectre des vibrations. Il est clair que l'utilisation des tranchées passives conduit à une réduction significative des vibrations de hautes fréquences. Cela peut être expliqué par le fait qu'avec l'augmentation de la fréquence, la longueur d'onde devient moins importante et moins d'ondes peuvent se passer en dessous de la tranchée.



Figure 3.29 : Influence de la distance de la tranchée sur le contenu fréquentiel des vibrations : (a) D= 8m ; (b) D=12m, (Zt=5m).

3.3.2.3. Influence du rapport d'impédances matériau de remplissage/sol

L'analyse bibliographique a montré que la tranchée vide présente un dispositif efficace d'isolation, mais à cause du problème de stabilité des murs de tranchée et les problèmes liés à la nappe d'eau souterraine, il faut utiliser des matériaux de remplissage pour assurer la stabilité de la tranchée (*Tsai et Chang, 2008*).

L'influence des propriétés des matériaux de remplissage sur l'efficacité d'isolation est étudiée en faisant varier la rigidité des matériaux de remplissage (E_2). Le rapport des impédances (IR) est un facteur couramment utilisé pour distinguer si la tranchée est rigide ou souple par rapport au sol environnant :

$$IR = \frac{\rho_2 C_{s_2}}{\rho_1 C_{s_1}}$$
 Eq. 3.9

 ρ_1 et ρ_2 représentent les masses volumiques du sol et du matériau de remplissage respectivement, et C_{s1} et C_{s2} sont les vitesses des ondes de cisaillement dans le sol et dans le barrière, respectivement. La tranchée est considérée comme une barrière rigide si IR> 1 sinon elle est considérée comme une barrière souple.



L'effet du rapport des impédances sur l'efficacité d'isolation est illustré dans les figures 3.30 (a, b).

Figure 3.30 : Effet de la tranchée sur l'amplitude des vibrations dans le domaine temporel (a): D=2m ; (b): D=10m (Xt=1m ; Zt=5m)

Cette figure montre l'amplitude des vibrations verticales dans le domaine temporel dans la zone proche de la tranchée (D=2m) et en champ lointain (D=10m). Il est noté que l'amplitude des vibrations décroit significativement en utilisant des tranchées vides ou avec

un remplissage par un matériau de faible rigidité dans les deux zones (proche ou loin de la tranchée). Par contre, l'efficacité des tranchées rigides est limitée seulement à la zone proche de la tranchée. En plus, la présence de la tranchée conduit à un retard dans le temps d'arrivée du front d'onde surtout dans le cas d'une tranchée vide. Ce retard temporel est expliqué par le fait que les ondes se propagent sur une distance plus longue entourant la tranchée et aussi la rigidité du matériau de remplissage influence la vitesse de propagation des ondes. La forme d'onde modifiée indique l'existence des transformations et d'interférences le long du chemin des ondes.

Les figures 3.31 et 3.32 montrent le taux de réduction en utilisant des barrières souples et des barrières rigides, respectivement. L'analyse des résultats montre que :

- Une partie de l'énergie est réfléchie par la tranchée souple avec une augmentation de l'amplitude des vibrations dans cette zone. En face de la tranchée, les vibrations sont induites par la superposition des ondes incidentes et des ondes réfléchies. La face interne de la tranchée vide induit une réflexion totale des ondes. Pour les tranchées rigides, on ne note pas d'amplification des vibrations devant la tranchée rigide.

- Lorsque la profondeur de la tranchée est équivalente à la moitié de la longueur d'onde, l'effet d'isolation de la tranchée vide est d'environ 50%.

- Les tranchées souples sont plus efficaces que les tranchées rigides. La performance des tranchées remplies par un matériau à très faible rigidité comme le sol-bentonite ($E_2 = 3,5$ MPa) est comparable à celle des tranchées vides.

- L'efficacité des tranchées rigides est modérée au voisinage de la tranchée (sur une distance= $0,5Z_t$ derrière la tranchée); son effet se détériore rapidement, avec l'éloignement de la tranchée.



Figure 3.31 : Taux de réduction en utilisant des tranchées souples ($Z_t = \lambda/2$)



Figure 3.32 : Taux de réduction en utilisant des tranchées rigides ($Z_t = \lambda/2$)

La figure 3.33 illustre l'influence de la rigidité relative des matériaux de remplissage par rapport au sol environnant sur le spectre des vibrations. On peut noter que l'efficacité d'isolation est plus importante lorsque la tranchée ne contient aucun matériau de remplissage. L'existence d'un matériau de remplissage de faible rigidité permet de faire passer des ondes à travers la tranchée. L'efficacité d'isolation d'une tranchée rigide semble plus importante dans la zone très proche de la tranchée (X=1) par rapport à la zone plus lointaine (X=5). Le remplissage par un matériau rigide rend la vitesse des ondes traversant la tranchée plus grande et la longueur d'onde devient plus importante. Ainsi une tranchée plus profonde est indispensable pour obtenir une efficacité d'isolation comparable à celle de la tranchée vide ou souple.



Figure 3.33 : Contenu fréquentiel des vibrations en utilisant des tranchées (vide, souple et rigide) à deux distance D de la tranchée : (a) D=1m ; (b) D=5m

Il est possible d'expliquer l'efficacité d'isolation de différents matériaux de remplissage par le coefficient de transmission d'énergie (γ) qui est défini comme le rapport entre l'amplitude des ondes transmises à travers la barrière et les ondes incidentes. La figure 3.34 montre une analyse simplifiée de l'isolation des vibrations par des tranchées. Cette analyse est basée sur la prise en compte de la tranchée comme une couche de différente rigidité et de largeur constante insérée dans un milieu homogène élastique.



Figure 3.34 : Analyse simplifiée de l'isolation des vibrations par des tranchées

Ainsi, basé sur la théorie de propagation d'onde harmonique, le coefficient de transmission peut être donné par l'équation 3.10 *(Semblat et Pecker, 2009)* :

$$\gamma = \left[\phi^2 + \frac{1 - \phi^2}{4} \left(\frac{1}{IR} + IR\right)^2\right]^{-\frac{1}{2}} \qquad : \qquad \phi = \cos(\frac{\omega}{V_{s2}}h)$$
Eq. 3.10

(h) représente la largeur de la tranché et (ω) la fréquence des ondes incidents. La figure 3.35 représente la variation du coefficient de transmission avec le rapport des impédances.

Etant donnée que le rapport des impédances et son inverse sont directement combinés dans l'équation 3.10, le coefficient de transmission peut être la même si la couche est plus rigide ou plus souple que le milieu infini. La valeur maximale du coefficient de transmission est atteinte pour un rapport d'impédance = 1. Il est noté que le coefficient de transmission décroit lorsque le rapport des impédances est différent de (1). Cette décroissance est beaucoup plus rapide pour les petites valeurs de IR. Les ondes sont moins transmises (plus réfléchies) à partir de l'interface entre le sol et la tranchée souple. Par conséquent, l'efficacité de l'isolation est meilleure lorsque l'impédance de la tranchée est inférieure à 1, ce que signifie que les barrières souples sont alors plus efficaces que les barrières rigides. Pour les valeurs de IR>1, le coefficient ϕ est proche de 1 et le coefficient de transmission n'est pas loin de 1 et il n'y a presque pas d'atténuation. La même observation était confirmée par *Semblat & Pecker (2009)*.



Figure 3.35 : Coefficient de transmission de différents types de matériaux de remplissage en fonction du rapport des impédances.

3.4. Méthode par blocs enterrés (WIBs)

3.4.1. Présentation de la méthode

Selon *Wolf (1985)*, lors de la propagation des ondes dans une couche du sol située au dessus d'une base rigide, les ondes ne se propagent vers l'extérieur de cette couche si leur fréquence est inferieure à la fréquence propre de la couche superficielle du sol,. En mettant à profit cette propriété, il est possible d'atténuer la propagation des vibrations par l'installation d'un bloc rigide à une certaine profondeur de la surface du sol. Une telle idée a conduit à l'invention de la méthode des blocs enterrés (WIBs).

Cette méthode a été proposée par *Schmid et al. (1991), Antes et von Estorff (1994)* et *Takemiya et Fujiwara (1994).* Elle consiste à introduire une base rigide dans le massif du sol, ainsi, le sol au-dessus de cette base filtrera les ondes dont la fréquence est inférieure à sa fréquence propre. La fréquence propre de la couche superficielle du sol peut être estimée par la relation simplifiée *(Dorby et al, 1976)* :

$$f = \frac{Cs}{4H}$$
 Eq. 3.11

H représente l'épaisseur de la couche supérieure du sol et Cs la vitesse des ondes de cisaillement dans le sol (Figure 3.36).



Figure 3.36 : Isolation par blocs enterrés dans le massif du sol

Peplow et al. (1999) ont montré que le rôle principal de WIBs est d'augmenter la fréquence à laquelle la propagation dans la couche supérieure se produit, et par conséquence il est attendu que la réponse dans la gamme des fréquences de l'excitation soit réduite. Ils ont proposé la technique de "jet grouting" comme une méthode pratique pour la construction de WIB pour éviter le coût d'excavation et du remplacement du sol. *Gao et al. (2010)* ont constaté qu'avec une profondeur raisonnable, les WIBs en béton sont capables de réduire considérablement les vibrations et que la diminution de la profondeur des WIBs est un moyen efficace pour réduire la réponse dynamique du sol suite à une excitation verticale continue.

Yang et Hung (2009) ont montré que si un bloc est utilisé, les vibrations dans le sol peuvent être considérablement réduites, mais la propagation des ondes dans la zone environnante ne peut pas être totalement évitée (problème des fuites), pour deux raisons : (i) la base artificielle est limitée en longueur, (ii) le bloc peut être vibré, ce qui réduit sa fonction de base rigide. L'efficacité du bloc peut être améliorée en augmentant sa longueur et sa rigidité.

Les WIBs avec une forme rectangulaire nécessitent une quantité importante des travaux d'excavation des sols. Pour faire face à cet inconvénient, *Takemiya (1998, 2004)* a proposé des WIBs sous la forme X (nommée X-WIB) ou sous forme des nids d'abeille. L'avantage d'un tel dispositif, c'est qu'il peut être réalisé par la procédure classique d'amélioration du sol par mélange et injection de la pâte de ciment directement dans les sols (Figure 3.37).



Figure 3.37 : WIBs sous la forme des nids d'abeille (Takemiya, 2004).

3.4.2. Performance des blocs enterrés (WIBs)

Les WIBs fournissent une bonne réduction des vibrations de basses fréquences puisque le principe de cette méthode est de modifier la profondeur de la couche superficielle et sa rigidité sur une partie spécifique de la surface. Ainsi, cette modification conduit à augmenter la fréquence propre de la couche superficielle et à filtrer les vibrations dont les fréquences sont inférieures à la fréquence propre de cette couche (f = Vs/4H).

Pour évaluer l'efficacité des WIBs en champ libre, un bloc de largeur 2m et d'épaisseur 0,7m est placé sous la surface du sol à une profondeur (H= 1,2 m) de telle sorte que la fréquence propre de la couche du sol située au-dessus de WIB soit égale à 23Hz. Les blocs sont supposés être construits par un traitement « jet grouting » (*Peplow, 1999*). Les caractéristiques de traitement « jet-grouting » adoptées dans cette étude sont basées sur les informations fournies par les fabricants de jet grouting. Ainsi, la densité et le coefficient de Poisson sont pris comme 1900 kg/m³ et 0,2 respectivement ; le module de Young du bloc Es varie entre 1, 5 et 10 GPa pour analyser l'influence de la rigidité des blocs sur l'atténuation des vibrations.



Figure 3.38 : La performance des WIBs dans la réduction des vibrations routière.

La figure 3.38 montre le taux de réduction en utilisant WIBs comme un dispositif d'isolation en fonction de la rigidité des WIBs. On observe que le WIB avec une rigidité élevée peut réduire l'amplitude des vibrations jusqu'à 40% au-dessus du centre de WIB tandis que le taux de réduction est de 25% au-delà de WIB. En effet, le WIB ne constitue pas un substratum réel et sa largeur limitée par rapport à la longueur des ondes ne suffit pas à bloquer les ondes incidentes.

Compte tenu du fait que la performance de WIB dépend principalement de la fréquence des ondes incidentes, une analyse de la fréquence des vibrations est réalisée pour étudier l'effet de WIB dans le domaine fréquentiel. La figure 3.39 illustre le contenu fréquentiel des vibrations à différentes distances (1, 5, 10, 15 m) du centre de WIB. Il est montré que la présence de WIB conduit à une diminution significative des fréquences de vibrations. Les fréquences de résonance passent à des valeurs inférieures en particulier les fréquences inférieures à la fréquence propre de la couche au dessus du bloc (23 Hz).



Figure 3.39 : L'effet des WIBs sur le contenu fréquentiel des vibrations (a) X=1m, (b) X=5 m, (c) X=10m, (d) X=15m

Ce résultat est en accord avec les recommandations de *Hung et al (2004)* qui suggèrent que les WIBs sont seulement efficaces pour isoler les vibrations de longueur d'onde comparable à la dimension de WIB lui-même et pour les fréquences inférieures à la fréquence propre de la couche superficielle du sol.

3.5. Conclusion

Ce chapitre a comporté à la fois une étude expérimentale et numérique de l'isolation des vibrations induites dans le sol sous l'effet du trafic routier. L'étude a été réalisée en deux étapes :

- La validation du modèle numérique sur un essai d'isolation en vraie grandeur. L'expérimentation a consisté à étudier l'efficacité d'isolation par des blocs en surface. Un modèle 3D en différences finies est validé sur les mesures pour déterminer l'amplitude des vibrations avant et après l'installation des dispositifs d'isolation.

- Une étude paramétrique de la performance des différentes méthodes d'isolation a été ensuite présentée. Ces méthodes comportent : les tranchées vides ou remplies ; les blocs enterrés (WIBs) et les blocs en surface (masses lourdes).

Les résultats obtenus se résument par les points suivants :

- Les résultats des essais ont mis l'accent sur le rôle positif des blocs en surface dans la réduction des vibrations transmises dans le sol. Il a été montré que la présence des blocs en surface (qui pèse 1 tonne) se traduit par une réduction des vibrations atteignant 25%.

- La modélisation numérique montre que l'augmentation du poids des blocs en surface conduit à une réduction significative des vibrations verticales et horizontales. Une réduction importante allant jusqu'à 60% pourrait être obtenue en utilisant des blocs de (10 tonnes). Cette efficacité est comparable aux résultats obtenus par l'utilisation des tranchées vides.

Le contenu fréquentiel des vibrations en champ libre est localisé sur un intervalle de (10 à 15 Hz) ce qui correspond au rebondissement d'essieu de véhicule. Aucun effet de résonance n'est observé après l'emplacement des blocs, mais l'amplitude de spectre est largement réduite.

- Une tranchée vide dont la profondeur est de l'ordre de demi-longueur de l'onde de surface réduit l'amplitude des vibrations d'environ 50%. Ainsi, dans le cas des vibrations dues au trafic, il faudrait prévoir des barrières profondes (de plus de $\lambda/2$).

- L'efficacité d'isolation des tranchées s'améliore avec l'augmentation de sa profondeur. L'efficacité augmente de 30 à 80% quand la profondeur augmente de $0,25 \lambda$ à $0,75\lambda$.

- L'efficacité d'isolation est influencée par la distance entre la tranchée et la chaussée, mais cette influence est moins prononcée que celle de la profondeur. Lorsque la tranchée est proche de la chaussée (Isolation active), l'efficacité d'isolation semble être moins importante.

- Les tranchées vides ou souples sont plus efficaces que les tranchées rigides. La performance des tranchées remplies par un matériau à très faible rigidité comme le sol-bentonite (E2 = 3,5 MPa) est comparable à celle des tranchées vides.

- L'efficacité des tranchées rigides est limitée au voisinage de la tranchée (sur une distance=0.5Zt derrière la tranchée) ; son effet se réduit rapidement, avec l'éloignement de la tranchée.

- Les blocs enterrés (WIBs) avec une rigidité élevée peuvent réduire l'amplitude des vibrations jusqu'à 40% au-dessus du centre de WIB tandis que le taux de réduction est de 25% au-delà de WIB.

- Les WIBs ne sont pas des substratums réels et leur largeur limitée par rapport à la longueur des ondes ne suffit pas à bloquer les ondes incidentes. L'utilisation des WIBs avec une grande largeur semble être couteuse et peu pratique.

Conclusion générale

Ce travail a comporté une analyse des vibrations induites par le trafic routier. L'étude est effectuée par une modélisation numérique 3D qui prend en compte les caractéristiques mécaniques du véhicule, l'interaction entre le véhicule et les différents types d'irrégularités de la chaussée et la vitesse du véhicule. Le modèle a été validé sur des mesures expérimentales. Ensuite, il a été utilisé pour analyser l'influence de principaux facteurs sur les vibrations : irrégularité de la chaussée (globale et locale), la vitesse du véhicule et le système de suspension.

L'analyse de l'influence de la surface de la chaussée montre que l'amplitude des vibrations augmente considérablement avec la détérioration de la surface de la chaussée. Les vibrations induites par le passage d'un véhicule sur la rugosité globale sont généralement faibles. Les irrégularités locales constituent la cause principale des vibrations du trafic routier. Certains types d'irrégularités locales, en particulier les ralentisseurs de courte largeur, causent des vibrations qui peuvent dépasser le seuil « critère humain ». Dans certains cas, ces vibrations peuvent dépasser le seuil « dommages structures ».

L'analyse montre que l'amplitude et la fréquence des vibrations sont directement influencées par la vitesse du véhicule et la distance du véhicule. L'amplitude des vibrations décroit avec la distance du véhicule, ceci est dû à l'amortissement matériel et géométrique. En revanche, l'amplitude des vibrations a tendance à augmenter avec l'augmentation de la vitesse du véhicule. L'atténuation de l'amplitude peut être exprimée en fonction de la distance du véhicule (X) et de sa vitesse(V) par la relation simplifiée : $\ln(\frac{Vz}{V}) = a.X + b$

La modification des systèmes de suspension peut réduire sensiblement l'amplitude des vibrations. Cette modification doit être effectuée pour diminuer les charges d'essieux ou pour contrôler leur contenu fréquentiel de sorte qu'elles ne soient pas dominées par le rebondissement des essieux. Du point de vue des nuisances vibratoires, l'utilisation des systèmes de suspension avec ressorts à lames est conseillée.

Les mesures effectuées sur la technique d'isolation par des blocs en surface ont montré l'efficacité de cette méthode dans la réduction des vibrations. L'augmentation du poids des blocs conduit à une réduction significative des vibrations. En utilisant des blocs de 10 tonnes, la réduction peut atteindre 60% qui est comparable à celle obtenue par une tranchée vide.

La tranchée doit avoir une profondeur de l'ordre de demi longueur d'onde pour réduire l'amplitude des vibrations d'environ 50%. L'efficacité d'isolation des tranchées augmente avec l'augmentation de sa profondeur et de sa distance de la chaussée (isolation passive). Le choix des matériaux de remplissage est un paramètre déterminant pour assurer l'efficacité de l'isolation des tranchées remplies. Les tranchées vides ou souples sont plus efficaces que les tranchées rigides. L'efficacité de ces dernières est limitée au voisinage de la tranchée (sur une distance 0.5 Zt derrière la tranchée). Les blocs enterrés avec des rigidités élevées réduisent l'amplitude des vibrations mais avec un taux de réduction inférieur à celui obtenu par les tranchées ou les blocs en surface. Il faut utiliser des WIBs avec une grande largeur pour atténuer les vibrations induites par le trafic.

La présente étude a été réalisée sur les vibrations induites par le trafic en champs libre, il sera intéressant dans l'avenir d'étudier l'effet de ces vibrations sur des bâtiments adjacents afin de mieux comprendre leur impact sur les structures, en particulier les édifices historiques ou en maçonnerie. Il serait également intéressant d'étendre cette étude à un couplage entre les vibrations induites dans le sol et le bruit transmis dans l'air.

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

Aboudi J. (1973): Elastic waves in half-space with thin barrier. Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE; Vol. 99(1), pp. 69-83.

Adam M., Von Estorff O. (2005): Reduction of train-induced building vibrations by using open and filled trenches. J. Computers and Structures; Vol. 83(1): pp. 11-24.

Ahmad S., Al-Hussaini T.M. (1991): Simplified design for vibration screening by open and in-filled trenches. J. Geot. Eng., ASCE ; Vol. 117(1), pp. 67-88.

Al-Abdeh R. (2005) : Étude des vibrations induites dans le sol par le battage et le vibrofonçage de pieux. Thèse de doctorat. Université des sciences et technologies de lille. N°d'ordre : 3683.

Alzawi A., El-Naggar M. (2011): Full-scale experimental study on vibration scattering using open and in-filled (GeoFoam) wave barriers. J. Soil Dynamics and Earthquake Engineering; Vol. 31: pp. 306-317.

Amick H. (1999): A frequency - dependent soil propagation model. Conference of optomechanical Engineering and Vibration Control, Denver, SPIE Proc; Vol. 3786: pp. 72-80.

Amick H. & Gendreau M. (2000): Construction vibrations and their impact on vibration - sensitive facilities, presented at ASCE Construction Congres 6, Orlando, 22 February, pp.758-767.

Antes H., Estorff V. (1994): Dynamic response of 2D and 3D block foundations on a halfspace with inclusions. Soil Dyn. & Earthq. Eng; Vol. 13 (5): pp. 305-311.

Antunes M.D.L., Azevedo J., & Batista F. (1999): Experimental programme on traffic induced vibrations. In P. Pereira and V. Miranda, editors, International Symposium on the Environmental Impact of Road Pavement Unevenness, Porto, Portugal; pp. 243-261

Apakashev R.A., Pavlov V.V. (1997): Determination of yield stress and shear stress modulus of water at small flow velocity. Journal of Fluid Dynamics; Vol. 32(1): pp. 3-7.

Atanasopoulos G.A., Pelekis P.C. (2000): Ground vibrations from sheetpile driving in urban environment: measurements, analysis and effects on buildings and occupants. Soil dynamics and Earthquake Engineering; Vol. 19 (5): pp. 371-387.

Attewell P.B. & Farmer I.W. (1973): Attenuation of ground vibrations from pile driving, ground Engineering, Vol. 6, No. 4, pp. 26-29.

Avilés J., Sánchez-Sesma F. (1988): Foundation isolation from vibrations using piles and Barriers. Journal of Engineering Mechanics, ASCE; Vol. 114 (11): pp. 1854-1870.

Baker J. (1994): An experimental study on vibration screening by in-filled trench barriers. MS thesis, State University of New York, Buffalo, USA.

Barbosa R.S. (2012): Vehicle Vibration Response Subjected to Longwave Measured Pavement Irregularity. Journal of Mechanical Engineering and Automation; Vol. 2(2): pp.17-24.

Bata M. (1971): Effects on buildings of vibrations caused by traffic. Building Science; Vol.6: pp.221-246.

Baughan C.J., Martin D.J. (1981): Vibration nuisance from road traffic at fourteen residential sites. Laboratory report 1020, Transport and Road Research Laboratory.

Benoist J., Schaeffner M. (1982) : La dynaplaque. Bulletin de liaison des laboratoires des ponts et chaussées. N°122 - Réf. 2764.

Beskos D.E., Dasgupta B. & Vardoulakis I.G. (1986): Vibration isolation using open or filled trenches. Computational Mechanics; Vol. 1: pp. 43-63.

Bierer T., Bode C. (2007): A semi-analytical model in time domain for moving loads. Soil Dyn Earthq Eng; Vol. 27: pp. 1073-81.

Billaux B., Cundall P. (1993) : Simulation des géomatériaux par la méthode des éléments Lagrangiens. Revue Française de Géotechnique ; Vol. 63 : pp. 9-21.

Boroomand B., Kaynia A.M. (1991) : Vibration isolation by an array of piles. Proc. of 5th International Conference on Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Elsevier, Applied Science, Karlsruhe, Germany: pp. 683-691.

Brown D., Liu W. & Henning T. (2010): Identifying pavement deterioration by enhancing the definition of road roughness. NZ Transport Agency research report 430.

BSI. (1993): Evaluation and measurement for vibration in buildings. Part 2: Guide to levels from groundborne vibration. British Standards Institution, London, United Kingdom, BS 7385.

Bulletin CRR. (2001) : Vibrations dans les bâtiments dues au trafic routier mesure et prévention. Centre de recherche routière, Belgique. annexe 1.

Cai Y., Sun H. & Xu C. (2007): Steady state responses of poroelastic half-space soil medium to a moving rectangular load. Int J Solids Struct; Vol. 44: pp. 7183-96.

Caicedo B. (2007) : Medida de vibraciones producidas por los buses alimentadores del sistema Transmilenio en la ciudad de Bogota. Reporte interno Universidad de los Andes.

Cao Y.M, Xia H & Lombaert G (2010): Solution of moving-load-induced soil vibrations based on the Betti-Rayleigh dynamic reciprocal theorem. Soil Dyn Earthq Eng; Vol. 30: pp. 470-80.

Cao Z., Cai Y., Bostrom A. & Zheng J. (2012): Semi-analytical analysis of the isolation to moving-load induced ground vibrations by trenches on a poroelastic half-space. Journal of Sound and Vibration; Vol. 331(4): pp. 947-961.

Cebon D. (1993): Interaction between heavy vehicles and roads. SP-951, L. Ray Buckendale Lecture, SAE.

Celebi E., Firat S., Beyhan G., Cankaya I., Vural I. & Kirtel O. (2009): Field experiments on wave propagation and vibration isolation by using wave barriers. J. Soil Dynamics and Earthquake Engineering; Vol. 29 : pp. 824-833.

CERTU (2009) : Les ralentisseurs, état de l'art et effets dynamique. Centre d'études sur les réseaux, les Tansports, l'urbanisme et les constructions publiques. Rapport d'étude (12), N° production : 33207

Circulaire du 23 juillet (1986): Relative aux vibrations mécaniques émises dans l'environnement par les installations classées pour la protection de l'environnement. J.O. du 22 octobre. <u>http://aida.ineris.fr/textes/circulaires/text4220.htm</u>.

Clemente P., Rinaldis D. (1998): Protection of a monumental building against trafficinduced vibrations. Soil Dynamics and Earthquake Engineering; Vol. 17: pp.289-296.

Crispino M., D'Apuzzo M. (2001): Measurement and prediction of traffic-induced vibrations in a heritage building. J Sound Vib; Vol. 246 (2): pp. 319-35.

Crocket J.H.A. (1965): Some practical aspects of vibration in civil engineering. In Proceedings of the symposium on vibration in civil engineering; pp. 253-271.

Dasgupta B., Beskos D.E. & Vardoulakis I.G. (1990): Vibration isolation using open or filled trenches, Part 2: 3-D homogeneous soil. Computational Mechanics; Vol. 6: pp. 129-142.

Dai Y., Zheng Z. & Tong P. (2000): Transient dynamic analysis of airport runway. Advances in computational engineering & sciences, Tech Science Press; Vol. 1: pp. 615-21.

D'Apuzzo M. (2007): Some remarks on the prediction of road traffic induced groundborne vibrations. In: 4th international SIIV congress, Palermo, Italy.

Delanne Y, Paulo A. & Pereira A. (2001): Advantages and limits of different road roughness profile signal-processing procedures applied in Europe. Journal Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board; Vol. 1764: pp. 254-259.

Deng L., Cai C.S. (2009): Identification of parameters of vehicles moving on bridges. J.Eng Struct; Vol. 31 (10): pp. 2474-2485.

Descornet G., Boulet M. (1995): Road surface design and tyre/road surface interactions. In Tyretech 95. Rapra Technology Ltd. and European Rubber Journal. Turin, Italy, 16th-17th october.

Djedai M., (2009) : Etude de vibrations circulation routière Laxou. Centre d'études techniques de l'équipement de l'Est, LCPC de Nancy. Dossier D65/174.

DIN 4150 (1999): Structural vibration, Effects of vibration on structures, German norm. Part3.

Dobry R., Oweis I., & Urzua A. (1976): Simplified procedures for estimating the fundamental period of a soil profile. Bulletin Seism. SOC. Am. 66.

Dodds C. J., Robson J. D. (1973): The description of road surface roughness. J. Sound and Vibration; Vol. 31: pp. 175–183.

Douglas W.H., Darren J.T. & Karen R.R . (2003): Review of truck characteristics as factors in roadway design. Report 505, transportation research board Washington, DC.

Drabkin S., Lacy H. & Kim D.S. (1996): Estimating settlement of sand caused by construction vibration. Journal of Geotechnical Engineering; Vol. 122 (11): pp. 920-928.

Emad K., Manolis G.D. (1985): Shallow trenches and propagation of surface waves. J.Engng. Mech; Vol. 111 (2): pp. 279-282.

Eurocode 3 (1993): Design of steel structures – Part 5: Piling.

Fernandez R., Leblond J. (2008) : Etude des vibrations occasionnée par le trafic routier, route de Strasbourg, Entzheim. Centre d'études techniques de l'équipement de Lyon , LCPC d'Autun. Mars, Dossier 19736.

Ford R.A.J. (1990): Inhibiting the transmission of ground-borne vibrations by placing masses on the surface of the ground. Proc. Institution of Engineers Australia Vibration and Noise Conference, Melbourne, Vol. 18-20, pp. 227-231.

Francois S., Pyl L., Masoumi H.R. & Degrande G. (2007): The influence of dynamic soilstructure interaction on traffic induced vibrations in buildings. Soil Dyn Earthq Eng; Vol. 27: pp. 655-74.

François S., Karg C., Haegeman W., & Degrande G. (2010): A numerical model for foundation settlements due to deformation accumulation in granular soils under repeated small amplitude dynamic loading. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics; Vol. 34 (3): pp. 273-296.

Fu T., Cebon D. (2002): Analysis of a truck suspension database. J Veh Des, Heavy Veh Syst; Vol. 9 (4): pp. 281-97.

Fuykui M., Matsumoto Y. (1980): Finite Difference Analysis of Rayleigh Wave Scattering at a Trench. Bull Seismol Soc Amer, ASCE; Vol. 70 (6): pp. 2051-2069.

Gao G., Zhang B. & LI W. (2012): 3D analysis of vibration isolation using wave impeding block in layered and vertical heterogeneous foundation under horizontal-rocking coupled excitation. Rock and Soil Mechanics; 33(2): pp. 349-353.

Gao W., Zhang N. & Du H. P (2007): A half-car model for dynamic analysis of vehicles with random parameters. 5th Australasian Congress on Applied Mechanics, ACAM 10-12 December 2007, Brisbane, Australia.

Gillespie T.D. (1981): Technical considerations in the worldwide standardization of road roughness measurement. A Report to the World Bank, UM-HSRI, 81-28.

Gillespie T.D., Karamihas S.M., Sayers M.W, Nasim M.A. & Cebon D. (1993): Effects of heavy-vehicle characteristics on pavement response and performance. Technical Report 353, NCHRP, Transportation Research Board, Washington D.C.

Godlewski D. (1985) : Optimisation de la gestion routière : utilisation de l'uni longitudinal. Thèse de l'Ecole nationale Ponts et Chaussée, Paris. NS 12766.

Rao L.V.V., Narayanan S. (2008): Preview control of random response of a half-car vehicle model traversing rough road. Journal of Sound and Vibration; Vol. 310: pp. 352-365.

Graff K.F. (1975) : Wave Motion in Elastic Solids. Clarendon Press, Oxford.

Grundmann H., Dinkel J. (2000): Moving oscillating loads acting on a dam over a layered half space. In: Chouw N, Schmid G, editors. Wave. Rotterdam: AA Balkema; pp. 53-70.

Gupta S., Liu W.F., Degrande G., Lombaert G & Liu W.N (2008): Prediction of vibrations induced by underground railway traffic in Beijing. Journal of Sound and Vibration; Vol. 310 (3), pp: 608-630.

Hajek J. J., Blaney C.T & Hein D.K. (2006): Mitigation of Highway Traffic-Induced Vibration. Annual Conference of the Transportation Association of Canada, Charlottetown, Prince Edward Island.

Harris N.K., Obrien E.J., González A. (2007): Reduction of bridge dynamic amplification through adjustment of vehicle suspension damping. Journal of Sound and Vibration; Vol. 302(3): pp. 471-485.

Hatem A. (2009) : comportement en zone sismiques des inclusions rigides analyse de l'interaction sol-inclusion-matelas de répartition-structure. Thèse de Doctorat, Université de sciences et technologie de Lille, N° d'ordre 40199, pp. 39-42.

Hao H., Ang T. C. (1998): Analytical modelling of traffic-induced ground vibrations. Journal of the Engineering Mechanics Division, Proceedings of the ASCE; Vol. 124(8): pp. 921-928.

Hao H., Anga T.C. & Shen J. (2001): Building vibration to traffic-induced ground motion. Building and Environment; Vol. 36: pp. 321-336. **Hao H., Deeks A.J. (2005)**: Traffic Induced Ground Vibration and Its Effect on Nearby Building Structures. Australian Structural Engineering Conference.

Hanazato T., Ugai K., Mori M., & Sakaguchi R. (1991): Three-dimensional analysis of traffic-induced ground vibrations. Journal of Geotechnical Engineering, Proceedings of the ASCE; Vol. 117(8): pp.1133-1151.

Hardy M.S.A., Cebon D. (1994): Importance of speed and frequency in flexible pavement response. J Eng Mech ASCE; Vol. 120: pp. 463-82.

Harris N.K., Obrien E.J. & Gonzalez A. (2007): Reduction of bridge dynamic amplification through adjustment of vehicle suspension damping. Journal of Sound and Vibration; Vol. 302: pp. 471-485.

Haupt W.A. (1978): Isolation of vibration by concrete core walls. Proc. of Ninth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Japanese Society of Soil mechanics and Foundation Engineering; Vol. 2: pp. 251-257.

Haw J.S. (2009): Finite element investigation of traffic induced vibrations. J Sound Vib; Vol. 321(3-5): pp. 837-53.

Heller H.J. (1981): Bauwerksetzungen bei sandigen Untergrund infolge von Erschutterungen durch Bahnverkehr. Bauplanung - Bautechnik; Vol. 35(2): pp. 56-61.

Hendriks R. (2002): Transportation related earthborne vibrations (Caltrans Experiences), Technical Advisory, Vibration, TAV-02-01-R9601, February 20, 2002.

Hildebrand R. (2003): Asymptotic analysis of hard wave barriers in soil. J. Soil Dynamics and Earthquake Engineering; Vol. 23: pp. 143-158.

Hood R.A., Marshall C.P. (1987): The effects of simulated traffic vibration on a dwelling house. Department of Transport TRRL Report CR44: Transport and Road Research Laboratory, Crowthorne.

Huang M.H., Thambiratnam D.P. (2002): Dynamic response of plates on elastic foundation to moving loads. J Eng Mech ASCE; Vol. 128: pp. 1016-22.

Hunaidi O., Rainer J.H. (1996): Control of traffic induced vibration in buildings using vehicle suspension systems. Soil Dynamics and Earthquake Engineering; Vol. 15: pp. 245-254.

Hunaidi O., Tremblay M. (1997): Traffic-induced building vibrations in Montréal. Can J Civil Eng; Vol. 24(5): pp. 736-53.

Hunaidi O., Guan W. & Nicks J. (2000): Building vibrations and dynamic pavement loads induced by transit buses. J Soil Dyn Earthq Eng; Vol. 19 (6): pp. 435-453.

Hunaidi O. (2000): Traffic vibrations in buildings. National Research Council of Canada Construction technology update. No.39. ISSN 1206-1220

Hung H. H., Yang, Y. B., & Chang D.W. (2004): Wave barriers for reduction of traininduced vibrations in soils. J. Geot. & Geoenvironmental Eng; Vol. 130(12): pp.1283-1291.

Hunt H.E.M. (1991): Modelling of road vehicles for calculation of traffic-induced ground vibrations. Journal of Sound and Vibration; Vol. 144 (1): pp. 41-51.

Hunt H.E.M. (1991): Stochastic modelling of traffic-induced ground vibration. Journal of Sound and Vibration, Vol. 144 (1): pp. 53-70.

ISO 8608 (1991): Mechanical vibration, road surface profiles. Reporting of measured data.

Itoh, K., Zeng X., Murata O. & Kusakabe O. (2003): Centrifugal simulation of vibration reduction generated by high-speed trains using rubber-modified asphalt foundation and EPS barrier. International Journal of Physical Modelling in Geotechnics; Vol. 2: pp. 01-10.

Jakobsen, J. 1989. Transmission of ground-borne vibration in buildings. Journal of Low Frequency Noise and Vibration, Vol. 8(3): pp. 75–80.

Jaksa M. B., Griffith M. C. & Grounds R. W. (2002): Ground vibrations associated with installing enlarged-based driven cast-in-situ piles, Australian Geomechanics, Vol. 37, No. 1, pp. 67-73.

Jin B., Yue Z.Q. & Tham L.G. (2004): Stresses and excess pore pressure induced in saturated poroelastic halfspace by moving line load. Soil Dyn Earthq Eng; Vol. 24: pp. 25-33.

Jones D.V., Petyt M. (1986): Ground borne vibrations from passing trains: the effect of masses placed on the ground's surface. ISVR Technical Memorandum, No. 671, University of Southampton.

Jones & Stokes (2004): Transportation and construction induced vibration guidance manual. June. (J&S 02-039.) Sacramento, CA. Prepared for California Department of Transportation, Noise, Vibration, and Hazardous Waste Management Office, Sacramento, CA.

Ju S.H., Lin H.T. (2007): Investigation of vehicle dynamic response due to braking and acceleration. Journal of Sound and Vibration; Vol. 303 (1-2): pp. 46-57.

Ju S.H. (2009): Finite element investigation of traffic induced vibrations. J Sound Vib; Vol. 321 (3-5): pp. 837-53.

Karlstrom A., Bostrom A. (2007): Efficiency of trenches along railways for trains moving at sub- or supersonic speeds. Soil Dynamics and Earthquake Engineering; Vol. 27: pp. 625-641.

Kattis S.E., Polyzos D. & Beskos D.E. (1999): Vibration isolation by a row of piles using a 3-D frequency domain BEM. Int. J. Numer. Meth. Engng; Vol. 46: pp. 713-728.

Klein R., Antes H. & Le Houédec D. (1997): Efficient 3D modelling of vibration isolation by open trenches. Comput. Struct; Vol. 64: pp. 809-825.

Kawecki J., Kowalska A. (2011): Analysis of vibration influence on people in buildings in standards approach. Urban Transport. 6-8 June.

Kelley P.L., Dellorusso S.J. & Russo C.J. (1998): Building response to adjacent excavation and construction. In: Dusenberry D.O., Davie J.R., Editors, Effects of construction on structures, ASCE, Geotechnical Special Publication NO. 84: pp. 80-97.

Khalil L. (2009) : Influence de l'interaction sol-structure sur le comportement sismique des bâtiments : analyse dans les domaines linéaire et non linéaire. Thèse de Doctorat, Université de sciences et technologie de Lille ; N° d'ordre 40199 : pp. 54-56.

Kim D.S. & Lee J.S. (1998): Source and attenuation characteristics of various ground vibrations, Proc. of the Conference on Geotechnical Earthquake Engineering and Soil dynamics ground Dynamics III, Seattle, Washington, August 3-6th, pp. 1507-1517.

Kim S.M., Roesset J.M. (1998): Moving loads on a plate on elastic foundation. J Eng Mech ASCE; Vol. 124 (9): pp. 1010-1017.

Kinsler L.E., Frey A.R., Coppens A.B. & Sanders J.V. (1982): Fundamentals of acoustics, 3rd edition, John Wiley and sons, New York.

Klein R., Antes H. & Le Houédec D. (1997): Efficient 3D modelling of vibration isolation by open trenches. Comput. Struct; Vol. 64 (1-4): pp. 809-825.

Kliukas R., Jaras A. & Kačianauskas R (2008): Investigation of traffic-induced vibration in Vilnius Arch-Cathedral belfry. Transport: Research Journal of Vilnius Gediminas Technical University and Lithuanian Academy of Sciences; Vol. 23 (4): pp. 3223-329.

Kolsky H. (1963): Stress Waves in Solids, Dover Publications, Inc., New York.

Korkmaz K.A., Ay Z., Keskin S.N & Ceditoglu D. (2011): Investigation of Traffic-induced Vibrations on Masonry Buildings in Turkey and Countermeasures. Journal of Vibration and Control; Vol. 17(3): pp.3-10.

Kropac O., Mucka P. (2005): Be careful when using the international roughness index as an indicator of road unevenness. J. Sound Vibration; Vol. 287 (4-5): pp. 989-1003.

Krylov V.V. (2007): Control of Traffic-Induced Ground Vibrations by Placing Heavy Masses on the Ground Surface. Journal of Low Frequency Noise, Vibration and Active Control; Vol. 6 (4): pp. 311-320.

Kuhlmeyer R.L., Lysmer J. (1973): Finite Element Method Accuracy for Wave Propagation Problems. Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division; Vol. 99 (5): pp.421-427.

Law S.S., Bu J.Q, Zhu X.Q. & Chan S.L (2004): Vehicle axle loads identification using finite element method. J Eng Struct; Vol. 26(8): pp. 1143-1153.

Law S.S., Zhu X.Q (2005): Bridge dynamic responses due to road surface roughness and braking of vehicle. J Sound Vib; Vol. 282(3-5): pp. 805-830.

Le Houedec D. (1980): Response of a roadway lying on an elastic foundation to random traffic loads. J Appl Mech ASME; Vol. 47 (1): pp. 145-149.

Lefeuve-Mesgouez G., Mesgouez A. (2008): Ground vibration due to a high-speed moving harmonic rectangular load on a poroviscoelastic half-space. Int J Solids Struct; Vol. 45: pp. 3353-3374.

Leung K.L., Vardoulakis I.G., Beskos D.E. & Tassoulas J.L. (1991): Vibration isolation by trenches in continuously nonhomogeneous soil by the BEM, Soil Dyn. Earthquake Engng; Vol. 10 (3), pp. 172-180.

Leung K. L., Beskos D. E. & Vardoulakis I. G. (1990): Vibration isolation using open or filled trenches. Comput. Mech; Vol. 7: pp. 137-148.

Lombaert G., Degrande G. (1999): Study of determining factors for traffic induced vibrations in buildings. First biannual report BWM-1999-01, Department of Civil Engineering, Katholieke Universiteit Leuven, January. DWTC Research Programme Sustainable Mobility, Research Project MD/01/040.

Lombaert G. (2001): Development and experimental validation of a numerical model for the free field vibrations induced by road traffic. Thèse de Doctorat, Université Catholique de Louvain, département de génie civil, pp. 06.

Lombaert G., Degrande G. (2001): Experimental validation of a numerical prediction model for free field traffic induced vibrations by in situ experiments. Soil Dynamics and Earthquake Engineering; Vol. 21(6): pp. 485-97.

Lombaert G., Degrande G. (2003): The experimental validation of a numerical model for the prediction of the vibrations in the free field produced by road traffic. J Sound Vib; Vol. 262(2): pp. 309-31.

Longinow A. (1998): Monitoring construction vibrations, Geotechnical special publication, No. 84: Effects of Construction on Structures. ASCE, Editors: DUSENBERRy D.O. and DAVIE J. R., Proc. of sessions of Geo-Congress 98, Boston, Massachusettes, pp. 18-21.

Lu J.F., Jeng D.S. (2007): A half-space saturated poro-elastic medium subjected to a moving point load. Int J Solids Struct; Vol. 44: pp. 573-86.

Lu J., Xu B. & Wang J. (2009a): Numerical analysis of isolation of the vibration due to moving loads using pile rows. Journal of Sound and Vibration; Vol. 319: pp. 940-962.

Lu J.F., Xu B., Wang J.H. (2009b): A numerical model for the isolation of moving-load induced vibrations by pile rows embedded in layered porous media. Int J Solids Struct; Vol.6: pp. 3771-81.

Lysmer J.M., Kuhlmeyer R.L. (1969): Finite dynamic model for infinite media, journal of the Engineering Mechanics Division, Proceedings of the American society of civil engineers; Vol. 4, pp. 859-877.

Maeda S., Morioka M., Yonekawa Y., Kanada K. & Takahashi Y. (1998): Experimental studies of subjective response to road traffic-induced building vibration. J Industrial Health; Vol. 36(2) : pp.112-119.

Maldonado M. (2008) : Vibrations dues au passage d'un tramway : mesures expérimentales et simulations numériques. PhD thesis, Université de Nantes - École Centrale de Nantes, <u>http://tel.archives-ouvertes.fr/tel-00356222/fr</u>.

Marti J., Cundall P. (1982): Mixed discretisation procedure for accurate modeling of plastic collapse. Int.J.Num and analy methods in geomech; Vol. 6: pp. 121-139.

Massarsch K.R. (1991): Ground vibration isolation using gas cushions, Second International Conference on Recent Advance in Geotechnical Earthquake Engineering and soil dynamics, St. Louis, Missouri, March 11-15; Vol. 2: pp. 1461-1470.

Massarsch K.R., Sanaee F. (1993): Vibration isolation with lime-ciment columns, Internal Report. Division of Soil and Rock Mechanics, KTH, Stockholm: (Royal Inst. Techn.).

Massarsch K.R., Madshus C. & Bodare A. (1995): Engineering vibrations and solutions In: Prakash S, editor, Proceedings: Third International Conference on Recent Advances in geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, St. Louis, Missouri, Vol. 3 : pp.1349-1353.

Massarsch K.R. (2005): Vibration Isolation using Gas-filled Cushions. Soil Dynamics Symposium to Honor Prof. Richard D. Woods (Invited Paper.). Geo-Frontiers 2005, Austin, Texas; 24 - 26 January: 22 p.

May T.W., Bolt B.A. (1982): The effectiveness of trenches in reducing seismic motion. Earthquake Engng. Struct. Dyn; Vol.10: pp. 195-210.

Mhanna M., Sadek M. & Shahrour I. (2012): Numerical modeling of traffic-induced ground vibration. Computers and Geotechnics; Vol. 39: pp. 116-123.

Miller, G.F., Pursey, H., (1955): On the partitioning of energy between elastic waves in a semi-infinite solid, Proceedings of the Royal Society of London, Series A 233: pp.55-69.

Misaghi S., Nazarian S. & Carrasco C. (2010): Impact of truck suspension and road roughness on loads exerted to pavements. Center for Transportation Infrastructure Systems. The University of Texas at El Paso . Research Report FHWA-RD-07-1008-02.

Morton W. J., Hedges B. & Fernando E. (1978): Road traffic and the environment. SCPR Report P.390. Social and Community Planning Research. London.

Mourad M. (2010) : Analyse du comportement vibratoire d'un véhicule À la rencontre d'un obstacle (dos-d'âne). Thèse de doctorat, Université de Batna faculté des sciences de l'ingénieur département de mécanique ; pp. 28-33.

Murillo C., Thorel L. & Caicedo B. (2009): Ground vibration isolation with geofoam barriers: Centrifuge modeling. J. Geotextiles and Geomembranes; Vol. 27: pp. 423-434.

Nguyen K.V., Tran H.T. (2010): Multi-cracks detection of a beam-like structure based on the on-vehicle vibration signal and wavelet analysis. Journal of Sound and Vibration; Vol. 329: pp. 4455-4465.

Nicolas H.R., Johnson C.F. & Duvall W.I. (1971): Blasting Vibrations and their Effects on Structures, Bulletin No. 656, Washington, D.C. USBM.

OCDE (1992): Le chargement dynamique des chaussées. Institut Francais des Sciences et technologies des Transports, de l'Amenagement et des Reseaux (IFSTTAR). ISBN: 92-64-23762-3.

OECD (1997): Dynamic Interaction of Vehicle & Infrastructure Experiment - Asia-Pacific Concluding Conference. Organisation for Economic Co-operation and Development DIVINE Project Concluding Conference, Melbourne, November 5-7.

Peplow A.T., Jones C.J.C. & Petyt M. (1999): Surface vibration propagation over a layered elastic half-space with an inclusion. Applied Acoustics; Vol. 56: pp. 283-296.

PIARC (1987): Report of the Committee on Surface Characteristics. Proceedings of the XVIII World Road Congress. World Road Association . Paris, France.

Rasmussen K.M., Nielsen S.R.K. & Kirkegaard P.H. (2001): Boundary element method solution in the time domain for a moving time-dependent force. Comput Struct; Vol. 79: pp. 691-701.

Richart F.E., Hall J.R., & Woods R.D. (1970): Vibrations of Soils and Foundations, Prentice Hall, Englewood Cliffs, 414p.

Richard M. (2003) : Évaluation du profil de la surface des pistes de roulement du métro de Montréal. R-344. IRSST - Direction des communications, Montréal (Québec).

Sayers M., Karamilas S. (1996): Interpretation of road roughness profile data, UMTRI 96-19.Federal Highway Administration Contract DTFH 61 -02-C00143.

Schevenels M., Degrande G. & Lombaert G. (2004) : The influence of the depth of the ground water table on free field road traffic-induced vibrations. Int J Num Anal Meth Geomech; Vol. 28: pp. 395-419.

Schmid G., Chouw N. & Le R. (1991): Shielding of structures from soil vibrations. Soil Dyn. & Earthq. Eng. V, Int. Conf. Soil Dyn. & Earthq. Eng., Computational Mechanics Publications, Southampton, U.K., pp. 651-662.

Segol G., Lee P.C.Y. & Abel J.F. (1978): Amplitude reduction of surface waves by trenches. J. Eng. Mech. Div., ASCE; 104(EM3), pp. 621-641.

Selby A.R. (1991): Ground vibrations caused by pile installations. 4th International DFI. Conference - Rotterdam, pp. 497-502.

Semblat J.F., Pecker A. (2009): Waves and vibrations in soils: earthquakes, traffic, shocks, constructions works. IUSS Press, 500 pages. ISBN: 978-88-6198-030-3.

Semblat J.F., Lenti L., Jacqueline D., Leblond J.J. & Grasso E (2011): Vibrations induites dans les sols par le trafic ferroviaire : expérimentations, modélisations et isolation Railway vibrations induced into the soil: experiments, modelling and isolation. Revue Française de Géotechnique ; Vol. 134-135, pp.23-36.
SETRA. (2010) : Impact des systèmes de suspension des poids lourds sur la préservation des infrastructures-Synthèse des connaissances. Service d'études sur les transports, les routes et leurs aménagements. Référence: 1042w - ISRN : EQ-SETRA-10-ED27-FR.

Shi X., Cai C. S. & Chen S. (2008): Vehicle induced dynamic behavior of short-span slab bridges considering effect of approach slab condition." J. Bridge Eng; Vol. 13(1): pp. 83–92.

Shi X.M., Cai C.S. (2009): Simulation of Dynamic Effects of Vehicles on Pavement Using a 3D Interaction Model. Journal of Transportation Engineering; Vol. 135(10): pp. 736-744.

Siskind D.E., Stagg M.S., Kopp J.W., and Dowding C.H. (1980): Structure Response and Damage Produced by Ground Vibration from Surface Mine Blasting", RI 8507, Bureau of Mines, Report of Investigations.

Siskind D.E. (1981): Supplementary Information for Bureau of Mines Study on Response and Damage Produced by Ground Vibrations from Blasting, RI 8507: U.S. Bureau of Mines.

Sun L., Deng X. (1998): Prediction vertical dynamic load caused by vehicle pavement interaction. Journal of transportation engineering; Vol. 124 (5): pp. 470-478.

Sun L. (2003): Simulation of Pavement Roughness and IRI Based on Power Spectral Density. Mathematics and Computers in Simulation; Vol. 61: pp. 77-88.

Sun L. (2006): Analytical dynamic displacement response of rigid pavements to moving concentrated and line loads. Int J Solids Struct; Vol. 43: pp. 4370-83.

Sutherland H.B. (1950): A study of the vibrations produced in structures by heavy vehicles. In proceedings of the 30th Annual Meeting of the Highway Research Board, pp. 406-419.

Svinkin M.R., Shaw A.G. & Williams D. (2000): Vibration environmental effect of construction operations. DFI 25th Annual Meeting and 8th Int. Conf. and Exhibition, A Global Perspective on Urban Deep Foundations, Deep Foundation Insitute, Englewood Cliffs, N.J.,pp. 483-491. <u>http://www.vulcanhammer.net/svinkin/vibration.php</u>

Svinkin M.R. (2004): Minimizing construction vibration effects, Practice Periodical on Structural Design and Construction, ASCE, Vol. 9, No. 2, May 1, pp. 108-115.

Swiss Standard threshold (1978): steady-state vibration, from machines, traffic and construction in buildings. SN 640 312:

Tahami F., Zehsaz M. & Alidadi M.R. (2009): Fatigue Analysis of the Weldments of the Suspension-System-Support for an Off-Road Vehicle under the Dynamic Loads Due to the Road Profiles. Asian Journal of Applied Sciences ; Vol. 2 : pp. 1-21.

Takemiya H., Fujiwara A. (1994): Wave propagation/impediment in a stratum and wave impeding block (WIB) measured for SSI response reduction. Soil Dyn. & Earthq. Eng; Vol.13: pp. 49-61.

Takemiya H. (1998): Paraseismic behavior of wave impeding block measured for ground vibration reduction, Workshop on Effect of High-Speed Vibration on Structures and Equipment. Dept. Civil Eng., Natl. Cheng Kung Univ., Tainan, Taiwan, R.O.C., 51-56.

Takemiya H. (2004): Field vibration mitigation by honeycomb WIB for pile foundations of high-speed train viaduct. Soil Dyn. & Earthq. Eng; Vol. 24: pp. 69-87.

Taniguchi E., Sawada K. (1979): Attenuation with distance of traffic-induced vibrations. Soils and Foundations; Vol. 19 (2): pp. 15-28.

Theodorakopoulos D.D., Beskos D.E. (2006): Application of Biot's poroelasticity to some soil dynamics problems in civil engineering. Soil Dyn Earthq Eng; Vol. 26: pp. 666-79.

Traffic Advisory Leaflet (1996): Road humps and ground-borne vibration, Department for Transport in England. 8/96.

Transport Department of the Environment and UK Regions (2000): Road humps: discomfort, noise and ground-borne vibrations. Technical report, Department of the Environment, Transport and Regions, London, UK, October.

Tsai P., Feng Z. & Jen T. (2008): Three-dimensional analysis of the screening effectiveness of hollow pile barriers for foundation-induced vertical vibration. Computers and Geotechnics; Vol. 35: pp. 489-499.

Turunen-Rise I.H., Brekke A., Harvik L., Madshus C. & Klæboe R. (2003): Vibrations indwellings from road and rail-traffic- Part II: exposure-effect relationships based on ordinal logit and logistic regression models, Journal of Applied Acoustics ; Vol. 64(1) : pp.71-87.

Verbruggen A., (1996) : Milieu- en natuurrapport Vlaanderen 1996. Lerenom te keren. Vlaamse Milieumaatschappij en Garant Uitgevers N.V., Leuven/Apeldoorn.

Grandi F., Vignali V. (2007): Traffic vibration damping: the influence of pavement materials constitutive models. 4th international SIIV congress - Palermo (Italy), 12-14 September.

Wambold J.C., Defrain L.E., Hegmon R.R., Macghee K., Reichert J, & Spangler E.B (1981): State of the art of measurement and analysis of road roughness. Transportation research record; Vol. 836: pp. 21-29.

Watts G.R. (1984): Vibration nuisance from road traffic—results of a 50-site survey. Department of Transport TRRL Report LR11 19, Transport and Road Research Laboratory, Crowthorne.

Watts G.R. (1988): Case studies of the effects of traffic induced vibrations on heritage buildings. Department of Transport TRRL Report RR 156. Transport and Road Research Laboratory, Crowthorne.

Watts G.R. (1989): The effects of traffic vibration on heritage buildings—further case studies. Department of Transport TRRL Report RR207: Transport and Road Research Laboratory, Crowthorne.

Watts G.R. (1990): Traffic induced vibrations in buildings. TRRL, Research report 246.

Watts G.R. (1992): Generation and propagation of vibration in various soils produced by the dynamic loading of road pavements. J. Sound and Vibration, 156(2), 191-206.

Watts G.R. (1999): The generation and propagation of vibration in various soils produced by the dynamic loading of road pavements. Journal of Sound and Vibration, Vol. 156 (2): pp. 191-206.

Watts G.R., Krylov V.V. (2000): Ground-borne vibration generated by vehicles crossing road humps and speed control cushions. J Appl Acoust; Vol. 59(3): pp. 221-36.

Whiffin A.G., Leonard D.R. (1971): A survey of traffic-induced vibrations. Department of Transport TRRL Report LR418: Transport and Road Research Laboratory, Crowthorne. Berkshire, England.

White D., Finlay T., Bolton M. & Bearss G. (2002): Press-in piling: ground vibration and noise during pile installation, Deep Foundations. An International Perspective on Theory, Design, Construction, and Performance; Geotechnical Special Publication N0. 116, Editors: O'NEILL M. W. and Townsend F. C., ASCE; Vol. 1: pp. 363-371.

With C., Bahrekazemi M. & Bodare A. (2009): Wave barrier of lime-cement columns against train-induced ground-borne vibrations. Soil Dynamics and Earthquake Engineering; Vol. 29: pp. 1027-1033.

Wolf J. P. (1985): Dynamic Soil-Structure Interaction. Prentice-Hall, Englewood Cliffs, New Jersey.

Wolf J.P. (1994) : Foundation Vibration Analysis using Simple Physical Models. Prentice-Hall International Series in Civil Engineering and Engineering Mechanics.

Woods R. D. (1968): Screening of surface waves in soils. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 94 (4): pp. 951-979.

Woods R.D. & Jedele L.P. (1985): Energy attenuation relationships from construction vibrations, Vibration Problems in Geotechnical Engineering, ASCE Convention in Detroit, Michigan, pp. 229-246.

Wooton L.R. (1975): Protecting buildings against ground-borne vibration. Ground Engineering, London; Vol. 8 (4): pp. 35-36.

Xu B., Lu J.F. & Wang J.H. (2007): Dynamic response of an infinite beam overlying a layered poroelastic half-space to moving loads. J Sound Vib; Vol. 306: pp. 91-110.

Xu Y.L., Hong X.J. (2008). Stochastic modeling of traffic-induced building vibration. J Sound Vibr; Vol. 313(1-2): pp. 149-70.

Yang Y.B., Hung H.H. (2009): wave propagation for train-induced vibrations a finite/Infinite Element Approach. Published by World Scientific Publishing Co. Pte. Ltd. ISBN-10 981-283-582-2

Zheng L., Hai-lin Y., Wan-ping W. & Ping C. (2012): Dynamic stress and deformation of a layered road structure under vehicle traffic loads: Experimental measurements and numerical calculations. Soil Dynamics and Earthquake Engineering; Vol. (39): pp. 100-112.

ANNEXE A

I. Etat de l'art des ralentisseurs en France

Selon la réglementation et les recommandations techniques relatives aux ralentisseurs, on peut distinguer les dispositifs suivants *(CERTU 2009)* :

- normalisés et réglementés (ex : dos d'âne et trapézoïdal) ;

- ou bien seulement recommandés par les services de l'État (coussins et plateaux), sans pour autant faire l'objet d'une réglementation particulière.

I.1. Ralentisseurs réglementés ou recommandés

I.1.1. Les ralentisseurs de type dos d'âne ou de type trapézoïdal

Ces deux types de ralentisseurs ont été utilisés bien plus tôt que les coussins et plateaux. Ils ont été les premiers à bénéficier d'un cadrage réglementaire, aussi bien en matière de règles d'implantation que de caractéristiques géométriques. Le décret 94-447 de mai 1994 et la norme AFP 98-300 de juin 1994 exigent que les ralentisseurs doivent subordonnée à de multiples contraints *(CERTU 2009)* :

- Un ralentisseur ne doit pas représenter une forte nuisance (sonore, trafic, agressivité sur le véhicule) pour une collectivité ou pour un usager.

- Afin de ne pas perturber la fluidité du trafic, l'implantation de ce type de ralentisseur est interdite sur les voies comportant un trafic dense.

- leur implantation est interdite sur les voies empruntées régulièrement par des lignes de transport public de personnes sauf accord préalable des services concernés.

La conception géométrique de dos d'âne est représentée par le schéma ci-après :



Fig. I.1. Conception géométrique de dos d'âne

- Hauteur : 0,10 m \pm 0,01 m (tolérance de construction)
- Longueur : 4 m \pm 0,20 m (tolérance de construction)
- Saillie d'attaque du dos d'âne : \leq 0,005 m

La conception géométrique de trapézoïdal est représentée par le schéma ci-après.



Fig. I.2. Conception géométrique de trapézoïdal (CERTU 2009)

- Pente des rampants : de 7 % à 10 %
- Hauteur : $0,10 \text{ m} \pm 0,01 \text{ m}$ (tolérance de construction)
- Longueur du plateau : comprise entre 2,50 m et 4 m, à 5 % près
- Saillie d'attaque du rampant : $\leq 0,005$ m

La longueur totale doit donc être comprise entre 4,5 et 6,8 mètres et la pente des rampants entre 7 % et 10 %.

I.1.2. Les ralentisseurs de type coussins et plateaux

Contrairement aux ralentisseurs de type dos d'âne et de type trapézoïdal :

- Les coussins et plateaux ne font l'objet d'aucune réglementation, ni normalisation. Ils ne sont régis que par des recommandations techniques émanant du CERTU.

-Ils peuvent être utilisés sur des voies de lotissement hors agglomération.

- Ils peuvent être utilisés sur des voies supportant un fort trafic.

- Coussins et plateaux peuvent être chacun utilisés sur des voies où circulent des transports en commun et des poids lourds. Dans ce cas, l'utilisation des coussins sera privilégiée à celle des plateaux.



Les caractéristiques géométriques du coussin sont représentées par le schéma suivant :

Fig. I.3. Conception géométrique du coussin (CERTU 2009)

Pour que le dispositif soit efficace, la hauteur du profil doit être maintenue en chaque point de la surface du coussin. En revanche, Les caractéristiques géométriques du plateau sont les suivantes :

-La hauteur est celle du trottoir moins 2 cm, sans jamais dépasser 15 cm

-Les pentes des rampes d'accès doivent être comprises entre 5 et 10 % (éviter de dépasser 7 % en cas de présence d'une ligne régulière de transports en commun).



Fig. I.4. Conception géométrique du plateau (CERTU 2009)

I.2. Ralentisseurs non réglementés et non recommandés

Il s'agit de dispositifs qui peuvent se trouver sur des parkings, dans des entreprises, hôpitaux, centres commerciaux, etc. Contrairement aux dispositifs réglementés qui visent à amener la vitesse au-dessous de 30 km/h, ceux-ci sont mis en place pour obtenir des vitesses de franchissement bien inférieures : 20 km/h, voire 10 km/h. a titre d'exemple :

- La surélévation partielle en centre de carrefour : une formule intermédiaire entre le coussin et le plateau.

- Les ralentisseurs type « dos d'âne courts» : ils se caractérisent par une petite largeur (souvent moins de 50 cm), une hauteur comprise entre 5 et 7,5 cm, et une longueur qui est souvent ajustable. Ils sont adaptés à plusieurs limitations de vitesse.

- Les ralentisseurs type «trapézoïdal courts».



Fig. I.5. Surélévation au centre de carrefour (a), dos d'âne courts (b), trapézoïdal courts (c)

RESUME

Les vibrations induites par le trafic routier, en particulier les bus et les véhicules lourds, constituent une préoccupation majeure en zone urbaine. L'étude des vibrations routières est complexe, car elle exige de prendre en compte plusieurs aspects tels que : la modélisation du véhicule, l'interaction entre le véhicule et la chaussée et la propagation des ondes en champs libres ou dans une structure avoisinantes. Le présent travail a pour but d'étudier les vibrations induites par la circulation en vue d'estimer leurs impacts sur l'environnement. L'étude est effectuée par une modélisation numérique tridimensionnelle en différences finies. Le modèle proposé prend en compte les caractéristiques mécaniques du véhicule, l'interaction entre le véhicule et les différents types de chaussées et la vitesse du véhicule. Ce modèle est validé sur des mesures in situ. En plus, on présente des mesures effectuées en coopération avec CETE-Nord Picardie sur une méthode d'isolation. L'efficacité de plusieurs dispositifs d'isolation généralement étudiés dans la littérature est analysée. Ces dispositifs comportent : les tranchées, les blocs en surface et les blocs enterrés (WIBs).

ABSTRACT

Traffic induced Vibrations, especially by buses and heavy vehicles are a major concern in urban areas. The study of traffic vibrations is complex because it requires taking into account several aspects such as: vehicle modeling, the interaction between the vehicle and the road pavement and the wave propagation in free field or in a neighboring structure. The present work aims to study the vibrations induced by traffic in order to estimate their impact on the environment. The study was conducted by a three-dimensional numerical modeling in finite differences. The proposed model takes into account the mechanical characteristics of the vehicle, the interaction between the vehicle and the various types of road pavement and the vehicle speed. This model is validated by in situ measurements. In addition, we present measurements realized in cooperation with CETE North Picardy on an isolation method. The effectiveness of various isolation devices usually studied in the literature is analyzed. These devices include the trench barriers, the heavy surface blocks and the wave impeding blocks.