

Journal of Materials and Engineering Structures

Research Paper

Détermination de la réponse dynamique due à l'entrechoquement des structures adjacentes en fonction de la variation de la vitesse d'onde de cisaillement

Determination of the dynamic response due to the collision of adjacent structures as a function of the variation of the shear wave velocity

Badiaa Djebbar ^{a,*}, Meriem Zoutat ^a, Mohammed Mekki ^a, Mohammed Bensafi ^a

^a Laboratoire LM2SC, Faculté d'Architecture et de Génie Civil, Université des sciences et de la technologie d'Oran Mohamed Boudiaf, 1505 El M'NAOUER 31000 Oran, Algérie

ARTICLE INFO

Historique de l'article :

Recu : 1^{er} Janvier 2023

Révisé : 14 Juillet 2023

Accepté : 16 Aout 2023

Mots clés:

Entrechoquement

Force d'impact

Intercation sol structure

Vitesse d'onde de cisaillement

Keywords :

Pounding

Impact force

Soil structure interaction

Shear wave velocity

RESUME

Cet article étudie l'effet couplé de l'entrechoquement des bâtiments adjacents et l'interaction sol structure sur les réponses dynamiques en termes de déplacement et de force d'impact. Pour illustrer la procédure proposée, un exemple de deux bâtiments en béton armé de 8 étages soumis au séisme d'el Centro 1941 a été considéré. La procédure consiste à résoudre l'équation dynamique du mouvement par la méthode de Newmark en utilisant un programme sous Matlab les paramètres de l'interaction sol structure (ISS) sont introduit par les équations d'impédance dans l'équation du mouvement. L'analyse des résultats obtenus a révélé que même si les deux structures ont des caractéristiques identiques, la variation de la vitesse d'onde de cisaillement change complètement leur réponse en déplacement et en force d'impact ce qui peut fausser le dimensionnement des joints sismiques.

ABSTRACT

This article studies the coupled effect of the collision of adjacent buildings and the soil-structure interaction on the dynamic responses in terms of displacement and impact force. To illustrate the proposed procedure, an example of two 8-storey reinforced concrete buildings subjected to the 1941 el Centro earthquake was considered. The procedure consists in solving the dynamic equation of motion by Newmark's method using a program under matlab. The parameters of the soil-structure interaction are introduced by the impedance equations in the equation of motion. The analysis of the results obtained revealed that even if the two structures have identical characteristics, the variation of the shear wave speed completely changes their response in displacement and in impact force which can distort the dimensioning of the seismic joints.

* Corresponding author.

E-mail address: badiaa.djebbar@univ-usto.dz

1 Introduction

Pendant un séisme, les structures adjacentes vibrent de manière déphasée, et si la séparation entre elles n'est pas assez suffisante pour accommoder leurs mouvements relatifs, un entrechoquement peut se produire causant ainsi de graves dommages dus à la différence de leurs caractéristiques dynamiques. Cette collision peut donner naissance à des forces d'impact importantes qui occasionnent des défaillances structurelles sévères. Ce phénomène peut être évité, si une distance de séparation (appelée aussi joint sismique) peut être assurée.

Le comportement dynamique d'un ouvrage sous chargement sismique dépend essentiellement de son interaction avec le sol d'assise par le biais de ses fondations, ce qui est connu en génie civil par « l'interaction sol-structure » (ISS). Ce phénomène constitue une problématique spécifique de l'ingénierie structurale et géotechnique car les conditions mécaniques d'un sol peuvent provoquer de fortes anomalies locales du mouvement sismique en surface. C'est pour cette raison, lors du dimensionnement des ouvrages, il faut que les propriétés des sols doivent être évaluées dès le début de la conception [1, 2].

Dans la plupart des codes de conception sismique, les réponses dynamiques des structures sont déterminées en ignorant l'ISS sous l'hypothèse que les bâtiments sont encastrés dans le sol. Cette hypothèse a été retenue sur la base de la conviction que l'ISS a un effet favorable sur les ouvrages car elle réduit les forces d'inertie qui leur sont appliquées. Cependant, les observations post-séisme ont montrées que l'ISS peut engendrer un effet néfaste sur certains bâtiments construits sur des sols non conventionnels [3]. Ce n'est que durant ces dernières années que certains codes sismiques ont introduit des clauses permettant d'optimiser le dimensionnement des bâtiments et de prévoir de manière plus réaliste leur comportement sismique en tenant en compte l'effet de l'ISS.

L'entrechoquement sismique entre les bâtiments adjacents a été étudié dans plusieurs travaux de recherches [3, 4] pendant plus de vingt ans sans la prise en compte de l'effet de l'interaction sol structure et ce, en considérant les bâtiments encastrés dans leur base (base fixe). Par conséquent, négliger ou ignorer totalement le phénomène ISS pour ce type de structures pourrait entraîner des dommages structuraux. Vue la complexité du problème, cet axe de recherche n'a pas attiré beaucoup d'attention.

Parmi Les quelques études qui ont abordé l'effet simultané de l'entrechoquement et de l'ISS sur les bâtiments adjacents soumis aux mouvements sismiques, on peut citer les travaux de Mahmoud et al. [5] qui ont étudié l'effet de l'entrechoquement sur la réponse dynamique des structures légères et flexibles avec prise en compte de l'ISS. Les résultats obtenus dans cette étude ont montré l'effet significatif de l'interaction sol-structure sur les réponses sismiques des bâtiments de même hauteur lors de leur entrechoquement.

Shakya et Wijeyewickrema [6], ont analysé l'entrechoquement sismique de deux bâtiments de hauteurs différentes (10 et 9 étages) et deux bâtiments de même hauteur (5 étages) en béton armé en introduisant l'effet du sol dans leur étude. Ils ont conclu d'après les résultats obtenus que les déplacements inter-étages maximaux, les forces d'impact et les efforts de cisaillement au niveau des étages sont inférieurs lorsque le sol sous-jacent est pris en considération.

Quant à Farghaly [7], il a étudié deux bâtiments adjacents sous charge sismique avec différentes hauteurs (6 et 12 étages), et différentes profondeurs de fondation et sans joint sismique entre les deux bâtiments, tout en tenant compte de l'état du sol. Miari et al. [8], ont analysé l'entrechoquement des bâtiments à bases fixes, des bâtiments isolés et des bâtiments reposant sur des sols meubles.

L'analyse de base est souvent effectuée en utilisant à un seul degré de liberté (SDDL) comme modèle de structure. Anagnostopoulos [9]; Jing et Young [10] ; Mahmoud et Jankowski [11] ont utilisé de tels modèles pour mener une étude fondamentale sur l'entrechoquement entre les bâtiments adjacents en série. Les supports structurels sont considérés comme une base fixe seulement quand le sol est rocheux (très grande rigidité), et dans le cas où le sol est ferme ou meuble, cette flexibilité conduit la fondation à avoir un mouvement rotationnel et transversal qui entraîne une diminution de la rigidité globale des structures (Wakabayashi [12]; Przewlocki and Knabe [13] ; Stewart et al. [14]).

Maison et Kasai [15, 16] ont utilisé des modèles de systèmes à plusieurs degrés de liberté (PDDL) en interaction avec le sol, dans lequel la masse de chaque étage est concentrée au niveau de l'étage, et pour tenir compte du mouvement du sol horizontal et rotationnel du sol porteur, des ressorts de balancement et d'oscillation ont été considérés.

Pour situer notre problématique par rapport à ce qu'a été évoqué dans les études précédentes, nous allons proposer un modèle simplifié pour traiter le phénomène de l'entrechoquement des structures adjacentes sous l'effet de l'ISS. Le sol

est caractérisé par sa vitesse d'onde cisailent V_s . Le règlement parasismique Algérien RPA99/version 2003 [17] propose une classification des sites en quatre catégories à savoir le sol très meuble $V_s=125$ km/s, sol meuble $V_s=300$ km/s, sol ferme $V_s=600$ km/s et sol rocheux $V_s=1350$ km/s. Cette classification a été effectuée sur la base des propriétés mécaniques des sols qui les constituent, principalement la vitesse d'onde de cisaillement.

L'étude a été menée sur deux bâtiments adjacents de 8 étages soumis au séisme d'El-Centro 1940, selon trois configurations différentes. Chaque configuration se distingue par des propriétés de masse et de rigidité des bâtiments étudiés. L'entrechoquement a été simulé par un modèle viscoélastique linéaire modifié, nous avons utilisés la méthode de Newmark pour résoudre les équations dynamiques du mouvement. Les paramètres clés des réponses déterminés à travers cette étude, sont le déplacement et la force d'impact pendant l'entrechoquement.

2 Développement mathématique de la procédure proposée

La présente étude se focalise sur l'analyse de l'effet de couplage de l'interaction sol structure et de l'entrechoquement entre deux bâtiments adjacents soumis à une excitation sismique. Le modèle analytique proposé est constitué de deux sous-modèles :

2.1 Modèle du sol

Les deux structures adjacentes considérées vibrent individuellement et librement en interagissant avec leur sol de fondation. Le système d'interaction sol-structure qui représente ce phénomène est constitué d'un élément rhéologique sol-fondation et d'une superstructure modélisée par un système à PDDL comme le montre la Figure 1.

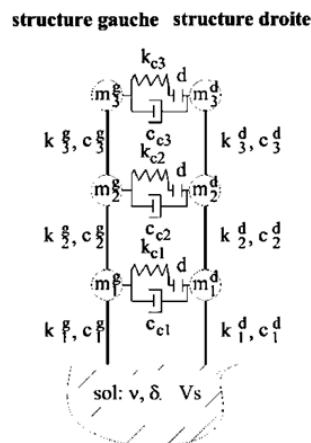


Fig. 1 – Modèle rhéologique du système interaction sol structure.

Les mouvements horizontaux et de rotation du sol d'assise sont représentés par des ressorts de raideur K_h et K_r (équation 1) et des amortisseurs de coefficients d'amortissement C_h et C_r (équation 2) [18]. Le sol est caractérisé par le coefficient de Poisson ν , le module de cisaillement G qui se calcule en fonction de la vitesse d'onde de cisaillement (équation 3) et sa masse volumique ρ . β_x et β_ϕ sont les coefficients de correction des ressorts des oscillateurs. L et B sont la demi-longueur et la demi-largeur de la fondation, r_h et r_r les rayons de fondation pour les modes de déformation en translation et en rotation afin de correspondre à la section A_f et au moment d'inertie I_f de la fondation réelle. [11, 13-18]

$$K_h = 2(1 + \nu)G\beta_x \sqrt{BL} \quad ; \quad K_r = \frac{G}{1-\nu} \beta_\phi BL^2 \quad (1)$$

$$C_h = 0.576 K_h r_h \sqrt{\frac{\rho}{G}} \quad ; \quad C_r = \frac{0.3}{1+\beta_\phi} K_r r_r \sqrt{\frac{\rho}{G}} \quad (2)$$

$$G_{max} = \rho V_s^2 \quad (3)$$

2.1 Modèle de l'entrechoquement des structures adjacentes

La modélisation de l'entrechoquement entre deux bâtiments voisins (figure 2), nécessite l'utilisation de modèles appropriés des effets de collision. Elle peut être faite par deux différentes approches qui existent dans la littérature. La première approche ne considère que les lois de conservation de l'énergie et des déformations des éléments structuraux lors de l'impact. Cependant, la deuxième approche considère directement la force d'impact lors du contact, (cette approche a été retenue dans notre étude). La simulation de cette force peut se faire soit par un modèle d'impact élastique ou viscoélastique.

Dans la présente étude, nous avons opté pour le modèle viscoélastique linéaire modifié (figure 3) proposé par (Mahmoud et Jankowski) [11]. Ce modèle a été choisi d'une part dans le but d'éliminer les forces de traction qui apparaissent juste avant la séparation des deux structures dans le modèle viscoélastique linéaire, et d'autre part, en raison de sa simplicité, son applicabilité et sa précision dans la modélisation de l'entrechoquement des structures adjacentes.

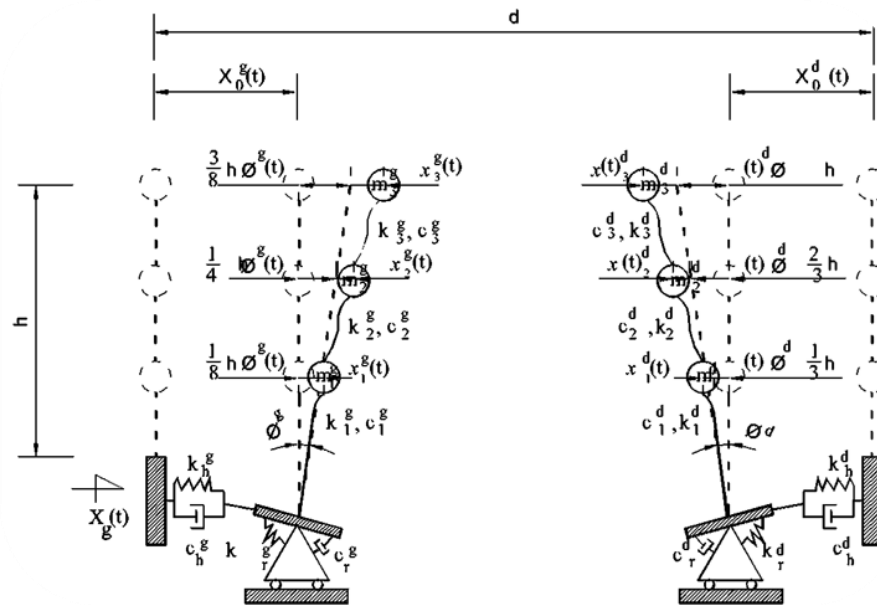


Fig. 2 – Modélisation de l'entrechoquement de deux bâtiments adjacents à trois degrés de liberté.

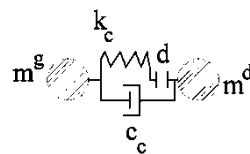


Fig. 3 – Modèle viscoélastique linéaire modifié.

3 Détermination de la réponse dynamique due à l'entrechoquement

L'étude consiste à déterminer les réponses dynamiques en termes de forces d'impact et de déplacements de deux structures voisines dus à leur entrechoquement durant un séisme en introduisant l'interaction sol structure. Le modèle proposé se base sur la variation de la vitesse d'onde cisaillement V_s qui caractérise le type de sol de fondation.

Pour illustrer la procédure de détermination des réponses dynamiques, un exemple de deux structures de trois degrés de liberté a été considéré. Cet exemple a été utilisé à titre de démonstration seulement parce qu'il permettra d'avoir des matrices de tailles réduite, au-delà de ce nombre de degrés de liberté, il sera impossible de présenter dans cette article des matrices de très grande taille. Néanmoins cette démarche sera appliquée ultérieurement pour les structures à huit degrés de liberté. Un programme numérique sous Matlab a été élaboré pour résoudre les équations dynamiques du mouvement (équation 4) en utilisant la méthode d'intégration directe de Newmark. L'effet de l'interaction sol structure est introduit à travers les équations d'impédance (équation 1 et 2).

$$M \ddot{x}(t) + C \dot{x}(t) + K x(t) + F(t) = -M \ddot{x}_g(t) \quad (4)$$

$$\begin{bmatrix} m^g & 0 \\ 0 & m^d \end{bmatrix} \ddot{x}(t) + \begin{bmatrix} c^g & 0 \\ 0 & c^d \end{bmatrix} \dot{x}(t) + \begin{bmatrix} k^g & 0 \\ 0 & k^d \end{bmatrix} x(t) + F(t) = - \begin{bmatrix} m^{g*} & 0 \\ 0 & m^{d*} \end{bmatrix} \{1\} \ddot{x}_g(t) \quad (5)$$

$$M^g = \begin{bmatrix} m_1^g & 0 & 0 & m_1^g & m_1^g \frac{h}{3} \\ 0 & m_2^g & 0 & m_2^g & 2m_2^g \frac{h}{3} \\ 0 & 0 & m_3^g & m_3^g & m_3^g h \\ m_1^g & m_2^g & m_3^g & m_1^g + m_2^g + m_3^g & h(\frac{m_1^g}{3} + \frac{2m_2^g}{3} + m_3^g) \\ m_1^g \frac{h}{3} & 2m_2^g \frac{h}{3} & m_3^g h & h(\frac{m_1^g}{3} + \frac{2m_2^g}{3} + m_3^g) & h^2(\frac{m_1^g}{9} + \frac{4m_2^g}{9} + m_3^g) \end{bmatrix} \quad (6)$$

$$M^d = \begin{bmatrix} m_1^d & 0 & 0 & m_1^d & m_1^d \frac{h}{3} \\ 0 & m_2^d & 0 & m_2^d & 2m_2^d \frac{h}{3} \\ 0 & 0 & m_3^d & m_3^d & m_3^d h \\ m_1^d & m_2^d & m_3^d & m_1^d + m_2^d + m_3^d & h(\frac{m_1^d}{3} + \frac{2m_2^d}{3} + m_3^d) \\ m_1^d \frac{h}{3} & 2m_2^d \frac{h}{3} & m_3^d h & h(\frac{m_1^d}{3} + \frac{2m_2^d}{3} + m_3^d) & h^2(\frac{m_1^d}{9} + \frac{4m_2^d}{9} + m_3^d) \end{bmatrix} \quad (7)$$

$$c^g = \begin{bmatrix} c_1^g + c_2^g & -c_2^g & 0 & 0 & 0 \\ -c_2^g & c_2^g + c_3^g & -c_3^g & 0 & 0 \\ 0 & -c_3^g & c_3^g & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & c_h^g & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & c_r^g \end{bmatrix} ; c^d = \begin{bmatrix} c_1^d + c_2^d & -c_2^d & 0 & 0 & 0 \\ -c_2^d & c_2^d + c_3^d & -c_3^d & 0 & 0 \\ 0 & -c_3^d & c_3^d & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & c_h^d & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & c_r^d \end{bmatrix} \quad (8)$$

$$k^g = \begin{bmatrix} k_1^g + k_2^g & -k_2^g & 0 & 0 & 0 \\ -k_2^g & k_2^g + k_3^g & -k_3^g & 0 & 0 \\ 0 & -k_3^g & k_3^g & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & k_h^g & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & k_r^g \end{bmatrix} ; k^d = \begin{bmatrix} k_1^d + k_2^d & -k_2^d & 0 & 0 & 0 \\ -k_2^d & k_2^d + k_3^d & -k_3^d & 0 & 0 \\ 0 & -k_3^d & k_3^d & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & k_h^d & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & k_r^d \end{bmatrix} \quad (9)$$

$$M^{g*} = \begin{bmatrix} m_1^g & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & m_2^g & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & m_3^g & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & m_1^g + m_2^g + m_3^g & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & h(\frac{m_1^g}{3} + \frac{2m_2^g}{3} + m_3^g) \end{bmatrix} \quad (10)$$

$$M^{d*} = \begin{bmatrix} m_1^d & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & m_2^d & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & m_3^d & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & m_1^d + m_2^d + m_3^d & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & h(\frac{m_1^d}{3} + \frac{2m_2^d}{3} + m_3^d) \end{bmatrix} \quad (11)$$

$$F(t) = \begin{bmatrix} F_1(t) \\ F_2(t) \\ F_3(t) \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} ; \quad \ddot{x}(t) = \begin{bmatrix} \ddot{x}_1^g(t) \\ \ddot{x}_2^g(t) \\ \ddot{x}_3^g(t) \\ \ddot{x}_o^g(t) \\ \ddot{\phi}^g(t) \\ \ddot{x}_1^d(t) \\ \ddot{x}_2^d(t) \\ \ddot{x}_3^d(t) \\ \ddot{x}_o^d(t) \\ \ddot{\phi}^d(t) \end{bmatrix} \quad (12)$$

d'où :

M^g ; M^d ; c^g ; c^d ; k^g ; k^d sont les matrices de masse et d'amortissement des structures gauche et droite respectivement ;

$\ddot{x}(t)$; $\dot{x}(t)$; $x(t)$; sont l'accélération vitesse et déplacement des structures ;

$\ddot{x}_g(t)$ vecteur d'accélération du sol en mouvement.

$F(t)$ force d'impact ; peut être déterminée par les équations (13) et (14) [9] :

$$F(t) = k_c \delta(t) + c_c \dot{\delta}(t) \quad \text{pour} \quad \dot{\delta}(t) > 0 \quad (\text{période d'approche}) \quad (13)$$

$$F(t) = k_c \delta(t) \quad \text{pour} \quad \dot{\delta}(t) \leq 0 \quad (\text{période de restitution}) \quad (14)$$

$$C_c = 2\xi_c \sqrt{\frac{m_1+m_1}{m_1+m_2}} ; \quad \xi_c = \frac{1-e^2}{e[e(\pi-2)+2]} ; \quad e = \frac{\dot{x}_f' - \dot{x}_f}{\dot{x}_0' - \dot{x}_0} \quad (15)$$

Où :

$\delta(t)$: Déformation de l'élément structurel en impact ;

$\dot{\delta}(t)$: vitesse relative entre les masses en impact ;

k_c : La rigidité de l'élément d'impact

c_c : Amortissement de l'élément d'impact,

ξ_c : taux d'amortissement

4 Application du modèle proposé

Afin de mieux comprendre le phénomène de l'entrechoquement des bâtiments adjacents qui interagissent avec le sol, une analyse a été menée sur trois cas de configurations de deux bâtiments voisins en béton armé ayant 8 degrés de liberté soumis au séisme d'El-Centro 1940. Chaque cas représente une configuration différente en termes de masse et de rigidité des deux bâtiments. Le déplacement ainsi que la force d'impact sont les paramètres à déterminer à travers cette analyse comparative.

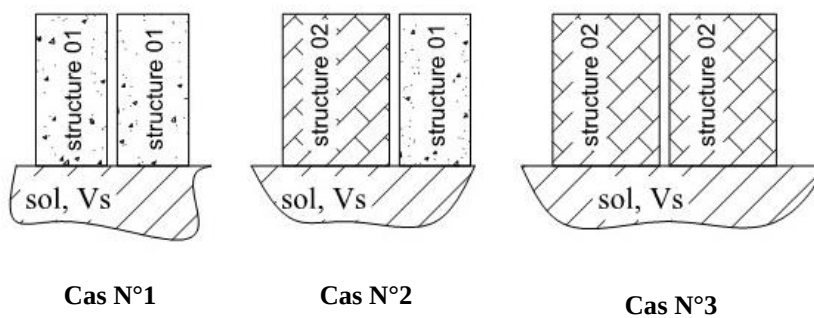


Fig. 4 – Les différents cas de configurations des bâtiments adjacents.

- **Cas 1** : Les deux structures voisines (gauche et droite) sont identiques.
- **Cas 2** : Les deux structures ont des caractéristiques différentes de telle sorte que la rigidité et la masse de la structure de gauche sont plus grandes que celle de droite.
- **Cas 3** : Les deux structures ont les mêmes masses et rigidité de la structure gauche du cas 2

4.1 Descriptions des structures

Deux structures adjacentes en béton armé ayant huit degrés de liberté, sans joints sismiques et avec un taux d'amortissement de 5%, sont considérées dans la présente étude (figure 05). La hauteur d'étage est de 3,06 m pour les deux bâtiments. la masse, la rigidité et l'amortissement de chaque étage sont respectivement $m=45195,5\text{kg}$, $k=3,24 \times 10^7\text{N/m}$, $c=6\,480 \times 10^7\text{N.s/m}$. Les fondations sont de dimensions $(2,0 \times 2,0)\text{m}^2$, les poteaux $(45 \times 45)\text{cm}^2$ et les poutres ont des sections rectangulaires avec des dimensions identiques $(45 \times 30)\text{cm}^2$. Ces caractéristiques correspondent au premier cas lorsque les deux bâtiments sont identiques.

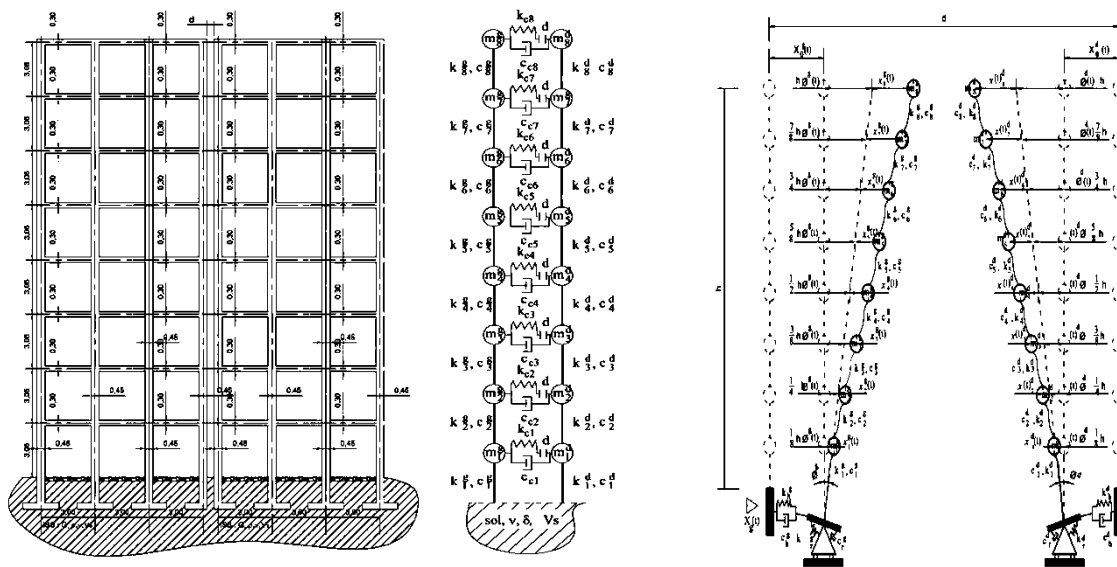


Fig. 5 – Modélisation des deux structures adjacentes.

4.2 Caractéristiques du sol de fondation

L'influence de l'ISS sur la réponse dynamique des structures lors de l'entrechoquement a été prise en compte lors de l'analyse. Pour des raisons de comparaison, différents types de sol caractérisés par leurs vitesses de cisaillement V_s ont été considérés. Les propriétés du sol sont résumées dans le tableau 1.

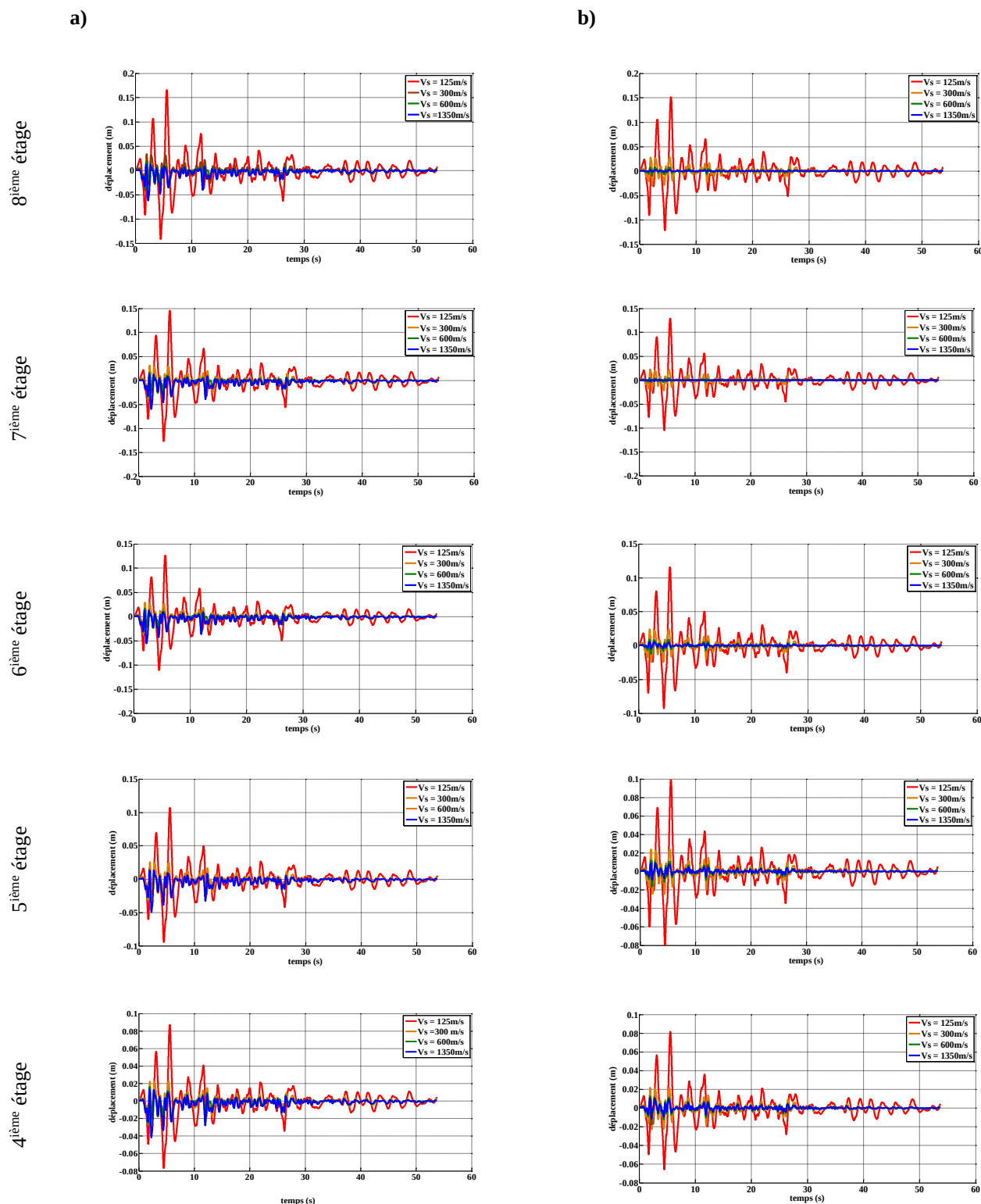
Tableau 1 - Propriétés du sol

Paramètres	Valeurs
Densité du sol $\rho \left[\frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \right]$	$1,89 \times 10^3$
Vitesse d'onde de cisaillement $V_s \left[\frac{\text{m}}{\text{s}^2} \right]$	125 ; 300 ; 600 et 1350
Module de cisaillement du sol $G \left[\frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right]$	$1,18 \times 10^5$; $1,77 \times 10^{10}$; $5,32 \times 10^{15}$; $3,59 \times 10^{21}$
Coefficient de Poisson ν	0,3
Coefficient correcteur de balancement	$\beta_x = 1$
Coefficient de correction d'oscillation du ressort	$\beta_\theta = 0,5$
Rayon équivalent de la fondation circulaire pour l'oscillation du ressort	$r_r = 1,12\text{m}$
Rayon équivalent de la fondation circulaire pour le balancement du ressort	$r_h = 1,14\text{m}$

5 Analyse des résultats et discussion

Cas (1) :

Les résultats de l'analyse numérique correspondant au premier cas ont donné les graphes du déplacement de la figure 6 et la force d'impact de la figure 7 pour les différents niveaux et les différents types de sol caractérisés par leurs vitesses d'onde de cisaillement. Les résultats sont obtenus par le programme élaboré pour résoudre l'équation du mouvement.



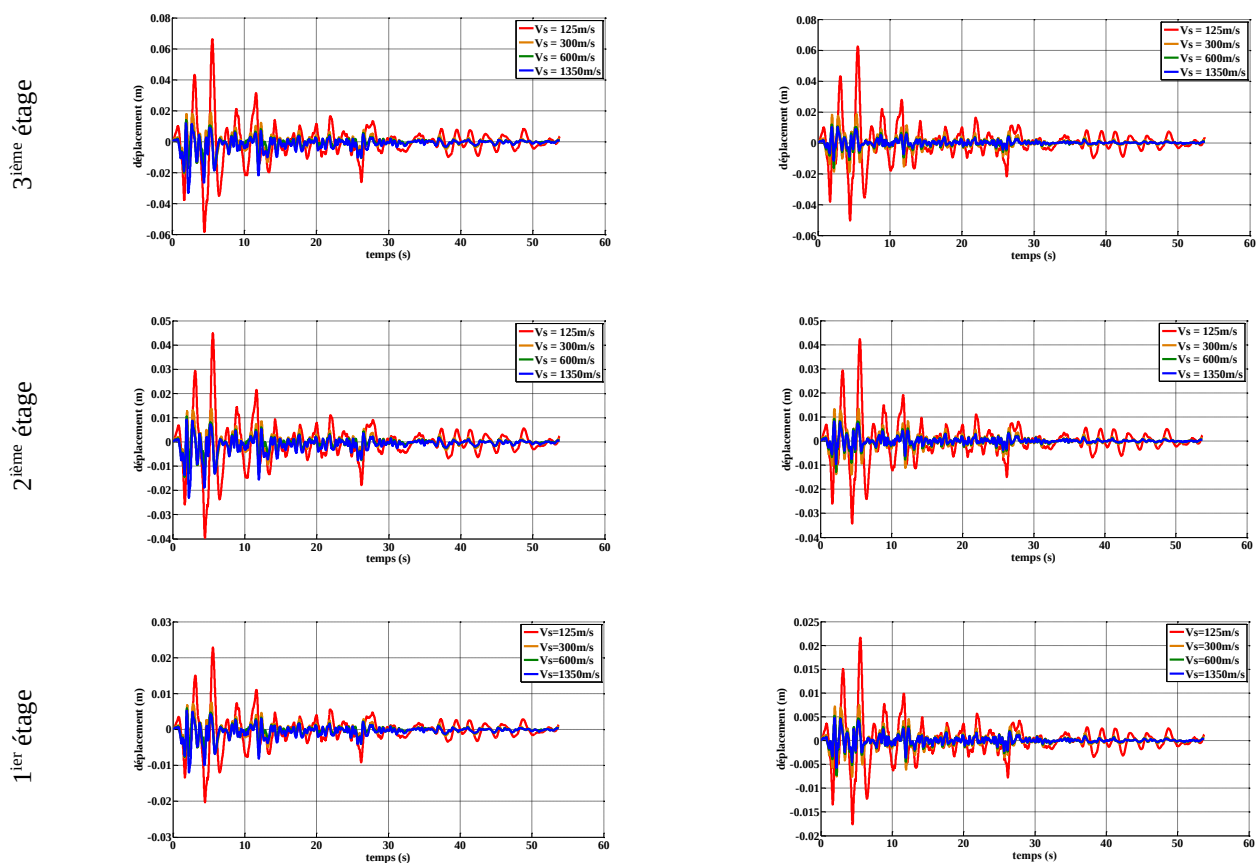


Fig. 6 – Historiques temporels des déplacements des étages en fonction de la vitesse d’ondes de cisaillement : (a) bâtiment gauche, (b) bâtiment droit.

La figure 6 montre clairement que les déplacements temporels des étages des deux structures diminuent quand la vitesse d’onde de cisaillement augmente. Le déplacement le plus défavorable se produit au 8^{ème} étage dans les deux structures avec une même valeur de 0,166m à l’instant $t=5s$ lorsque $V_s = 125m/s$ qui correspond à un sol très meuble, Cependant le déplacement diminue dans les niveaux inférieurs.

Lorsque les deux structure sont fondées sur un sol rocheux ($V_s = 1350m/s$) la valeur des déplacements dans les différents niveaux est limitée, le déplacement du 8^{ème} étage qui valait 0.03m passe à 0.007m au 1^{er} étage.

Les déplacements de La structure droite sont légèrement plus petits que ceux de gauche surtout à partir du 4^{ème} étage. Cette différence est due certainement à la différence des valeurs des coefficients correcteurs des rayons équivalents de la fondation, cela signifie que les structures sont sensibles aux paramètres de l’ISS.

En ce qui concerne les forces d’impact représentées par la figure 7, on remarque que l’intensité de ces forces est plus importante dans niveaux supérieurs et diminue dans les niveaux inférieurs. Elle diminue aussi lorsque la vitesse d’onde de cisaillement augmente. Elle atteint sa valeur maximale ($F = 06,04 \times 10^5 N$) au dernier niveau dans le cas d’un sol très meuble ($V_s = 125m/s$) à l’instant $t=5.88s$, c’est à dire après quelques instants du déplacement max de cet étage. Cependant, pour un sol rocheux ($V_s = 1350m/s$), $F = 2,5 \times 10^5 N$ mais à un instant plus avancé $t=1.889s$. Cela implique que quand le sol devient rocheux, la force d’impact maximale se produit plutôt.

Dans le cas du sol très meuble, l’impact se produit à plusieurs instants durant le séisme, contrairement au sol rocheux ou les impacts deviennent stables durant le temps.

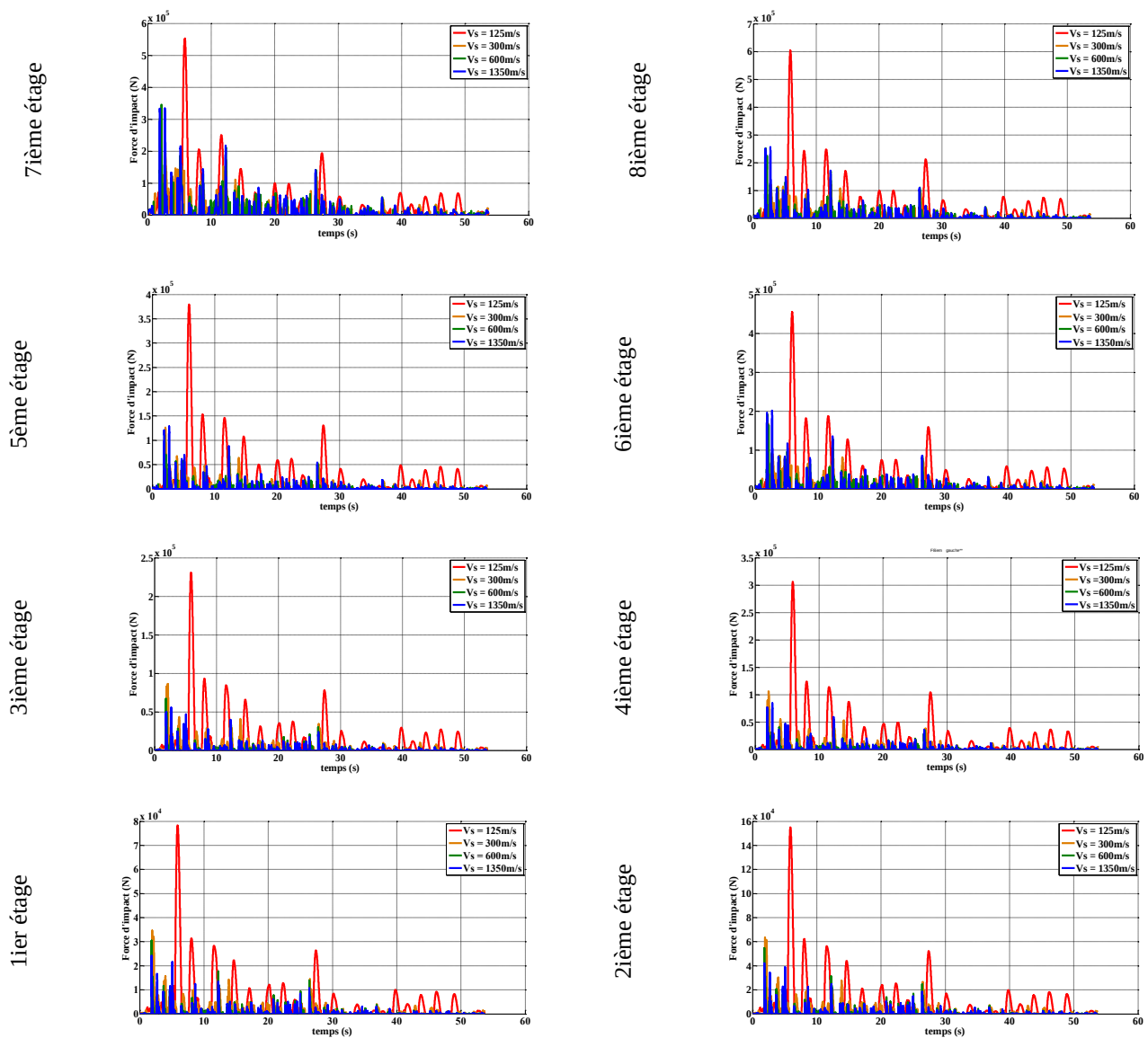
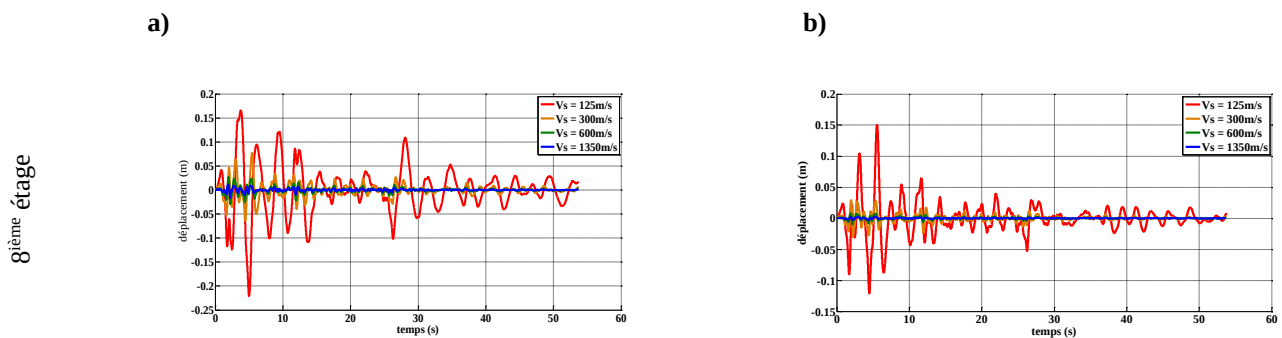
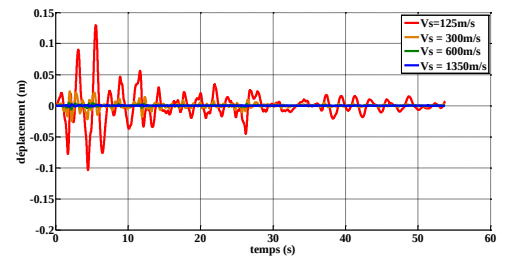
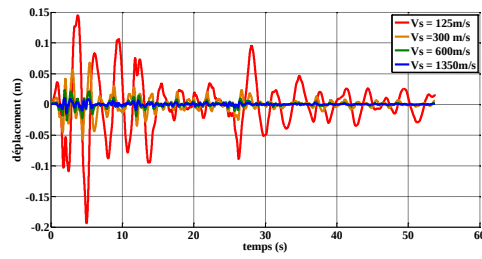
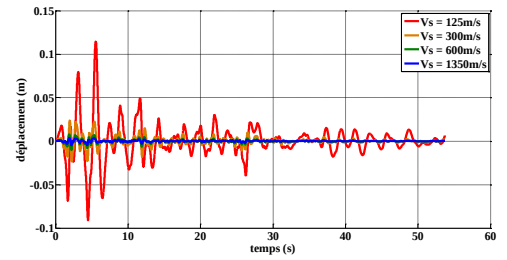
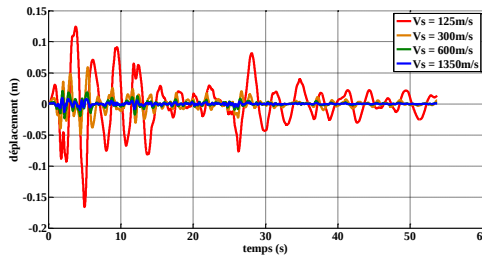
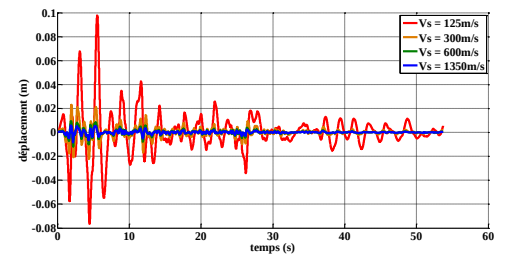
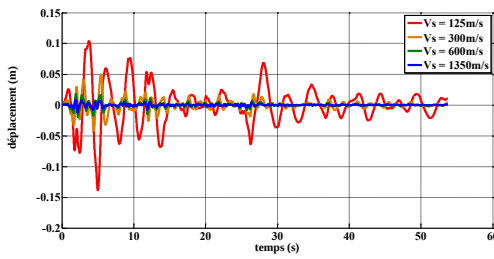
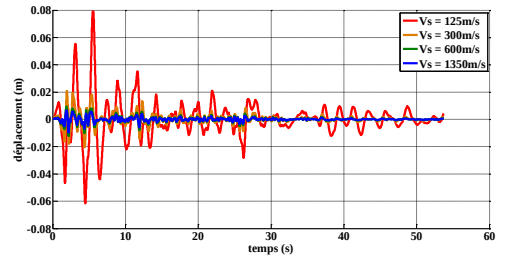
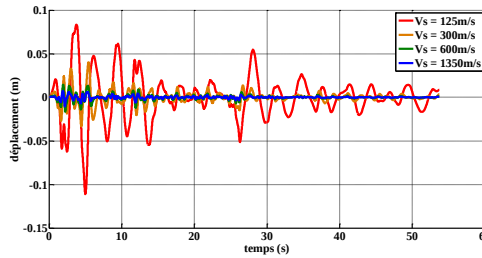
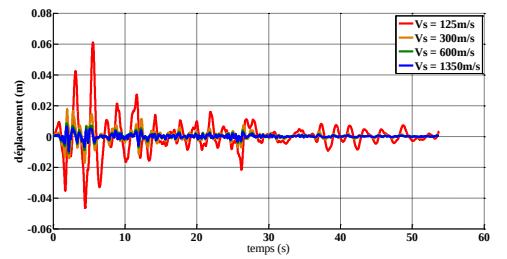
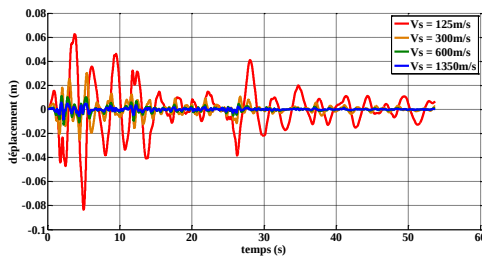
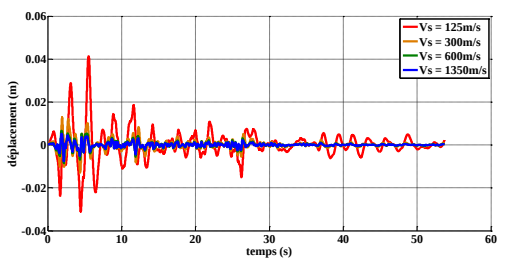
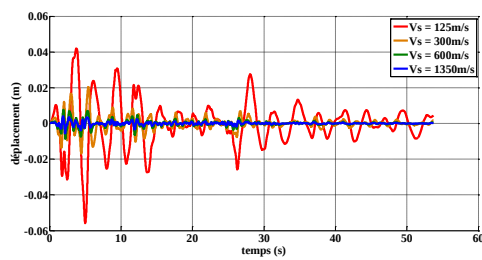


Fig. 7 – Historiques temporelles de la force d'impact en fonction de la vitesse des ondes de cisaillement.

Cas 2 :

Pour ce deuxième cas de figure, les deux structures ont des caractéristiques différentes. La structure de droite c'est la même que celle du cas 1, cependant la structure de gauche a les caractéristiques suivantes en terme de masse, rigidité, et amortissement respectivement $m=331\,427,6\text{ kg}$, $k=38,88 \times 10^7 \text{ N/m}$, $c=77\,760 \times 10^7 \text{ N.s/m}$



7^{ème} étage6^{ème} étage5^{ème} étage4^{ème} étage3^{ème} étage2^{ème} étage

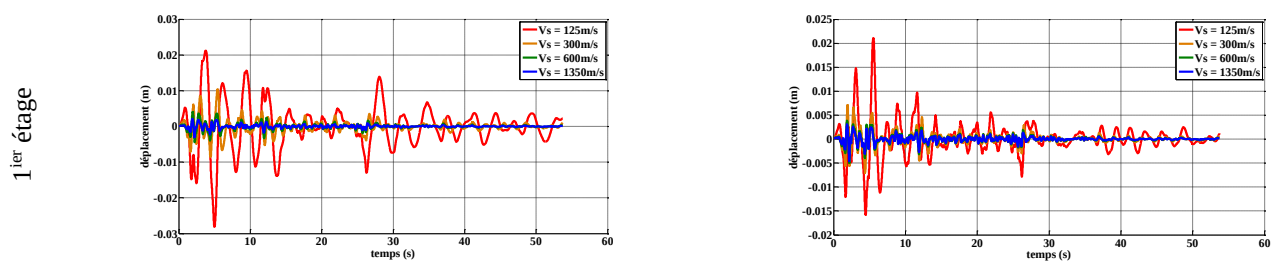


Fig. 8 – Historiques temporelles des déplacements en fonction de la vitesse d’ondes de cisaillement. (a) bâtiment gauche, (b) bâtiment droit.

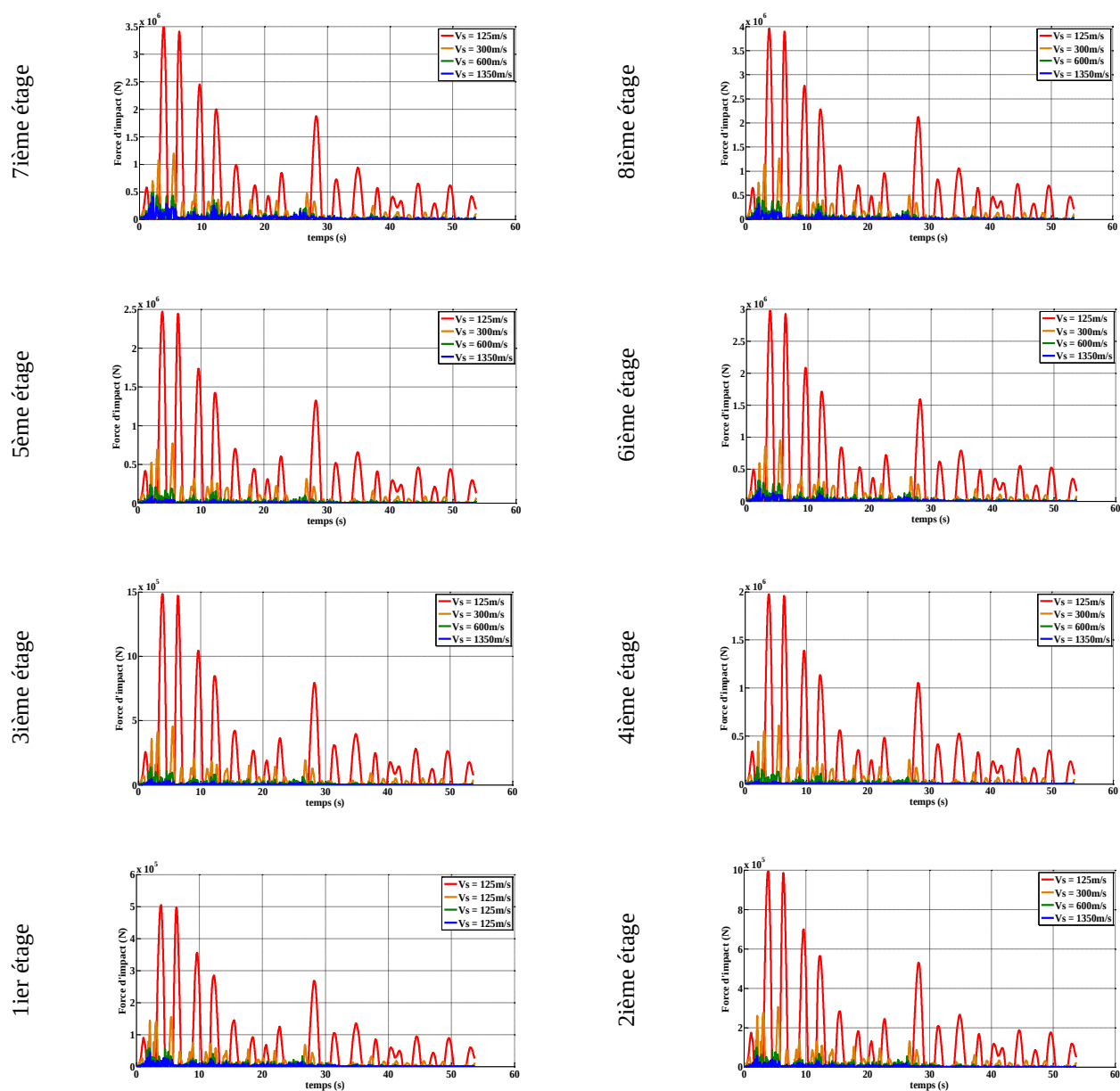
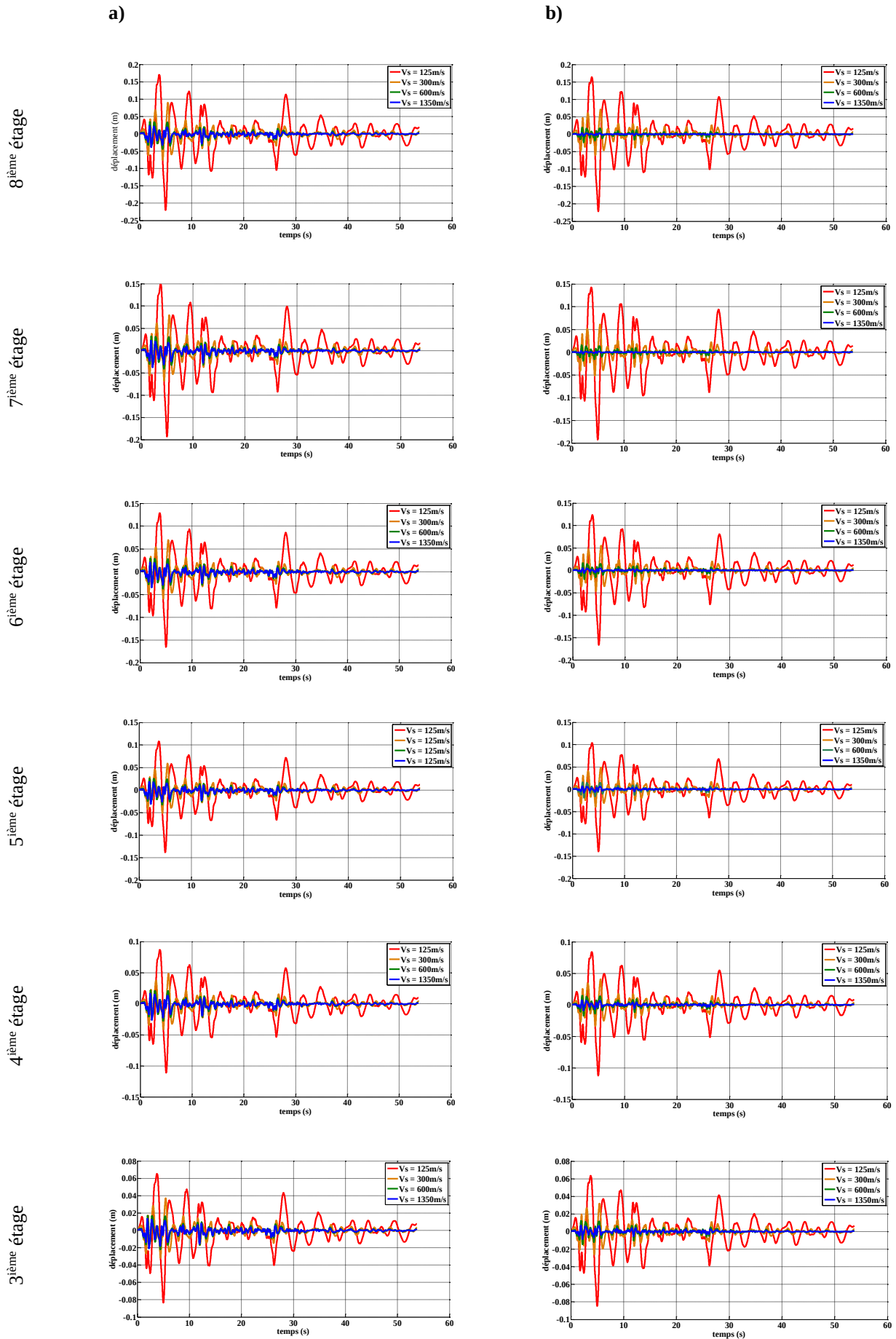


Fig. 9 – Historiques temporelles de la force d’impact en fonction de la vitesse des ondes de cisaillement.

D’après les graphes de la figure 8, on voit que les déplacements maximaux de la structure gauche diffèrent largement de ceux de la structure droite.



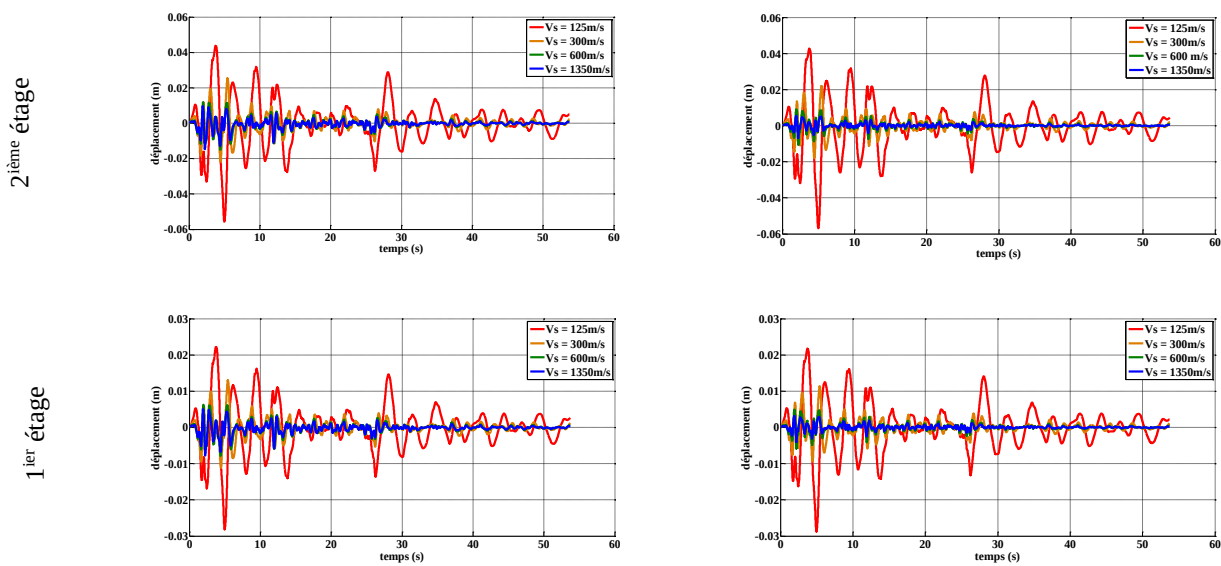


Fig. 10 – Historiques temporelles des déplacements en fonction de la variation de la vitesse d’ondes de cisaillement : (a) bâtiment gauche, (b) bâtiment droit.

Le pic se produit au 8^{ème} étage de 0.22m à $t=5.01s$ par contre le déplacement de la structure de droite est de 0.15m à $t=5.56s$ lorsque le sol est très meuble. Les déplacements sont plus significatifs lorsque le sol est meuble ou très meuble ($V_s=125$ km/s et $V_s=300$ km/s) et diminuent quand la vitesse d’onde de cisaillement augmente jusqu’à se stabiliser autour de 0.02 m.

La figure 9 montre que la force d’impact la plus défavorable $F=3.95 \times 10^6$ N se produit au 8^{ème} niveau lorsque le sol est très meuble, l’intensité de cette force diminue considérablement $F=1.44 \times 10^6$ N lorsque le sol devient ferme. Dans le cas d’un sol rocheux ($V_s=1350$ km/s) la force d’impact est faible $F=3.1810^5$ N à l’instant $t=2.19s$ ensuite reste stable, ce qui explique que l’entrechoquement diminue. La force d’impact se produit avant que le déplacement n’atteigne son maximum. la masse importante occasionnée durant le mouvement a fait augmenter le phénomène d’impact.

Cas (3) :

Dans ce cas les deux structures sont identiques, elles ont les mêmes caractéristiques que celles de la structure droite du cas 2.

On peut voir à partir de la figure 10 que les déplacements maximums se produisent au sommet des deux structures comme pour le 1^{er} et le 2^{ème} cas, mais avec des valeurs beaucoup plus inférieures. Exemple du déplacement du 8^{ème} niveau est de 0.15m à $t=5.55s$ pour un sol très meuble et de 0.028m pour un sol meuble, et presque nulle pour un sol ferme et sol rocheux. Les déplacements dans les niveaux inférieurs sont nettement très petits

On peut voir à partir de la figure 10 que les déplacements maximums se produisent au sommet des deux structures comme pour le 1^{er} et le 2^{ème} cas, mais avec des valeurs beaucoup plus inférieures. Exemple du déplacement du 8^{ème} niveau est de 0.15m à $t=5.55s$ pour un sol très meuble et de 0.028m pour un sol meuble, et presque nulle pour un sol ferme et sol rocheux. Les déplacements dans les niveaux inférieurs sont nettement très petits

Une attention particulière pour la force d’impact est donnée par la figure 11, ou on remarque que l’historique de la force d’impact diffère de celui des deux autres cas. Si on prend la force d’impact la plus défavorable du 8^{ème} étage on remarque que pour :

- $V_s = 150$ m/s, $F = 3.19 \times 10^5$ N ($t=4.3s$) ;
- $V_s = 300$ m/s, $F = 4.48 \times 10^5$ N ($t=5.56s$) ;
- $V_s = 600$ m/s, $F = 4.97 \times 10^5$ N ($t=2.04s$) ;
- $V_s = 1350$ m/s, $F = 5.048 \times 10^5$ N ($t=1.98s$) ;

- $V_s = 1350 \text{ m/s}$, $F=5.048 \times 10^5 \text{ N}$ ($t=1.98\text{s}$) .

Plus V_s augmente plus la force d'impact augmente et se produit plutôt. La force d'impact diminue légèrement dans les niveaux inférieurs et se produit après que le déplacement atteigne son maximum.

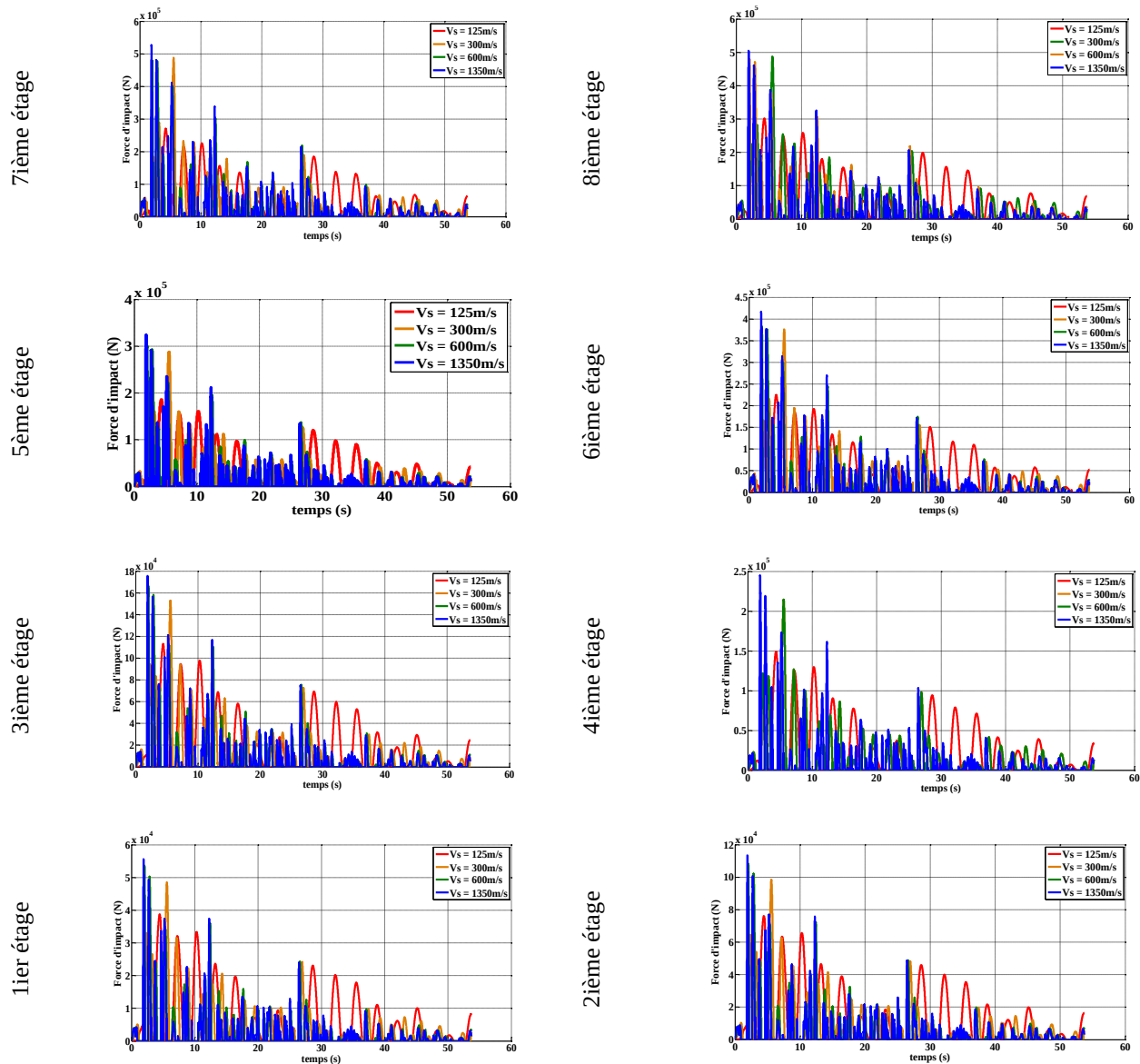


Fig. 11 – Historiques temporelles de la force d'impact en fonction de la variation de la vitesse d'ondes de cisaillement.

6 Conclusion

Dans cet article, une analyse numérique a été effectuée dans le but d'étudier l'effet couplé de l'entrechoquement et de l'interaction sol structure sur deux bâtiments adjacents en béton armé. Les paramètres clés à déterminer sont le déplacement et la force d'impact. Pour illustrer la procédure proposée, une étude paramétrique a été menée entre trois cas de configuration des deux bâtiments. Ces cas se distinguent par la différence de masse et de rigidité. L'effet du sol a été introduit par sa vitesse d'onde de cisaillement qui caractérise sa nature. Les types de sol pris en compte sont ceux donné par La classification du règlement RPA99 version 2003 à savoir sol très meuble, meuble, ferme et rocheux.

Les principales conclusions tirées de cette étude sont les suivantes :

- Les déplacements des deux structures dans les trois cas diminuent quand la vitesse d'onde de cisaillement augmente.

- Les déplacements et les forces d'impacts les plus défavorables se produisent au dernier niveau dans les trois cas pour n'importe quel type de sol.
- Le sol très meuble amplifie de 2 à 3 fois les déplacements et les forces d'impact des structures.
- Les structures en mouvement dans le 1er cas sont beaucoup plus affectées par l'ISS que les autres cas. Malgré leurs caractéristiques similaires, on constate une différence (dûe aux coefficients correcteurs des fondations) dans leurs réponses au séisme, ce qui peut fausser la prédiction de la dimension du joint sismique.
- Lorsque les deux structures adjacentes reposent sur un sol très meuble ($V_s < 300 \text{ m/s}$), le phénomène d'impact est beaucoup plus important en raison du déplacement qui se produit au sommet des structures. Cependant les déplacements des bâtiments reposant sur un sol rocheux ($V_s > 600 \text{ m/s}$) sont à peine affectés par l'entrechoquement.
- Dans le cas des structures du 1er cas, lorsque la vitesse d'onde de cisaillement augmente (le sol devient de plus en plus ferme), la force d'impact apparaît plutôt, et elle se produit après que les déplacements atteignent leur maximum.
- Pour des structures souples (faible rigidité) avec un sol très meuble, l'impact se produit à plusieurs instants durant le séisme, contrairement au sol rocheux dans lequel les impacts deviennent stables durant le temps.
- Les structures ayant des masses et des rigidités importantes (cas 3) reposant sur un sol meuble, ferme et rocheux présentent une force d'impact stable durant le séisme.
- Le déplacement et la force d'impact dépendent non seulement des caractéristiques dynamiques des bâtiments en collision et de la nature de l'excitation sismique, mais aussi de l'environnement extérieur entourant la base de la structure, c'est-à-dire de l'interaction entre la structure, les fondations et le sol.

En analysant l'effet de la variation de la vitesse d'onde de cisaillement combiné avec le type de structures adjacentes (différentes masses et rigidités) sur les déplacements et les forces d'impact pendant le tremblement de terre, nous amène à conclure qu'il est indispensable de prendre en compte la nature du sol dans la détermination du joint sismique entre les bâtiments adjacents pour éviter les dommages provoqués par leur entrechoquement.

REFERENCES

- [1]- M. Mekki, S.M. Elachachi, Contribution to the Proposition of a New Approach to Seismic Computation of Structures in Interaction with Soil (N2-SSI). *Journal of Materials and Engineering Structures «JMES»*, 7(1) (2020) 141-151.
- [2]- M. Zoutat, M. Mekki, S.M. Elachachi, Proposal of the Multi-modal N2-SSI method to study higher modes effect on the nonlinear response of SSI system. *Journal of Materials and Engineering Structures «JMES»*, 7(2) (2020) 185-202.
- [3]- T.M. Honnyal, S. Shivananda, H. Suresh, A study of seismic pounding between adjacent buildings. *International Journal of Research in Engineering and Technology*, 3(3) (2014) 795-799.
- [4]- H.-U. Kim, J.-G. Ha, K.-W. Ko, D.-S. Kim, Optimization of Two Soil–Structure Interaction Parameters Using Dynamic Centrifuge Tests and an Analytical Approach. *Sustainability*, 12(17) (2020) 7113. doi:10.3390/su12177113.
- [5]- S. Mahmoud, R. Jankowski, Elastic and inelastic multi-storey buildings under earthquake excitation with the effect of pounding. *Journal of Applied Sciences*, 9(18) (2009) 3250-3262. doi:10.3923/jas.2009.3250.3262.
- [6]- K. Shakya, A.C. Wijeyewickrema, Mid-Column Pounding of Multi-Story Reinforced Concrete Buildings considering Soil Effects. *Advances in Structural Engineering*, 12(1) (2009) 71-85. doi:10.1260/136943309787522687.
- [7]- A.A. Farghaly, Seismic analysis of adjacent buildings subjected to double pounding considering soil–structure interaction. *International Journal of Advanced Structural Engineering*, 9(1) (2017) 51-62. doi:10.1007/s40091-017-0148-y.

-
- [8]- M. Miari, K.K. Choong, R. Jankowski, Seismic pounding between adjacent buildings: Identification of parameters, soil interaction issues and mitigation measures. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 121 (2019) 135-150. doi:10.1016/j.soildyn.2019.02.024.
- [9]- S.A. Anagnostopoulos, K.V. Spiliopoulos, An investigation of earthquake induced pounding between adjacent buildings. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 21(4) (1992) 289-302. doi:10.1002/eqe.4290210402.
- [10]- H.-S. Jing, M. Young, Impact interactions between two vibration systems under random excitation. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 20(7) (1991) 667-681. doi:10.1002/eqe.4290200706.
- [11]- S. Mahmoud, R. Jankowski, Modified linear viscoelastic model of earthquake-induced structural pounding. *Iranian Journal of Science and Technology Transactions of Civil Engineering*, 35(1) (2012) 51-62. doi:10.22099/ijstc.2012.656.
- [12]- M. Wakabayashi, *Design of earthquake-resistant buildings*. McGraw-Hill Companies, Texas 1986.
- [13]- J. Przewłócki, W. Knabe, Settlement of a soil stratum subjected to an earthquake. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 19(11) (1995) 813-821. doi:10.1002/nag.1610191105.
- [14]- J.P. Stewart, G.L. Fenves, R.B. Seed, Seismic Soil-Structure Interaction in Buildings. I: Analytical Methods. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 125(1) (1999) 26-37. doi:10.1061/(ASCE)1090-0241(1999)125:1(26).
- [15]- B.F. Maison, K. Kasai, Analysis for a Type of Structural Pounding. *Journal of Structural Engineering*, 116(4) (1990) 957-977. doi:10.1061/(ASCE)0733-9445(1990)116:4(957).
- [16]- B.F. Maison, K. Kasai, Dynamics of pounding when two buildings collide. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 21(9) (1992) 771-786. doi:10.1002/eqe.4290210903.
- [17]- B. DTR, Règles Parasismiques Algériennes, RPA99/Version 2003. Centre National Recherche Appliquée En Génie Parasismique (CGS), Algérie, (2003).
- [18]- G. Gazetas, G. Mylonakis, Seismic soil-structure interaction: new evidence and emerging issues. *Geotechnical special publication*, (75 II) (1998) 1119-1174.