

# Modèle de sol en T pour une étude tridimensionnelle d'interaction sol-structure

FARES Reine<sup>1,2,\*</sup>

<sup>1</sup> Université Côte d'Azur, CNRS, LJAD, Nice 06108, France

<sup>2</sup> Université Côte d'Azur, CNRS, IRD, OCA, Géoazur, Sophia Antipolis 06560, France

*RÉSUMÉ. Une nouvelle technique de modélisation aux éléments finis est proposée pour résoudre des problèmes d'interaction sol-structure (ISS). Le but est de simplifier la modélisation du système sol-structure pour une utilisation professionnelle, en particulier dans le dimensionnement des structures avec prise en compte de l'ISS, en considérant la non linéarité des matériaux. Pour mettre en œuvre la simulation, un modèle de propagation unidirectionnelle (1D) dans un domaine de sol en forme de T est couplé à un modèle de bâtiment tridimensionnel (3-D), dans l'hypothèse de propagation d'onde verticale et de fondation superficielle rigide (modèle 1DT-3C). La loi de comportement d'Iwan [IWA 67] a été utilisée pour décrire le comportement non linéaire du sol sous chargement cyclique, en termes de contraintes totales. Les lois de comportement des sections en béton-armé sont déduites en termes de contraintes et de déformations généralisées et sont utilisées dans les nœuds des éléments de poutre 1-D de type Timoshenko. Les effets des non linéarités des matériaux sont étudiés et une quantification de l'ISS est obtenue en régime élastique linéaire.*

*ABSTRACT. The proposed model is a new finite element modeling technique solving soil-structure interaction (SSI) problems. The goal is to simplify soil-structure system modeling for professional practice, in particular for structural design, taking into account SSI and the nonlinear behavior of materials. The implementation considers a one-directional wave propagation (1D) in a T-shaped soil domain, coupled with a three-dimensional building model (3-D), under the assumption of vertical wave propagation and rigid shallow foundation (1DT-3C model). The constitutive law of Iwan [IWA 67] is used to describe the nonlinear behavior of soil under cyclic loading, in terms of total stress. The constitutive law of reinforced concrete sections is deduced in terms of generalized stresses and deformations and is used in the nodes of 1-D Timoshenko beam elements. The effects of nonlinearity in soil and reinforced concrete are studied. A quantification of SSI is estimated in linear elastic regime.*

*MOTS-CLÉS : Interaction Sol-Structure, méthode par éléments finis, action sismique, béton armé, comportement non linéaire.*

*KEY WORDS: Soil-structure interaction, finite element method, seismic loading, reinforced concrete, nonlinear behaviour.*

\* Actuellement Ingénieur Chercheur au CEA DEN DANS DM2S SEMT Laboratoire d'Etudes de Mécanique Sismique

## 1. Introduction

La résolution d'un modèle sol-structure sous sollicitation sismique reste très coûteux numériquement, par conséquence, l'interaction sol-structure (ISS) est négligée dans la conception parasismique des bâtiments.

Diverses méthodes ont été proposées pour simplifier la modélisation de l'ISS. Wolf propose la résolution de l'ISS en considérant un sol homogène et un modèle de structure à un degré de liberté [WOL 85]. Jennings et Bielak proposent un modèle à plusieurs degrés de libertés et montrent que l'effet d'ISS se produit principalement dans la direction du premier mode fondamental de la structure [JEN 73]. Gazetas propose une analyse d'ISS en deux étapes couplées à l'aide des fonctions d'impédance dynamique [GAZ 91].

La discrétisation spatiale par éléments finis est la méthode la plus utilisée en Génie civil pour le calcul des structures et par conséquent elle est exploitée pour ajouter l'effet de l'ISS. Saez *et al.* [SAE 11] montre que la résolution directe (une étape) de l'équation dynamique de l'assemblage sol-structure et la considération des caractéristiques dynamique du sol et du signal sont obligatoires pour une analyse d'ISS. Santisi d'Avila et Lopez-Caballero [SAN 18] proposent un modèle de propagation unidirectionnelle d'une onde sismique à trois composantes (1D-3C) en considérant un profil de sol unidimensionnel (1-D) et une structure 3-D. La même hypothèse de propagation unidirectionnelle des ondes est adoptée par Fares *et al.* [FAR 17] en utilisant un modèle 3-D du sol (3D-3C) qui permet à la fondation de basculer et de se déformer, ainsi que la modélisation de plusieurs structures proches, pour une analyse d'interaction structure-sol-structure (ISSS). Malgré les avantages de précision que le modèle 3D-3C offre, le calcul est coûteux surtout quand la non linéarité du comportement des matériaux est considérée. Fares *et al.* [FAR 19] proposent alors une modélisation du domaine de sol qui soit 3-D en surface jusqu'à une certaine profondeur fixée et une colonne 1-D à surface unitaire en profondeur, jusqu'à l'interface sol-substrat rocheux. Ce modèle de propagation unidirectionnelle des ondes sismiques à trois composantes, dans un domaine de sol en T (1DT-3C) permet de prendre en compte l'ISS avec un coût limité en temps de modélisation et de calcul.

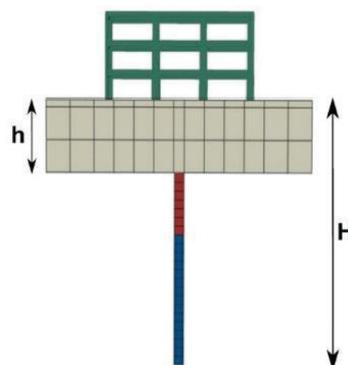
Une analyse paramétrique, pour estimer la variation de la réponse sismique du bâtiment due à l'ISS, est présentée. Une estimation de l'ISS est obtenue pour des structures à fondation superficielle et de petite à moyenne hauteur, en régime élastique-linéaire. L'influence de la non linéarité des matériaux est étudiée.

La propagation en direction verticale des ondes sismiques à trois composantes est simulée numériquement dans un domaine de sol à couches horizontales en forme de T (modèle de propagation 1DT-3C) dans lequel une fondation superficielle est intégrée et une structure 3-D est connectée à cette dernière par une connexion rigide. Le logiciel Abaqus [ABA 14] est utilisé pour cette recherche, mais le modèle peut être implémenté dans n'importe quel logiciel de calcul par éléments finis.

## 2. Domaine de sol en T

Le domaine de sol est 3-D jusqu'à une profondeur prédéfinie  $h$  et 1-D jusqu'à l'interface avec le substratum rocheux (Figure 1). Dans chaque couche, le sol est homogène et isotrope, avec propriétés mécaniques constantes avec la profondeur.

Des éléments finis solides à 20 nœuds sont utilisés pour la discrétisation spatiale du domaine de sol. Le nombre minimal d'éléments quadratiques dans une couche de sol, dans la direction verticale, est imposé égal à  $pfh/2v_s$ ,



**Figure 1.** Section du modèle de propagation 1DT-3C pour l'analyse d'ISS où  $h$  est l'épaisseur du domaine de sol 3-D et  $H$  est la profondeur à laquelle se trouve l'interface avec le substratum rocheux.

où  $p = 10$  correspond au nombre minimal de nœuds par longueur d'onde,  $f = 15$  Hz est la fréquence maximale d'intérêt,  $h$  l'épaisseur de la couche et  $v_s$  est la vitesse des ondes S dans la couche.

L'épaisseur du sol 3-D est obtenue par la comparaison des profils de contrainte et de déformation maximale dans les deux cas de sol à surface libre et sol bâti (en considérant l'ISS) [FAR 19]. Là où ces profils sont différents est la zone de profondeur  $h$  concernée par l'ISS. L'épaisseur  $h$  du sol 3-D doit être définie en fonction de la profondeur concernée par l'ISS et de la stratigraphie du sol. L'interface entre le domaine 3-D et 1-D sera à l'interface entre deux couches de sol.

La surface du domaine de sol est définie en comparant la fonction de transfert (FT) haut du sol - bas du sol pour des différentes surfaces. La plus petite surface, fournissant une FT avec un pic correspondant à la fréquence de la colonne de sol à surface libre, est considérée être suffisante pour le calcul.

La surface  $A$  du domaine de un sol 1-D en profondeur est prise en compte en multipliant la densité  $\rho$  et le module de Young  $E$  par la surface de sol  $A$ . Quand on considère le comportement non linéaire du sol, les contraintes, dans la courbe de premier chargement, doivent être multipliées par la surface  $A$ .

Une condition absorbante est appliquée à l'interface sol-rocher, en utilisant des amortisseurs ayant un coefficient d'amortissement égal à  $A\rho_b v_{sb}$  dans les directions horizontales et égal à  $A\rho_b v_{pb}$  dans la direction verticale [LYS 69]. La densité du substratum rocheux est  $\rho_b$ ,  $v_{sb}$  et  $v_{pb}$  sont les vitesses des ondes de cisaillement et de pression dans le substratum rocheux élastique, respectivement. La charge sismique est imposée à l'interface sol-rocher sous forme de forces, dont les amplitudes sont égales à  $A\rho_b v_{sb} 2\dot{u}_{gx}(t)$ ,  $A\rho_b v_{sb} 2\dot{u}_{gy}(t)$  et  $A\rho_b v_{pb} 2\dot{u}_{gz}(t)$  dans les directions  $x$ ,  $y$  et  $z$ , respectivement, où  $2\dot{u}_g(t)$  est la vitesse de l'onde au niveau du rocher affleurant.

Une condition aux limites périodique est imposée aux surfaces latérales du domaine de sol, pour obtenir des déformations horizontales nulles dans le sol en accord avec la condition de sol infiniment étendu horizontalement [ZIE 89].

### 3. Structure 3-D poteaux-poutres

La structure 3-D de type poteau-poutre est modélisée en utilisant des éléments poutre de type Timoshenko où la déformation de cisaillement est considérée non négligeable par rapport à la flexion. Par conséquent, la rigidité transversale au cisaillement est définie comme  $\chi GA$ , où  $G$  est le module de cisaillement,  $A$  l'aire de la section transversale de la poutre et  $\chi = (5(1 + \nu))/(6 + 5\nu)$  est le coefficient de forme en cisaillement pour un matériau ayant un coefficient de Poisson  $\nu$  [KAN 75]. La structure est connectée rigidement à la fondation superficielle maillée à l'aide d'éléments solides à 20 nœuds (Figure 2). L'amortissement de Rayleigh [CHO 01] est adopté pour la structure. La matrice d'amortissement est estimée comme  $\mathbf{C} = a\mathbf{M} + b\mathbf{K}$  où  $\mathbf{M}$  est la matrice de masse et  $\mathbf{K}$  est la matrice de rigidité. Les paramètres  $a = 2\zeta w_1 w_2 / (w_1 + w_2)$  et  $b = 2\zeta / (w_1 + w_2)$  sont calculés en utilisant les deux premières fréquences angulaires naturelles  $w_1$  et  $w_2$  de la structure, et on suppose un rapport d'amortissement  $\zeta = 5\%$  pour les structures en béton armé.

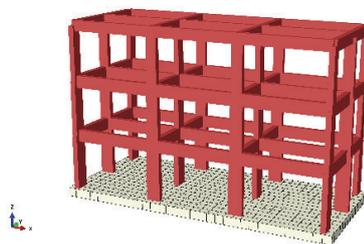


Figure 2. Assemblage structure-fondation

### 4. Résolution direct de l'assemblage sol-structure

L'équation d'équilibre dynamique, discrétisée dans le temps, de l'assemblage structure-fondation-sol suivante

$$\mathbf{M}\Delta\ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{C}\Delta\dot{\mathbf{u}} + \mathbf{K}\Delta\mathbf{u} = \Delta\mathbf{F} \quad [1]$$

où  $\Delta\ddot{\mathbf{u}}$ ,  $\Delta\dot{\mathbf{u}}$  et  $\Delta\mathbf{u}$  sont les incréments d'accélération, de vitesse et de déplacement, respectivement, et  $\Delta\mathbf{F}$  est l'incrément du vecteur de chargement sismique, est résolue directement pour l'assemblage sol-structure (une-étape). Le problème dynamique implicite est résolu étape par étape à l'aide de l'algorithme de Hilber-Hughes-Taylor [HUG 87], qui permet de réduire le bruit provenant des hautes fréquences sans impacter la réponse des

fréquences inférieures significatives. Un léger amortissement numérique est adopté en utilisant les paramètres  $\alpha = -0.1$ ,  $\beta = 0.25(1 - \alpha)^2 = 0.3025$  et  $\gamma = 0.5 - \alpha = 0.6$  (en sachant que  $-0.5 \leq \alpha \leq 0$ ). L'équation d'équilibre dynamique est directement résolue en utilisant un pas de temps entre  $10^{-4}$  s et le pas de temps utilisé pour l'échantillonnage du signal d'entrée.

Le modèle 3-D élasto-plastique adopté est celui proposé par Iwan [IWA 67, JOY 75], qui satisfait les critères de Masing [KRA 96] et ne dépend pas du nombre de cycles de chargement. Le processus de dissipation d'énergie est purement hystérique et ne dépend pas de la fréquence. La formulation rhéologique est en termes de contraintes totales et, par conséquent, elle est appropriée dans des conditions non drainées. La surface limite en plasticité est celle de von Mises. La caractéristique principale du modèle d'Iwan est que les paramètres mécaniques pour la calibration du modèle rhéologique sont facilement obtenus à partir d'essais en laboratoire sur des échantillons de sol. La taille de la surface limite est imposée par la première courbe de chargement dans le cas de contrainte uniaxiale. Dans cette recherche, le coefficient de Poisson est supposé constant et, par conséquent, la courbe de décroissance normalisée du module élastique en compression est  $E/E_0 = G/G_0$ .

Le modèle de plasticité a un écrouissage combiné cinématique (translation de la surface limite) et isotrope (croissance de la surface limite). Ce modèle contient l'effet de cliquet, généré par une accumulation de déformation plastique au cours de chaque cycle de chargement. Il est caractérisé par un décalage de la boucle d'hystérésis contrainte-déformation le long de l'axe de déformation.

Le modèle de propagation 1DT-3C est vérifié par comparaison avec le modèle dont le sol est entièrement 3-D.

## 5. Comportement non linéaire du béton armé

Le comportement du béton armé (BA) n'est plus linéaire lorsque des fissures apparaissent et que l'acier commence à travailler. La distribution de l'acier dans une section de poutre n'est pas uniforme et symétrique. La relation constitutive pour les sections en BA est déduite en contraintes et déformations généralisées et donnée à chaque nœud des éléments poutre 1-D. Lorsque le comportement non linéaire du BA est pris en compte, la parabole de Hognestad est sélectionnée comme courbe de premier chargement pour le béton et une loi bilinéaire pour l'acier. La technique d'homogénéisation suivante est utilisée pour obtenir la relation constitutive pour la section transversale de la poutre en béton armé. Chaque effort est traité séparément et l'effet de couplage entre les efforts est négligé. Une poutre 3-D de longueur unitaire et de section transversale  $A$ , ayant une distribution d'armature donnée, est analysée dans les trois cas suivants :

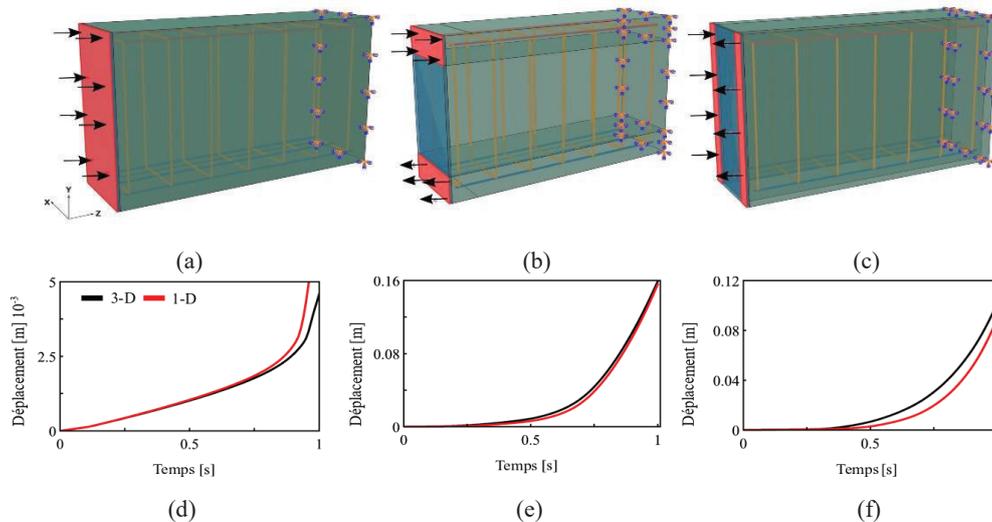
- i. Une pression axiale croissante  $\sigma_{zz}$  est appliquée comme indiqué dans la Figure 3a. Le déplacement axial calculé correspond à la déformation axiale. La relation constitutive est obtenue en termes de contraintes et déformations généralisées ( $N, \varepsilon_{zz}$ ) où  $N = \sigma_{zz}A$  est l'effort normal.
- ii. Une pression axiale croissante  $\sigma_{zz}$  est appliquée dans une bande de longueur  $e$ , comme illustré à la Figure 3b. Le déplacement axial  $u_{zz}$  calculé, en haut et en bas, sur les bords libres de la poutre est utilisé pour évaluer la courbure  $K_{xx} = (u_{zz-top} - u_{zz-bot})/2/(h/2)$  et le moment de flexion  $M_x = \sigma_{zz} eb(h - e)$  où  $h$  et  $b$  sont les longueurs de la section selon l'axe- $y$  et  $x$  respectivement. La relation constitutive est obtenue en termes de moments de flexions et courbures généralisées ( $M_x, K_{xx}$ ).
- iii. Une pression axiale croissante  $\sigma_{zz}$  est appliquée dans une bande de largeur  $e$ , comme illustré à la Figure 3c. Le déplacement axial  $u_{zz}$  calculé, en haut et en bas, sur les bords libres de la poutre est utilisé pour évaluer la courbure  $K_{yy} = (u_{zz-top} - u_{zz-bot})/2/(b/2)$  et le moment de flexion  $M_y = \sigma_{zz} eh(b - e)$ . La relation constitutive est obtenue en termes de moments de flexion et de courbures généralisées ( $M_y, K_{yy}$ ).

Les Figures 3d,e,f montrent la comparaison entre les résultats en termes de déplacements obtenus par le modèle 3-D de poutre en béton armé et le modèle 1-D où la relation constitutive en termes de contraintes et déformations généralisées est imposée aux nœuds. Les conditions aux limites (poutre en porte à faux) pour le modèle 1-D sont les mêmes que celles utilisées pour le modèle 3-D (Figure 3a,b,c). Les réponses obtenues pour le modèle 1-D sont considérées acceptables.

## 6. Analyse paramétrique d'ISS

La réponse de cinq bâtiments de moyenne hauteur, ayant la même fondation superficielle, est étudiée pour différentes stratigraphies du sol sur lequel ils sont bâtis. Les stratigraphies analysées sont présentées dans le

Tableau 1 et classées selon les types de sol classés par l'Eurocode 8. Le profil de vitesse des ondes de cisaillement est fixé et la densité et la vitesse des ondes de pression sont ensuite calculées selon [BOO 15]. Les paramètres mécaniques du substratum rocheux sont  $\rho = 2100 \text{ Kg/m}^3$ ,  $v_{sb} = 1000 \text{ m/s}^2$  et  $v_{pb} = 2449 \text{ m/s}^2$ .



**Figure 3.** Chargement axial (a) et de flexion par rapport à l'axe x (b) et y (c) dans une poutre 3-D de longueur unitaire pour obtenir les lois de comportement en termes de contraintes généralisées dans la section transversale, à utiliser dans les nœuds de l'élément fini de type poutre 1-D. Comparaison des déplacements en direction z (d, e) et y (f), calculés par le modèle de poutre 3-D et 1-D.

**Tableau 1.** Stratigraphie et propriétés mécaniques des profils de sol analysés

Profondeur m	Type	$\rho$ kg/m <sup>3</sup>	$v_s$ m/s	$v_p$ m/s	$f_{SOL}$ Hz	Profondeur m	Type	P kg/m <sup>3</sup>	$v_s$ m/s	$v_p$ m/s	$f_{SOL}$ Hz
0 - 5	A	1999	450	1741	7.53	0 - 5	B	1957	360	1601	5.39
5-15		2108	750	2156		5-15		2020	500	1815	
15 - 30		2166	950	2400		15 - 30		2092	700	2091	
0 - 5	B	1937	320	1536	4.51	0 - 5	B	1930	280	1469	4.1
5-15		1976	400	1664		5-15		1957	360	1601	
15 - 30		2058	600	1957		15 - 30		2039	550	1887	
0 - 5	B	1930	250	1417	3.78	0 - 5	B	1930	240	1400	3.36
5-15		1947	340	1568		5-15		1932	310	1519	
15 - 30		2020	500	1815		15 - 30		1994	440	1726	
0 - 5	C	1930	230	1382	3.04	0 - 5	C	1930	220	1365	2.76
5-15		1930	280	1469		5-15		1930	260	1435	
15 - 30		1976	400	1664		15 - 30		1957	360	1601	
0 - 5	C	1930	200	1329	2.47	0 - 5	C	1930	180	1293	2
5-15		1930	240	1400		5-15		1930	210	1347	
15 - 30		1926	300	1502		15 - 30		1930	250	1417	
0 - 5	D	1930	160	1256	1.48						
5-15		1930	170	1275							
15 - 30		1930	180	1293							

Les cinq bâtiments différents ont des fréquences propres différentes (Tableau 2). Les plans horizontal d'étage utilisés sont montrés dans la Figure 4. Les dimensions de la section transversale rectangulaire des colonnes sont respectivement 30x80 cm<sup>2</sup> et 30x70 cm<sup>2</sup> pour le premier et le deuxième étage et 30x60 cm<sup>2</sup> pour les étages supérieurs. Les dimensions de la section rectangulaire des poutres sont de 30x70 cm<sup>2</sup> pour le premier et deuxième étage et de 30x60 cm<sup>2</sup> pour les étages supérieurs. Les dimensions du bâtiments et paramètres mécaniques du béton sont indiqués dans le Tableau 3.

Un signal sismique synthétique, proposé par Mavroeidis et Papageorgiou [MAV 02], est appliqué à l'interface sol-rocher dans la direction du premier mode de la structure, comme onde incidente. La fréquence prédominante du signal  $f_{sisme}$  est choisie pour exciter le mode de vibration horizontale de la structure dans la direction du

mouvement et l'accélération maximale à l'interface sol-rocher ( $a_{s\acute{e}isme}$ ) est choisie égale à  $0.005 \text{ m/s}^2$  et  $1.75 \text{ m/s}^2$  en cas d'étude linéaire et non linéaire, respectivement.

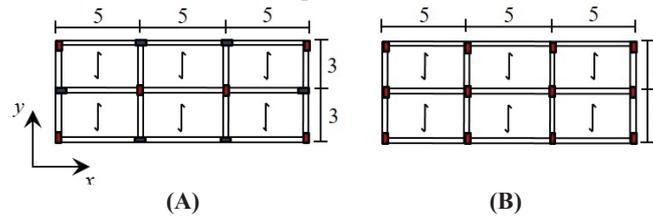


Figure 4. Plans d'étage des bâtiments analysés identifiées par les lettres A et B dans le Tableau 2.

Ensuite, un signal enregistré du séisme de L'Aquila du 6 avril 2009 de Mw 6, (UTC 1:32) est appliqué pour utiliser un chargement d'entrée multifréquence. Ce signal est enregistré à la station Antrodoco (ANT) du réseau italien, localisée dans la région du Latium (Italie). C'est une station à surface libre sur une surface plane, avec pente inférieure à  $15^\circ$ . Le type de sol est classé dans la catégorie A, conformément à l'Eurocode 8. La distance épacentrale est de 26,2 km. Seule la composante Nord-Sud (NS) ayant accélération maximale égale à  $0.26 \text{ m/s}^2$  est appliquée, divisée par deux ( $a_{s\acute{e}isme} = 0.13 \text{ m/s}^2$ ), dans la direction du premier mode de la structure, comme onde incidente. Le pas de temps des signaux d'entrée est 0.005 s.

Tableau 2. Fréquence fondamentale des bâtiments analysées

Bâtiment	Nombre d'étage	Plan	$f_{BAT}$ (Hz)
1	3	A	3.77
2	3	B	2.77
3	5	A	2.17
4	5	B	1.66
5	7	A	1.49

Tableau 3. Dimensions et paramètres mécaniques de la structure

Hauteur de l'étage	Module élastique	Densité	Coefficient de poisson	Charge permanente
(m)	(N/mm <sup>2</sup> )	(kg/m <sup>3</sup> )		(kg/m <sup>2</sup> )
3.2	31220	2500	0.2	800

La Figure 5 montre la variation du rapport entre l'accélération maximale trouvée au sommet du bâtiment par un calcul en une étape ( $a_{max}$ ) et celle trouvée par un calcul en deux étapes ( $a_{max,2\text{-étapes}}$ ), en fonction du rapport entre la fréquence fondamentale du bâtiment et celle du sol ( $f_{BAT}/f_{SOL}$ ). Les calculs sont réalisés en régime élastique linéaire. Le rapport  $a_{max}/a_{max,2\text{-étapes}}$  représente une quantification de l'ISS. Dans les cas analysés, l'influence de l'ISS peut réduire le pic en accélération au sommet du bâtiment jusqu'à 40%, et l'augmenter d'environ 5%. L'allure de ces courbes est similaire dans les cas analysés. Par conséquent, une courbe moyenne pour tous les cas analysés pourrait fournir un rapport d'accélération permettant de quantifier l'effet d'ISS pour tous les bâtiments de petite à moyenne hauteur. L'effet d'ISS pourrait être prédit, en connaissant les caractéristiques dynamiques du sol et de la structure, par la correction du résultat obtenu en utilisant une approche d'analyse en deux étapes, selon l'expression

$$\mathbf{a}_{max} = \mathbf{c} \times \mathbf{a}_{max,2\text{-étapes}} \quad [2]$$

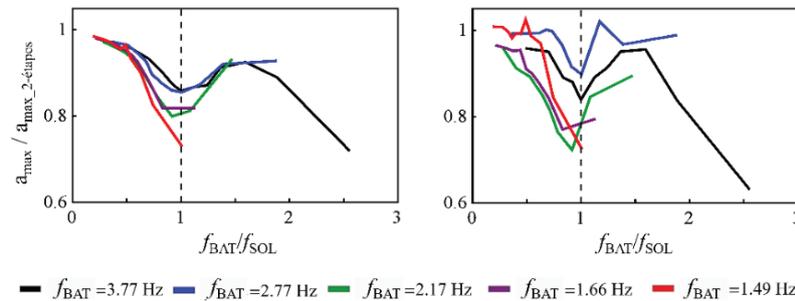
où  $\mathbf{c} = a_{max}/a_{max,2\text{étapes}}$  est déduit de la Figure 5 pour  $f_{BAT}$  et  $f_{SOL}$  données.

La variation de l'effet de l'ISS en fonction de la fréquence fondamentale du sol est illustrée dans la Figure 6. Les résultats montrent une réponse très différente des différents bâtiments quand ils sont bâtis sur des sols souples (type D, C et en partie B), ayant une fréquence faible, et une réponse structurelle peu variable quand ils sont bâtis dans un sol raide.

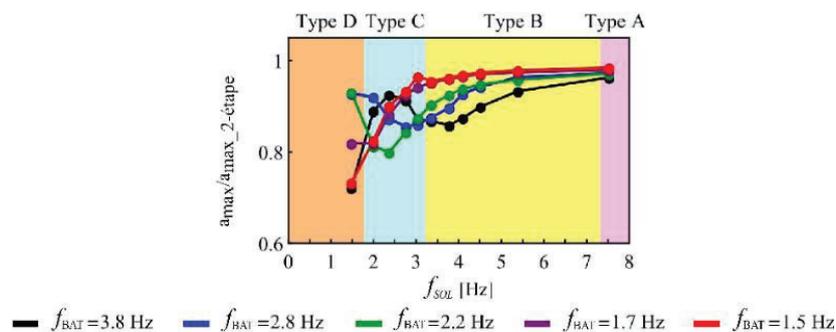
Cette même étude est reprise, pour les deux bâtiments de fréquence fondamentale la plus petite et la plus grande, une fois en tenant compte la non linéarité du sol et une autre fois en tenant compte à la fois la non linéarité du sol et du béton-armé.

La Figure 7 montre la variation du rapport entre l'accélération maximale au sommet du bâtiment et l'accélération de pic du séisme à l'interface sol-rocher ( $a_{s\acute{e}isme}$ ) avec la fréquence fondamentale du sol, en imposant un signal synthétique. En considérant la non linéarité des matériaux l'effet d'amplification de la réponse

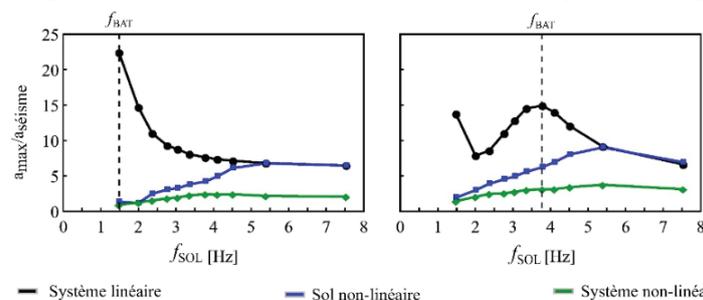
structurale à la résonance du système sol-bâtiment est beaucoup moins important par rapport à la réponse structurale dans le cas de sol raide (qui garde le comportement linéaire). Dans les cas analysés le comportement non linéaire des matériaux introduit une réduction dans la réponse de la structure. Plus la non linéarité du sol est importante plus la réduction de la réponse de la structure est importante. L'effet de la non linéarité du béton-armé est plus important dans le cas où le comportement du sol reste linéaire. L'effet de la non linéarité du béton est négligeable par rapport à l'effet de la non linéarité du sol.



**Figure 5.** Variation du rapport en accélération au sommet du bâtiment entre les analyses en une étape et 2 étapes avec le rapport de fréquence fondamentale bâtiment-sol, en imposant un signal synthétique (à gauche) et le séisme de L'Aquila 2009 Mw 6,3 (à droite).



**Figure 6.** Variation du rapport en accélération au sommet du bâtiment entre les analyses en une étape et 2 étapes avec la fréquence fondamentale de la colonne de sol, en imposant un signal synthétique.



**Figure 7.** Variation du rapport entre l'accélération maximale au sommet du bâtiment et l'accélération maximale du signal sismique synthétique, avec la fréquence fondamentale du sol, en considérant un système sol-structure à comportement linéaire, un sol à comportement non linéaire et un système sol-structure à comportement non linéaire.

## 7. Conclusion

La modélisation de la propagation 1DT-3C proposée permet de simuler la réponse du sol et du bâtiment à une sollicitation sismique à trois composantes en tenant compte de la déformabilité de la fondation, de l'effet de basculement de la fondation, de l'ISS et de l'ISSS. Le modèle de propagation 1DT-3C proposé par Fares *et al.* [FAR 19] consiste à modéliser une structure 3-D de type poteau-poutre, maillée à l'aide d'éléments finis de type poutre de Timoshenko, connectée de manière rigide à une fondation superficielle, cette dernière étant intégrée dans un domaine de sol de section en forme de T. Le sol et les fondations sont discrétisés en utilisant des éléments finis solides à 20 nœuds. La fondation 3-D est connectée de manière rigide, nœud à nœud, au domaine de sol 3-D. L'aire du domaine de sol en T est sélectionnée à l'aide d'une analyse de la fonction de transfert base du bâtiment -

substratum rocheux pour différentes surfaces du domaine de sol. L'épaisseur du sol proche modélisé en 3-D est fixée en comparant les profils de déformation et contrainte maximale dans les cas de sol à surface libre et d'ISS. Là où les profils sont différents, l'ISS n'est pas négligeable.

Une étude paramétrique a été réalisée pour l'analyse de la réponse sismique des bâtiments, de moyenne hauteur et ayant une fondation superficielle, en tenant compte de l'ISS. L'analyse paramétrique prend en compte 11 profils de sol et 5 structures différentes ayant la même taille de fondation. Une analyse quantifiant l'ISS, en comparant une analyse de résolution en une étape avec une autre à deux étapes, montre pour les cas étudiés une réduction de la réponse de la structure jusqu'à 40% et une amplification jusqu'à 5%. Une similarité entre les réponses des bâtiments est obtenue pour différentes caractéristiques dynamiques du profil de sol. Par conséquent, la réponse structurelle prenant en compte l'ISS pourrait être prédite en régime élastique linéaire, en corrigeant les résultats d'une analyse en deux étapes. L'impact du comportement non linéaire du sol et du béton armé réduit l'effet d'amplification de la réponse structurelle à la résonance du système sol-bâtiment, en comparaison avec le cas de sol très raide qui garde le comportement linéaire. L'effet de la non linéarité du béton-armé est plus important dans le cas où le comportement du sol reste linéaire. L'effet de la non linéarité du comportement du sol est prédominant par rapport à celui de la non linéarité de la structure.

## 8. Remerciements

Cette recherche est réalisée à l'aide des ressources HPC de GENCI- [CINES] (Grant 2018-[A0030410071]). Ce travail a été financé par la région Provence-Alpes-Côte d'Azur dans le cadre d'une bourse de doctorat.

## 9. Bibliographie

- [ABA 14] Abaqus User Manual, «Abaqus Theory Guide, Version 6.14». Dassault Systemes Simulia Corporation.
- [BOO 15] Boore D.M., «Notes on relating density to velocity for use in site amplification calculations», [http://www.daveboore.com/daves\\_notes.html](http://www.daveboore.com/daves_notes.html), 2015.
- [CHO 01] Chopra A.K. « Dynamics of structures: Theory and applications », 2001.
- [FAR 17] Fares R. Santisi d'Avila M.P. Deschamps A., «Advantages and detriments of 1-directional 3-component wave propagation approach for soil-structure interaction modeling », 10th International conference on structural dynamics, 2017.
- [FAR 19] Fares R. Santisi d'Avila M.P. Deschamps A., « Soil-Structure Interaction analysis using a 1DT-3C wave propagation model », Soil Dynamics and Earthquake Engineering, vol. 120, 2018, p.200-2013.
- [IWA 67] Iwan W.D., «On a Class of Models for the Yielding Behavior of Continuous and Composite Systems», Journal of Applied Mechanics, vol. 34 n°3, 1967, p. 612-617.
- [JEN 73] Jennings P.C., Jacobo B., «Dynamics of Building-Soil Interaction », Bulletin of the Seismological Society of America vol: 63, n°1, 1973, p. 9-48.
- [KAN 75] Kaneko T., «On Timoshenko's Correction for Shear in Vibrating Beams», Journal of Physics, vol. 8, n°16, 1975, p. 1927.
- [KRA 96] Kramer, Steven L. 1996. Geotechnical earthquake engineering. Pearson Education India.
- [LYS 69] Lysmer J., Roger L.K., «Finite Dynamic Model for Infinite Media», Journal of the Engineering Mechanics Division, vol. 95, n°4, 1969, p. 859-878.
- [MAV 02] Mavroeidis, G.P., Papageorgiou A.S., «Near-source strong ground motion: characteristics and design issues», 17th US National Conference on Earthquake Engineering, Boston, Massachusetts, 2002, p. 21:25.
- [SAE 11] Saez E., Lopez-Caballero F, Modaressi-Farahmand-Razavi A., «Effect of the inelastic dynamic soil-structure interaction on the seismic vulnerability assessment», Structural Safety vol. 33, n°1, 2011, p. 51-63.
- [SAN 12] Santisi d'Avila M.P. Lenti L., «Modeling strong seismic ground motion: 3D loading path vs wavefield polarization», Geophysical Journal International, 2012.
- [SAN 18] Santisi d'Avila M.P., Lopez-Caballero F, «Analysis of nonlinear soil-structure interaction effects: 3D frame structure and 1-Directional propagation of a 3-Component seismic wave», Computers & Structures, 2018.
- [WOL 85] Wolf J.P., «Dynamic soil-structure interaction», Prentice Hall int, 1985.
- [ZIE 89] Zienkiewicz O.C., Bicanic N., Shen F.Q., «Earthquake Input Definition and the Transmitting Boundary Conditions», Advances in Computational Nonlinear Mechanics, 1989, p.109-138.