Afrique SCIENCE *14(4) (2018) 313 - 328*
ISSN 1813-548X, http://www.afriquescience.net

Interaction sol-pieu appliquée au calcul numérique du modèle comportemental des pieux sous charge latérale

Malick BA[1*], Oustasse Abdoulaye SALL[2] et Ibrahima MBAYE[3]

[1] *Université de Thiès, Ecole doctorale ED2DS, BP 960 Thiès, Sénégal*
[2] *Université de Thiès, Département de Génie Civil, UFR Sciences de l'Ingénieur, BP 960 Thiès, Sénégal*
[3] *Université de Thiès, Département de Mathématiques, UFR Science et Technologie, BP 960 Thiès, Sénégal*

* Correspondance, courriel : *mmalickba@hotmail.fr*

Résumé

Le but de ce travail est axé sur l'étude comportementale de l'interface sol-pieu sous charge latérale. L'étude permet de constater qu'un accroissement du module de réaction du sol E_s ou des caractéristiques géotechniques du sol (C, Φ) entraine une diminution des déplacements le long du pieu. Elle montre aussi qu'une variation de l'élancement du pieu (L/D) provoque à partir d'une certaine profondeur donnée des déplacements relativement importants. Elle aide également à montrer l'importance de la prise en compte de tous les paramètres aussi bien ceux du pieu (l'élancement du pieu, la forme de la section, le module de Young du béton) que ceux du sol (le coefficient de cohésion du sol, l'angle de frottement, le module de réaction, etc.).

Mots-clés : *interaction sol-pieu, calcul numérique, caractéristiques mécaniques, charge latérale.*

Abstract

Soil-pile Interaction Applied to the Numerical Calculation of the Behavioral Model of the Piles Under Lateral Load

The purpose of this work is to study the behavior of the soil-pile interface under lateral load. This study allows to certify an increase of the soil reaction module E_s or soil characteristics (C, Φ), causes a decrease of the displacements along the pile. It also shows that a variation in the slenderness of the pile (L/D) causes from a given depth, displacements relatively important. The study also helps to show the importance of taking into account all the parameters for both those of the pile (the slenderness of the pile, the shape of the section, the Young's modulus of the concrete) and those of soil (coefficient of cohesion of the soil, the angle of friction, the reaction module, etc.).

Keywords : *soil-pile interaction, numerical calculation, mechanical characteristics, lateral load.*

1. Introduction

Sur un sol de caractéristiques médiocres, une conception appropriée de fondations profondes sous sollicitations diverses permet d'éviter des dommages importants dans les structures. Les fondations

profondes des plates-formes offshores, des quais, des ponts, des installations industrielles, des barrages et des murs de soutènement sont sollicitées par des charges latérales [1]. Une étude approfondie de leur comportement s'avère donc importante. Le chargement latéral dû au poids des terres, au vent, aux vagues et marées, aux séismes, aux impacts et aux mouvements des véhicules peut nuire à la bonne performance de la structure. Dans la pratique, ces ouvrages sont dimensionnés afin de reprendre à la fois des efforts axiaux, latéraux et des moments [1]. C'est ainsi que des méthodes de calcul à l'état limite ultime ont fait leur apparition, suivies par les méthodes de calcul en déplacement, permettant d'évaluer la réponse des pieux sous une sollicitation latérale *(chargement latéral ou déplacement latéral)*. A l'heure actuelle, dans la pratique, le dimensionnement des fondations profondes se fait sur la base de méthodes essentiellement basées sur des équations de corrélations empiriques déterminées à partir d'essais in situ (*pénétromètre, pressiomètre, etc.*). En effet dans la pratique, le phénomène d'interaction sol-pieu n'est pas rigoureusement pris en compte dans le dimensionnement des fondations profondes. Ainsi, pour prédire le comportement futur des ouvrages du génie civil, on ne peut se permettre aujourd'hui de négliger l'effet des mouvements relatifs au niveau des zones de contacts sur le comportement de la structure. Ce qui fait que, présentement l'utilisation des méthodes de calcul dites avancées peut être plus pertinente dans le dimensionnement. C'est dans ce contexte qu'aujourd'hui, l'étude du comportement mécanique des pieux a déjà fait l'objet de plusieurs travaux de recherches [2 - 15]. Ces derniers ont abouti à des méthodes de modélisation et de calcul utilisées pour le dimensionnement de telles structures. Parmi ces méthodes de calculs nous pouvons citer celle des différences finies et celle des éléments finis. Parmi ces méthodes de calculs nous pouvons citer celle des différences finies et celle des éléments finis. Les méthodes d'analyse des pieux chargés latéralement sont divisées en trois catégories [16] :

- Les méthodes d'analyse d'équilibre limite [17, 18],
- Les méthodes aux coefficients de réaction ;
- Les méthodes modélisant le sol comme un milieu continu.

Cependant bien que complexes, les méthodes numériques par éléments finis ou par différences finies permettent de résoudre les problèmes d'interaction sol-pieu avec plus de rigueur tout en incluant les effets des chargements sur l'interface, de l'inclinaison des pieux et de la rigidité du sol. Il s'avère également que la démarche analytique reste plus complexe et présente des limites. C'est dans ce contexte que nous nous sommes intéressés au calcul numérique des pieux sous charges latérales en tenant compte de l'interaction sol-pieu. Cette étude vise essentiellement à établir et à résoudre par différences finies le modèle comportemental sol-pieu en tenant en compte d'un grand nombre de paramètres relatifs aux pieux et sols.

2. Méthodologie

Dans cette partie il est question de présenter d'abord le modèle mathématique du couplage sol-pieu ; ensuite, de discrétiser le problème continu par la méthode des différences finies ; puis, de faire l'étude paramétrique par simulation numérique avec le logiciel MATLAB pour enfin interpréter et discuter les résultats obtenus.

2-1. Présentation du modèle comportemental du pieu

Pour établir le modèle comportemental des fondations profondes, nous considérons le pieu comme une poutre verticale dans un massif de sol élastique. Le sol est modélisé comme un ensemble de ressorts élastiques infiniment voisins les uns des autres. Les différents ressorts seront considérés comme étant des appuis élastiques horizontaux pour la poutre (*pieu*). Considérons un tronçon du pieu de longueur élémentaire *dz* soumis à la pression du sol *p(z)* ***(Figure 1).***

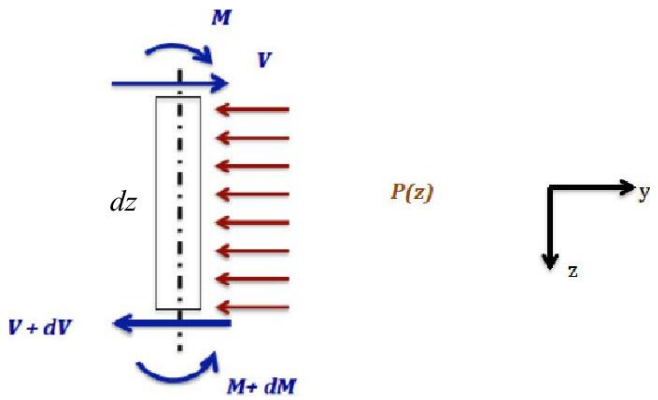

Figure 1 : *Schéma mécanique du pieu*

Les lois classiques de la résistance des matériaux nous conduisent à ***l'Équation 1*** suivante qui régit le comportement du pieu :

$$E_p I_p \frac{d^4 y}{dz^4} + k_h(z).D.y(z) = 0 \quad (1)$$

E_p étant le module d'élasticité de Young du sol, I_p le moment d'inertie de la section transversale du pieu, k_h le coefficient de réaction en profondeur z (N/m³), y le déplacement latéral, z la profondeur dans le sol et D le diamètre ou côté de la section du pieu (m).

L'utilisation du modèle de *Winkler* et des modèles biparamétriques nécessite la détermination du coefficient de réaction du sol k_h. Ce coefficient de réaction est une grandeur caractéristique de l'interaction sol pieu. Le module de réaction E_s est défini comme la pente de la sécante ou de la tangente de la courbe de réaction élémentaire (P, y) où P est la pression horizontale sur le pieu et y est le déplacement horizontal du pieu ***(Figure 2)*** [5]

$$E_S = k_s\ B \quad (2)$$

B étant la largeur de la fondation, k_s le module de réaction du sol

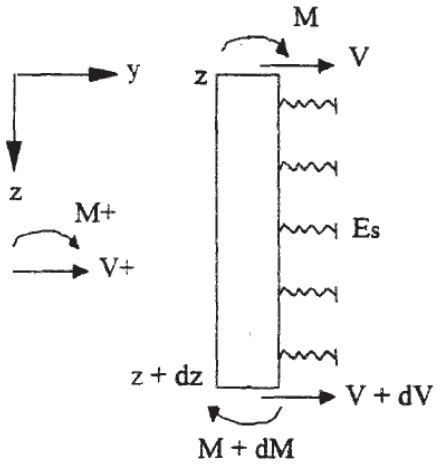

Figure 2 : *Présentation du problème*

Le coefficient de réaction k_h est obtenu à partir de la formule semi empirique des tassements avec des coefficients de forme correspondant à une fondation de grande longueur. Son expression est donnée par les ***Équations 3 et 4*** :

$$k_h = E_M \frac{18}{[4(2,65)^{\alpha}+3\alpha]D} \quad (3)$$

pour $D \leq 0,6m$

D étant le diamètre du pieu, E_M étant le module pressiométrique

$$k_h = E_M \frac{18}{4\left(2,65\frac{D}{D_O}\right)^{\alpha} D_O + 3\alpha D} \quad (4)$$

pour $D \geq 0,6m$

standard, α le coefficient rhéologique du sol, et D_0 le diamètre de référence égal à 0,6 m.
Le coefficient de réaction peut être aussi donné par ***l'Équation 5*** suivante :

$$k_h = \frac{E_S}{D} \quad (5)$$

ou, le module de réaction du sol, (N/m^3), E_s est donné par ***l'Équation (6)*** proposée à la suite d'essais sur pieux en vraie grandeur [9] :

$$\frac{E_S}{E_M} = 6\left(\frac{B}{B_O}\right)^{1/4}\left(\frac{D}{B}\right)^{1/2} \quad (6)$$

E_M étant le module pressiométrique, D le diamètre du pieu, D_0 le diamètre de référence égal à 0,305m.

Ainsi, en remplaçant ***l'Équation (5)*** dans ***(1)***, on obtient après normalisation ***l'Équation (7)*** suivante :

$$\frac{d^4y}{dz^4} + \frac{k_h(z)D}{E_p I_p} y(z) = 0 \quad (7)$$

En posant :

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_h D}{4E_p I_p}} = \sqrt[4]{\frac{E_S}{4E_p I_p}} \quad (8)$$

On obtient l'***équation 9*** suivante :

$$\frac{d^4y}{dz^4} + 4\beta^4 y(z) = 0 \quad (9)$$

3. Résolution numérique du modèle

Pour la résolution par différences finies, le problème posé par la ***Figure*** est discrétisé comme le montre la ***Figure 3*** suivante :

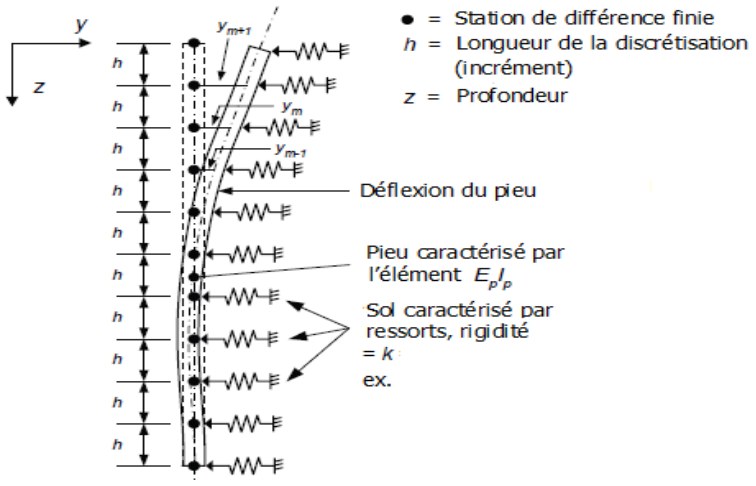

Figure 3 : *Discrétisation du problème*

L'Équation (7) est discrétisée en éléments de longueur Δz, et pour chaque nœud i du pieu, les différents ordres du modèle discret sont déterminés comme suit :
Pour la résolution numérique, posons $y(z) = u(z)$ ce qui donne :

$$\frac{dy}{dz} \simeq \frac{u_{i+1}-u_i}{(\Delta z)} \quad \text{et} \quad \frac{dy}{dz} \simeq \frac{u_i-u_{i-1}}{(\Delta z)} \tag{10}$$

$$\frac{d^2y}{dz^2} \simeq \frac{1}{\Delta z}\left(\frac{u_{i+1}-u_i}{\Delta z} - \frac{u_i-u_{i-1}}{\Delta z}\right) = \frac{u_{i+1}-2u_i+u_{i-1}}{(\Delta z)^2} \tag{11}$$

De la même manière, on obtient :

$$\frac{d^3y}{dz^3} \simeq \frac{1}{\Delta z}\left(\frac{u_{i+2}-2u_{i+1}+u_i}{(\Delta z)^2} - \frac{u_{i+1}-2u_i+u_{i-1}}{(\Delta z)^2}\right) = \frac{u_{i+2}-3u_{i+1}+3u_i-u_{i-1}}{(\Delta z)^3} \tag{12}$$

$$\frac{d^4y}{dz^4} \simeq \frac{u_{i+2}-4u_{i+1}+6u_i-4u_{i-1}+u_{i-2}}{(\Delta z)^4} \tag{13}$$

Les résultats précédents ***(les Équations 10 à 13)*** peuvent être présentés de façon simple par ***Tableau 1*** suivant :

Tableau 1 : *Différences finies d'ordre 2*

	u_{i-2}	u_{i-1}	u_i	u_{i+1}	u_{i+2}
$(\Delta z)\cdot u'_i$	0	0	-1	1	0
$(\Delta z)\cdot u'_i$	0	-1	1	0	0
$(\Delta z)^2\cdot u''_i$	0	1	-2	1	0
$(\Delta z)^3\cdot u'''_i$	0	-1	3	-3	1
$(\Delta z)^4\cdot u^{(4)}_i$	1	- 4	6	-4	1

3-1. Détermination des déplacements par couche de sol

De ce qui précède, on obtient alors à chaque couche *i* d'épaisseur Δz (*h, selon la* ***Figure 3***) et de coefficient de réaction de sol K_i ***l'Équation 14***. Finalement, on a l'équation générale de *Winkler* par différences finies.

Si nous désignons par *m* le nombre d'intervalles le long du pieu et K_i le module de réaction du sol par couche, la démarche ayant conduit à l'écriture matricielle est donnée par les ***Équations 15 à 26***.

$$\left(\frac{u_{i-2}-4u_{i-1}+6u_i-4u_{i+1}+u_{i+2}}{(\Delta z)^4}\right)+C_i u_i=0 \quad avec\ \ C_i=\frac{D\,K_i}{E_p I_p} \tag{14}$$

- *Pour i = 0*

$$\left(\frac{u_{-2}-4u_{-1}+6u_0-4u_1+u_2}{(\Delta z)^4}\right)+C_0 u_0=0 \tag{15}$$

- *Pour i = 1*

$$\left(\frac{u_{-1}-4u_0+6u_1-4u_2+u_3}{(\Delta z)^4}\right)+C_1 u_1=0 \tag{16}$$

- *Pour i = 2*

$$\left(\frac{u_0-4u_1+6u_2-4u_3+u_4}{(\Delta z)^4}\right)+C_2 u_2=0 \tag{17}$$

- *Pour i = 3*

$$\left(\frac{u_1-4u_2+6u_3-4u_4+u_5}{(\Delta z)^4}\right)+C_3 u_3=0 \tag{18}$$

Ainsi de suite

- *Pour i = m*

$$\left(\frac{u_{m-2}-4u_{m-1}+6u_m-4u_{m+1}+u_{m+2}}{(\Delta z)^4}\right)+C_m u_m=0 \tag{19}$$

Par ailleurs, on a :

$$\begin{cases} u_0 \simeq \dfrac{u_1-u_{-1}}{2\Delta z} \\ u_{-1} \simeq \dfrac{u_0-u_{-2}}{2\Delta z} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} u_{-1}=u_1-2\,u_0\,\Delta z \\ u_{-2}=u_0-2\,u_{-1}\,\Delta z \end{cases} \tag{20}$$

Ce qui donne :

$$u_{-2}=(1+4(\Delta z)^2)u_0-2\,u_1\Delta z \tag{21}$$

En écrivant un développement limité de la fonction u en z_4, on obtient :

$$u(z_4+\Delta z)\simeq u(z_4)+\frac{\Delta z}{1}u'(z_4)+\frac{(\Delta z)^2}{2}u''(z_4)+\frac{(\Delta z)^3}{6}u^{(3)}(z_4) \tag{22}$$

$$\text{Or}\begin{cases} u_4=u(L)=0 \\ u'_4=u'(z_4)=0 \\ u''(z_4)=u''(L)=\dfrac{M}{E_p I_p} \\ u^{(3)}(z_4)=u^{(3)}(L)=\dfrac{H}{E_p I_p} \end{cases} \tag{23}$$

$$u_5=u(z_4+\Delta z)=u(z_4)+\frac{\Delta x}{1}u'(z_4)+\frac{(\Delta z)^2}{2}u''(z_4)+\frac{(\Delta z)^3}{6}u^{(3)}(z_4)+\cdots \tag{24}$$

D'où par approximation, on obtient ***l'Équation 25*** suivante :

$$u_5 = \frac{(\Delta z)^2}{2}\frac{M}{E_p I_p} + \frac{(\Delta z)^3}{6}\frac{H}{E_p I_p} \tag{25}$$

Ainsi, on a le système ***d'Équations 26*** suivant :

$$\begin{cases} \left(C_0 + \frac{7+4(\Delta z)^2+8\Delta z}{(\Delta z)^4}\right)u_0 - \frac{8+2\Delta z}{(\Delta z)^4}u_1 + \frac{1}{(\Delta z)^4}u_2 = 0 \\ -\frac{4+2\Delta z}{(\Delta z)^4}u_0 + \left(C_1 + \frac{7}{(\Delta z)^4}\right)u_1 - \frac{4}{(\Delta z)^4}u_2 + \frac{1}{(\Delta z)^4}u_3 = 0 \\ \frac{1}{(\Delta z)^4}u_0 - \frac{4}{(\Delta z)^4}u_1 + \left(C_2 + \frac{6}{(\Delta z)^4}\right)u_2 - \frac{4}{(\Delta z)^4}u_3 = 0 \\ \frac{1}{(\Delta z)^4}u_1 - \frac{4}{(\Delta z)^4}u_2 + \left(C_3 + \frac{6}{(\Delta z)^4}\right)u_3 = -\frac{M}{2(\Delta z)^2 E_p I_p} - \frac{H}{6(\Delta z)E_p I_p} \end{cases} \tag{26}$$

Sous forme matricielle, on obtient ***l'Équation (27)*** ci-dessous :

$$\begin{pmatrix} C_0 + \frac{7+4(\Delta z)^2+8\Delta z}{(\Delta z)^4} & -\frac{8+2\Delta z}{(\Delta z)^4} & \frac{1}{(\Delta z)^4} & 0 & \cdots & & 0 \\ \frac{1}{(\Delta z)^4} & C_1 + \frac{7}{(\Delta z)^4} & -\frac{4}{(\Delta z)^4} & \frac{1}{(\Delta z)^4} & & & \vdots \\ \frac{1}{(\Delta z)^4} & -\frac{7}{(\Delta z)^4} & C_2 + \frac{7}{(\Delta z)^4} & -\frac{4}{(\Delta z)^4} & \ddots & & \\ 0 & & & & & & \vdots \\ \vdots & \frac{1}{(\Delta z)^4} & -\frac{4}{(\Delta z)^4} & C_3 + \frac{7}{(\Delta z)^4} & & \ddots & \vdots \\ & & \ddots & & & & 0 \\ & \ddots & & \ddots & & \ddots & \frac{1}{(\Delta z)^4} \\ \vdots & & \ddots & & & & -\frac{4}{(\Delta z)^4} \\ 0 & \cdots & \cdots 0 & & \frac{1}{(\Delta z)^4} & -\frac{4}{(\Delta z)^4} & C_m + \frac{7}{(\Delta z)^4} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} u_0 \\ u_1 \\ \vdots \\ \vdots \\ \\ \\ \vdots \\ u_{m-1} \\ u_m \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 0 \\ 0 \\ \vdots \\ \vdots \\ \\ \\ \\ \vdots \\ 0 \\ -\frac{M}{2(\Delta z)^2 E_p I_p} - \frac{H}{6(\Delta z)E_p I_p} \end{pmatrix} \tag{27}$$

3-2. Détermination des sollicitations

3-2-1. Détermination du moment de flexion

Pour calculer du moment fléchissant, on utilise la loi classique moment-courbure de la théorie des poutres. Ce qui nous conduit aux ***Équations 28 à 34*** sont les suivantes :

$$M(z_i) = E_p I_p \frac{d^2 y}{dz^2} = E_p I_p \left(\frac{u_{i+1} - 2u_i + u_{i-1}}{(\Delta z)^2}\right) \tag{28}$$

- *Pour i = 0*

$$M_0 = M(z_0) = E_p I_p \frac{d^2 y}{d z^2} = E_p I_p \left(\frac{u_1 - 2u_0 + u_{-1}}{(\Delta z)^2}\right) \tag{29}$$

avec,

$$u_0 \simeq \frac{u_1 - u_{-1}}{2\Delta x} \quad \Rightarrow u_{-1} = u_1 - 2\, u_0\, \Delta z \tag{30}$$

$$M_0 = E_p I_p \left(\frac{(-2 - 2\Delta z)u_0 + 2u_1}{(\Delta z)^2}\right) \tag{31}$$

- *Pour i = 1*

$$M_1 = M(z_1) = E_p I_p \frac{d^2 y}{d z^2} = E_p I_p \left(\frac{u_2 - 2u_1 + u_0}{(\Delta z)^2}\right) \tag{32}$$

- *Pour i = 2*

$$M_2 = M(z_2) = E_p I_p \frac{d^2 y}{d z^2} = E_p I_p \left(\frac{u_3 - 2u_2 + u_1}{(\Delta z)^2}\right) \tag{33}$$

- *Pour i = 3*

$$M_3 = M(z_3) = E_p I_p \frac{d^2 y}{d z^2} = E_p I_p \left(\frac{u_4 - 2u_3 + u_2}{(\Delta z)^2}\right) \tag{34}$$

or, $u_4 = u(L) = 0$

Sous forme matricielle, on obtient ***l'Équation (35)*** suivante :

$$\begin{pmatrix} M_0 \\ M_1 \\ \vdots \\ \\ \\ \vdots \\ M_{m-1} \\ M_m \end{pmatrix} = E_p I_p \begin{pmatrix} -\frac{2+2\Delta z}{(\Delta z)^2} & \frac{2}{(\Delta z)^2} & 0 & 0 & \cdots & & 0 \\ \frac{1}{(\Delta z)^2} & \frac{-2}{(\Delta z)^2} & \frac{1}{(\Delta z)^2} & 0 & & & \vdots \\ 0 & \frac{1}{(\Delta z)^2} & \frac{-2}{(\Delta z)^2} & \frac{1}{(\Delta z)^2} & \ddots & & \\ 0 & & \frac{1}{(\Delta z)^2} & \frac{-2}{(\Delta z)^2} & \frac{1}{(\Delta z)^2} & \ddots & \vdots \\ \vdots & 0 & & \ddots & \ddots & \ddots & 0 \\ \vdots & & \ddots & & \ddots & \ddots & \frac{1}{(\Delta z)^2} \\ 0 & \cdots & \cdots & 0 & & \frac{1}{(\Delta z)^2} & \frac{-2}{(\Delta z)^2} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} u_0 \\ u_1 \\ \vdots \\ \\ \\ \vdots \\ u_{m-1} \\ u_m \end{pmatrix} \tag{35}$$

3-2-2. Détermination de l'effort tranchant

En dérivant à nouveau ***l'Équation 28*** par rapport à *z*, on obtient ***l'Équation 36*** donnant l'expression de l'effort tranchant :

$$E_p I_p \frac{d^3 y}{d z^3} = E_p I_p u^{(3)}(z) = V(z) \tag{36}$$

La procédure d'écriture matricielle est donnée par les ***Équations 37 à 42.*** D'après le ***Tableau 1*** des différences finies, on a :

$$u^{(3)}(z_i) = \frac{u_{i+2} - 3u_{i+1} + 3u_i - u_{i-1}}{(\Delta z)^3} \tag{37}$$

En remplaçant (34) dans (33), on obtient ***l'Équation 35*** suivante :

$$V_i = V(z_i) = E_p I_p \left(\frac{u_{i+2} - 3u_{i+1} + 3u_i - u_{i-1}}{(\Delta z)^3} \right) \tag{38}$$

Les quatre premiers termes sont donnés par les ***Équations 39 à 43***

- *Pour i = 0*

$$V_0 = E_p I_p \left(\frac{u_2 - 3u_1 + 3u_0 - u_{-1}}{(\Delta z)^3} \right) \tag{39}$$

- *Pour i = 1*

$$V_1 = E_p I_p \left(\frac{u_3 - 3u_2 + 3u_1 - u_0}{(\Delta z)^3} \right) \tag{40}$$

- *Pour i = 2*

$$V_2 = E_p I_p \left(\frac{u_4 - 3u_3 + 3u_2 - u_1}{(\Delta z)^3} \right) \tag{41}$$

- *Pour i = 3*

$$V_3 = E_p I_p \left(\frac{u_5 - 3u_4 + 3u_3 - u_2}{(\Delta z)^3} \right) \tag{42}$$

On rappelle d'après les schémas aux différences finies que selon les ***Équations 43*** :

$$\begin{cases} u_0 \simeq \dfrac{u_1 - u_{-1}}{2\Delta z} \\ u_{-1} \simeq \dfrac{u_0 - u_{-2}}{2\Delta z} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} u_{-1} = u_1 - 2\, u_0\, \Delta z \\ u_{-2} = u_0 - 2\, u_{-1}\, \Delta z \end{cases} \tag{43}$$

Ce qui donne sous forme matricielle, on obtient ***l'Équation*** matricielle 44 suivante :

$$\begin{pmatrix} V_0 \\ V_1 \\ \vdots \\ \vdots \\ \\ \\ \vdots \\ V_{m-1} \\ V_m \end{pmatrix} = E_p I_p \begin{pmatrix} \frac{3+2\Delta z}{(\Delta z)^3} & -\frac{4}{(\Delta z)^3} & & \frac{1}{(\Delta z)^3} & 0 & \cdots & & 0 \\ -\frac{1}{(\Delta z)^3} & \frac{3}{(\Delta z)^3} & & -\frac{3}{(\Delta z)^3} & \frac{1}{(\Delta z)^3} & & & \vdots \\ 0 & -\frac{1}{(\Delta z)^3} & & \frac{3}{(\Delta z)^3} & -\frac{3}{(\Delta z)^3} & \ddots & & \\ 0 & & & & & & & \vdots \\ \vdots & & 0 & -\frac{1}{(\Delta z)^3} & \frac{3}{(\Delta z)^3} & -\frac{3}{(\Delta z)^3} & \ddots & \vdots \\ & & & \ddots & & & & 0 \\ & & \ddots & & \ddots & \ddots & \ddots & \frac{1}{(\Delta z)^3} \\ \vdots & & & & & & \ddots & -\frac{3}{(\Delta z)^3} \\ 0 & \cdots & & \cdots & & 0 & -\frac{1}{(\Delta z)^3} & \frac{3}{(\Delta z)^3} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} u_0 \\ u_1 \\ \vdots \\ \vdots \\ \\ \\ \vdots \\ u_{m-1} \\ u_m \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} 0 \\ 0 \\ \vdots \\ \vdots \\ \\ \\ 0 \\ \frac{M}{2(\Delta z)} + \frac{H}{6} \end{pmatrix} \tag{44}$$

4. Discussion des résultats

Cette partie étudie l'influence des différents paramètres *(géométriques et mécaniques)* du modèle sur le comportement du système pieu-sol sous chargement latéral. Pour les besoins de l'analyse, nous considérons un pieu, d'une longueur totale du pieu est de 20 m en béton armé de section cylindre pleine ayant un diamètre *D* de *500 mm*, de module d'élasticité variant de *30* à *50 GPa* et de rigidité de flexion *(EI)* constante mais variable en cas de besoin, supportant une masse représentant une superstructure. Cette masse est représentée par une charge latérale *F* de *500 kN* appliquée en tête du pieu et un moment *M* de *200kN.m*. Pour le sol nous en considérons trois types de sols dont les caractéristiques sont définies dans le ***Tableau 2*** ci-dessous.

Tableau 2 : *Caractéristiques des sols étudiés*

Nature du sol	Module de réaction E_s (MPa)	Coefficient de Poisson ν
Argile	11	0,15
Sable lâche	33	0,2
Sable dense	130	0,2

4-1. L'influence de la forme géométrique

Cette analyse vise à 'étudier l'effet de la géométrie du pieu sous une charge latérale statique. On s'intéresse surtout aux déplacements en tête du pieu et les efforts tranchants et moments fléchissant le long du pieu. Dans cette analyse deux types de section sont considérés, l'une circulaire et l'autre carrée. Les dimensions de deux pieux sont :

- La longueur (*la fiche*) L = 20 m.
- Les sections sont comme suit.
  - *Pour pieu section carrée a = 50 cm.*
  - *Pour section circulaire D = 50 cm.*

La ***Figure 4*** suivante donne les déplacements le long du pieu pour des sections carrée et circulaire.

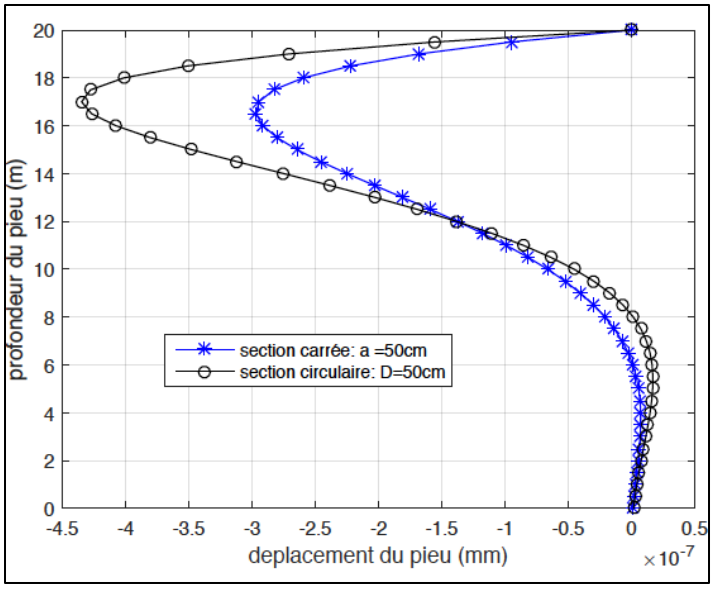

Figure 4 : *Étude de l'influence de la forme sur le déplacement (U) du pieu*

La ***Figure 4*** montre que le choix du type de section *(carrée ou circulaire)* est important sur l'étude du comportement mécanique *(déplacement)* du pieu car les déplacements du pieu de section carrée sont moins importants que dans le cas d'une section circulaire. Cela est dû au fait que le module de rigidité flexionnelle est plus élevé pour le pieu de section carrée que celui de section circulaire. La ***Figure 5*** suivante donne les déplacements pour différents diamètres dans le cas d'une section circulaire.

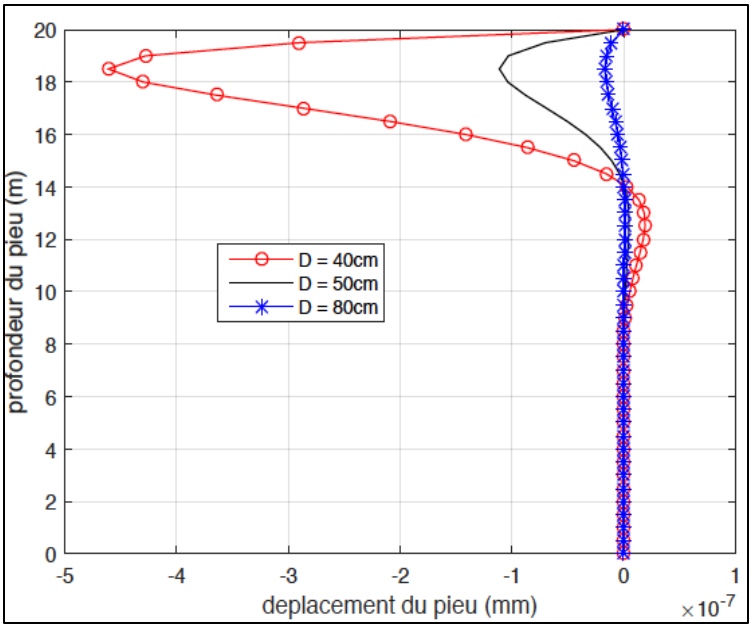

Figure 5 : *Étude de l'influence du diamètre sur le déplacement (U) du pieu*

La ***Figure 5*** montre que le déplacement du pieu diminue le long du pieu quand le diamètre augmente. Jusqu'à une certaine profondeur *(sur le tiers supérieur)*, l'augmentation de la section du pieu a un effet très bénéfique sur le déplacement du pieu car on note une diminution nette des déformations. Au-delà de ce tiers supérieur, on note que le déplacement latéral du pieu est quasiment nul avec l'augmentation du diamètre.

4-2. Étude de l'influence de la présence de la nappe phréatique

Les données d'entrée du modèle sont données dans le ***Tableau 3*** suivant. Les résultats de cette analyse sont consignés sur la ***Figure 6*** qui suit.

Tableau 3 : *Caractéristiques des sols étudiés* [10]

En dessus de la nappe		
Nature du sol	Module de réaction E_S (MPa)	Coefficient de Poisson ν
Sable dense	180	0,2
En dessous de la nappe		
Nature du sol	Module de réaction E_S(MPa)	Coefficient de Poisson ν
Sable dense	130	0,2

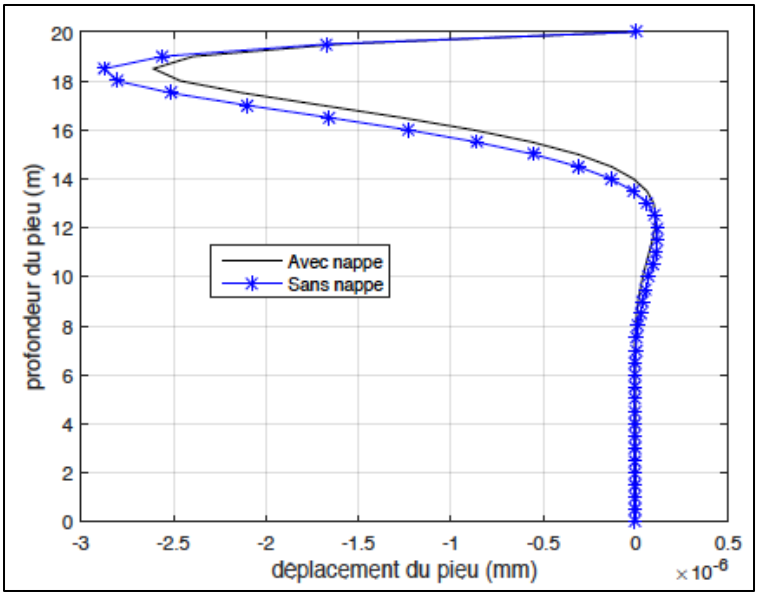

Figure 6 : *Étude de l'influence du module d'élasticité du sol (E_s) sur le déplacement (U) sur un sol saturé et non saturé*

On constate que le niveau de la nappe (z = 5 m) influe légèrement sur le déplacement du pieu. En effet, si on compare les courbes des ***Figures 6***, la différence des déplacements est inférieure de l'ordre de 10^{-6} mm ce qui est négligeable.

4-3. Étude de l'influence du module de réaction du sol

L'analyse globale des résultats montre que les déplacements varient de fonction considérable avec le module de réaction du sol (E_S). En effet, on note que plus E_S est faible plus les déplacements augmentent. L'étude montre d'une part que les déplacements pour le massif argileux (Es = 11MPa) sont plus importants que pour le cas le massif sableux (Es = 33MPa) et d'autre part que plus le sol est dense (Es = 130MPa) moins les déplacements sont importants. L'étude montre aussi que les valeurs maximales des placements sont observées dans la moitié supérieure du massif de sol.

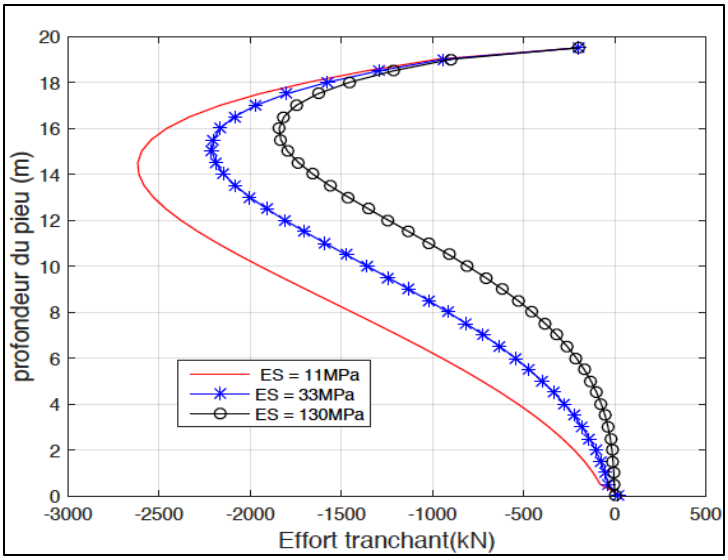

Figure 7 : *Étude de l'influence du module E_s sur l'effort tranchant du pieu*

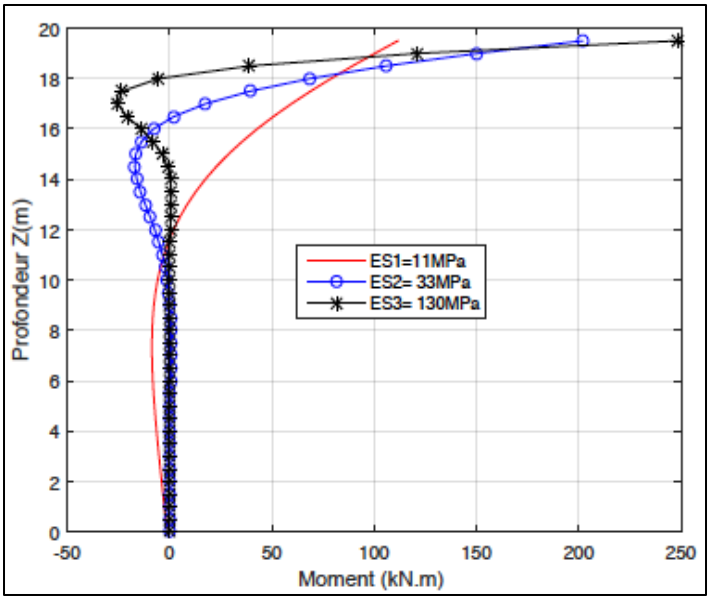

Figure 8 : *Étude de l'influence du module E_s sur le moment de flexion du pieu*

L'analyse montre que l'effort tranchant est plus sensible à la variabilité du module de réaction du sol *Es*. On constante plus les caractéristiques du sol sont meilleures, plus l'effort tranchant est faible. Ceci est attesté par le fait que l'effort tranchant dans le cas de l'argile est le double de celui du sol dense. La sensibilité de l'effort par rapport au module Es est plus constatée sur les deux tiers supérieurs du massif de sol. La ***Figure 8*** montre que le moment fléchissant est moins sensible à la variabilité du module Es. L'étude montre également que les grandes valeurs du moment fléchissant sont observées en tête de pieu. Les résultats montrent aussi d'une part que dans le tiers supérieur du pieu, plus les caractéristiques du sol sont meilleures plus le moment de flexion est important et d'autre part qu'en dehors de ce tiers supérieur c'est le contraire qui est observé.

4-4. Étude de l'influence de l'élancement du pieu

Pour la variation de l'élancement, on fait varier le diamètre du pieu en gardant la même longueur pour essayer de conserver un seul modèle géométrique tout au long de pieu (L = 20 m). L'influence de l'élancement sur le déplacement le long du pieu est représentée sur la ***Figure 9***.

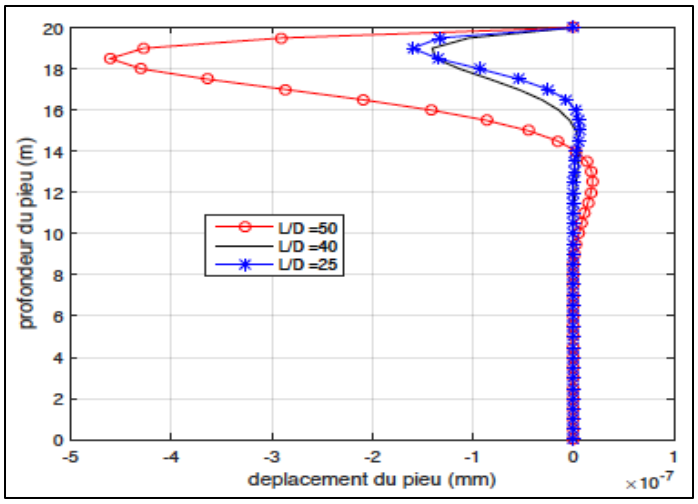

Figure 9 : *Comparaison des déplacements latéraux au niveau de surface du sol pour les différents élancements*

La ***Figure 9*** montre que la variabilité de l'élancement par le rapport d'élancement (*L/D*) influe considérablement sur le déplacement. En effet jusqu'à une profondeur h<6m, on constate que le déplacement latéral du pieu est important pour des élancements grands.

4-5. L'influence des paramètres géotechniques

Pour l'étude paramétrique, on a fait les calculs pour des sols de paramètres ci-dessous ***(Tableau 4)***:

Tableau 4 : *Caractéristiques des sols étudiés*

Coefficient de cohésion C	*Angle de frottement du sol ϕ*	*Coefficient de Poisson ν*
0	39°	0,3
29	20°	0,3
75	0°	0,3

Les résultats obtenus sont donnés par les ***Figures 10 et 11*** suivantes.

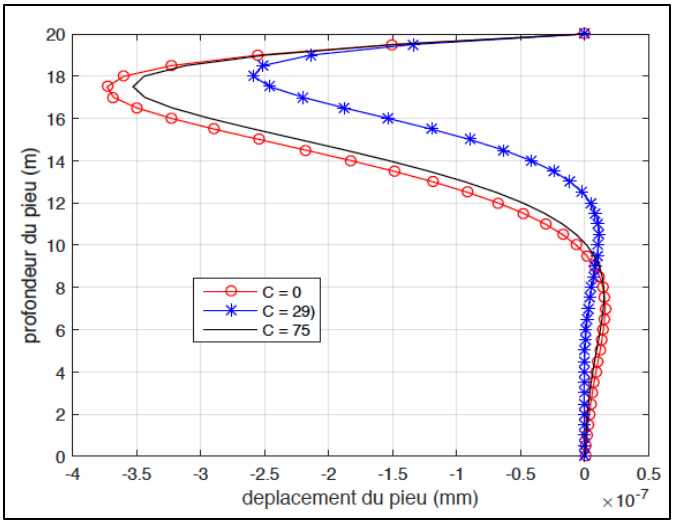

Figure 10 : *Courbe déplacement en fonction de la cohésion*

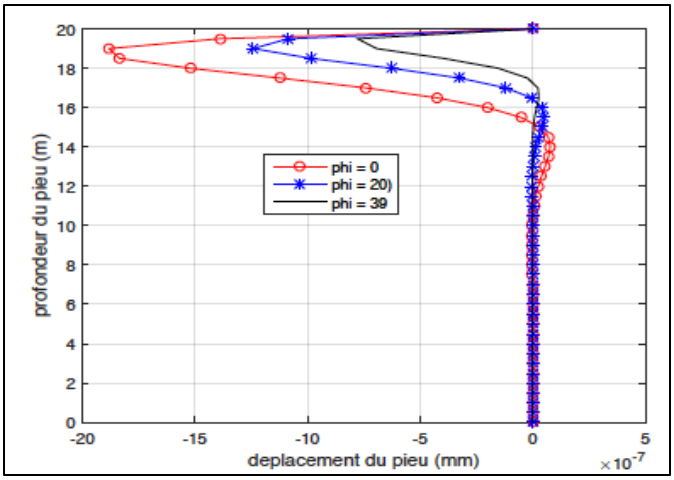

Figure 11 : *Courbe déplacement en fonction de l'angle de frottement*

Les ***Figures 10 et 11*** montrent l'influence des caractéristiques du sol sur les déplacements du pieu. On constate l'angle de frottement interne (ϕ) influe plus sur les déplacements que la cohésion *(C)*. L'étude montre que l'influence de la cohésion se fait ressentir sur la demie couche supérieure du massif de sol et celle du frottement interne sur le quart supérieur du massif de sol.

5. Conclusion

Cet article porte sur l'étude du modèle de comportement des pieux chargés latéralement et ancrés dans des massifs sols de natures diverses. L'objectif principal consiste à étudier l'influence des paramètres de l'interface sol-structure sur les déplacements et sollicitations du modèle. Les résultats montrent que le module de réaction (E_S) du sol influe considérablement sur les déplacements et sur les sollicitations. On constate que plus E_S est important plus les déplacements et efforts tranchants du pieu sont moins importants. L'analyse paramétrique relative à la cohésion (*C*) a montré qu'une augmentation de celle-ci entraine une diminution des déplacements. On constate également que l'angle de frottement interne (ϕ) influe plus sur les déplacements que la cohésion *(C)*. L'étude montre que l'influence du frottement interne se fait ressentir sur le tiers supérieur du massif de sol. Elle montre aussi que la variation de l'angle de frottement a une influence plus significative sur le comportement du pieu que à celle du module de rigidité. Enfin on constate que la présence d'une nappe à une influence sur les déplacements de la fondation.

Références

[1] - L. HAZZAR, ''analyse numérique de la réponse des pieux sous sollicitations latérales, thèse de doctorat, Université de Sherbrooke (Québec) Canada, (2014) 192 p.

[2] - D. GOUVENOT, ''Essais de chargement de flambement de pieux aiguilles'', Annales I.T.B.T.P., supplément au n° 334, *série Sols et Fondations*, 124 (1975) 25 - 39 p.

[3] - T. IMAI, ''Method of calculation of transverse behavior of pile based on measurements results by LT Chapter 4 of OYO Technical Note TN-13, "Studies of subgrade reaction coefficient K - value of soil ground". OYO Corporation, Tokyo, Japan, June (1976)

[4] - C. P. PANTELIDES, ''Stability of columns on biparametric foundations'', *Computers & Structures*, Vol. 42, N° 1 (1990) 21-29 p.

[5] - J. LEE, P. MONICA et S. RODRIGO, ''Experimental investigation of the combined load response of model piles driven in sand'', *Geotechnical Testing Journal*, Vol. 34, N° 6 (2011) 653 - 667 p.

[6] - O. A. SALL, M. BA, D. SARR et al., ''Prise en compte de l'interaction sol-structure dans l'étude du comportement des pieux sous charge axiale'', *Afrique SCIENCE,* 13 (6) (2017) 435 - 445*,* ISSN 1813-548X, http://www.afriquescience.info

[7] - M. N. HUSSIEN, T. TOBITA, S. IAI and K.M. ROLLINS, Soil—pile separation effect on the performance of a pile group under static and dynamic lateral load, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 47, N° 11 (2010) 1234 - 1246 p.

[8] - M. N. HUSSIEN, T. TOBITA, S. IAI and K. M. ROLLINS, Vertical load effect on the lateral pile group resistance in sand response, *An International Journal of Geomech. Geoeng.*, Vol. 7, N° 4 (2012) 263 - 282 p.

[9] - M. N. HUSSIEN, T. TOBITA, S. IAI and M. KARRAY, On the influence of vertical loads on the lateral response of pile foundation, *Computers and Geotechnics Journal*, Vol. 55, (2014) 392 - 403 p.

[10] - L. HAZZAR, M. KARRAY, M. BOUASSIDA and M. N HUSSIEN, Ultimate lateral resistance of piles in cohesive soil, *Deep Foundations Institute Journal*, Vol. 7, Issue 1, (2013) 44 - 52 p.

[11] - L. HAZZAR, M. KARRAY, M.N. HUSSIEN and M. BOUASSIDA, *Three dimensional modeling of a pile group under static lateral loading using finite differences method*, GeoMontreal2013, Montréal, Québec, September 29 - October 3, (2013) 201 p.

[12] - E. A. ELLIS, I. K. DURRANI and D. J. REDDISH, *Numerical modeling of discrete pile rows for slope stability and generic guidance for design*, Geotechnique, Vol. 60, N° 3 (2010) 185 - 195 p.

[13] - S. KANAGASABAI, Three Dimensional Numerical Modeling of Rows of Discrete Piles used to Stabilise Large Landslides, Thesis for the degree of Doctor of Philosophy. University of Southampton, (2010) 217 p.

[14] - J. LEE, P. MONICA and S. RODRIGO, Experimental *investigation of the combined load response of model piles driven in sand*, Geotechnical Testing Journal, Vol. 34, N° 6 (2011) 653 - 667 p.

[15] - MCIF: Manuel Canadien de l'Ingénierie des Fondations. *(4eÉd.)*, Richmond, B.C., Canadian Geotechnical Society, (2013) 558 p.

[16] - C. C. FAN and J. H. LONG, ''Assessment of existing methods for predicting soil response of laterally loaded piles in sand'', *Computers and Geotechnics*, Vol. 32, (2005) 274 - 289 p.

[17] - B. B. BROMS, ''Lateral resistance of piles in cohesive soils'', *Journal of Soil Mech. Found. Div.*, Vol. 90, N° 2 (1964) 27 - 64 p.

[18] - B. B. BROMS, ''Lateral resistance of piles in cohesionless soils'', *Journal of Soil Mech. Found. Div.,* Vol. 90, N° SM3 (1964) 123 - 156 p.

[19] - M. MANDEL, "Flambage au sein d'un milieu élastique'', Annales des Ponts Et Chaussées, N° 20 (1936) 295 - 335 p.

[20] - CGS, "Canadian Foundation Engineering Manual", 2nd Ed, Canadian Geotechnical Society, Ottawa, (1985)