

INFLUENCE DE L'ELASTICITE NON LINEAIRE DANS LE CALCUL DES EXCAVATIONS

INFLUENCE OF NON LINEAR ELASTICITY IN THE DESIGN OF EXCAVATIONS

Sébastien BURLON¹ et Hussein MROUEH²

1 Laboratoire Régional des Ponts et Chaussées de Lille, 59482 Haubourdin, France

2 Laboratoire de Mécanique de Lille, UMR 8107, USTL, 59655 VILLENEUVE D'ASCQ, France

RÉSUMÉ – Cette communication présente, dans le cadre d'excavations, l'influence de différents modèles de comportement de sol présentant une partie élastique non linéaire. Les principaux mécanismes de déformation du sol autour d'une excavation induits par la prise en compte d'une élasticité non linéaire sont identifiés. Quelques conclusions relatives aux mouvements verticaux du sol constatés en arrière de l'écran sont alors présentées.

ABSTRACT – In the purpose of deep excavations design, this paper deals with the influence of different non linear elastic soil models. The main mechanisms of soil deformation around the excavation induced by the use of these nonlinear elastic models are identified. Some conclusions about the vertical soil movements calculated are presented.

1. Introduction

La réalisation de travaux dans des zones très urbanisées exige afin de préserver le bâti existant de prévoir avec une bonne précision les différents mouvements du sol notamment ceux verticaux. Dans le cas d'excavations, le calcul par la méthode des éléments finis ou des différences finies de ces déplacements verticaux notamment en arrière du soutènement reste une question délicate. En particulier, au cours des premières phases d'excavation, tant que le sol reste dans un domaine élastique, il se produit un soulèvement de ce dernier en arrière du soutènement alors que l'intuition laisse penser que c'est un tassement qui devrait être attendu.

Il apparaît donc nécessaire d'analyser ce phénomène et de proposer des solutions numériques alternatives basées notamment sur l'emploi de modèles présentant une partie élastique non linéaire. L'objectif de cette communication est d'une part de préciser l'influence de ce type de modèles sur les mécanismes de déformation du sol autour d'une excavation et d'autre part d'en fixer les limites d'utilisation d'un point de vue pratique.

2. Présentation de l'exemple de référence – Premiers résultats

1.1. Présentation de l'exemple

L'étude est réalisée en deux dimensions sur un modèle dont les données géométriques et géotechniques proviennent des excavations réalisées au début des an-

nées 90 à Villeneuve d'Ascq et à Roubaix lors de la construction du métro (figure 1). L'excavation modélisée est décomposée en 6 phases (phase 1 à 6) au cours desquelles le terrain est excavé par couche de 2 m de hauteur. La profondeur totale de l'excavation est de 12 m. La paroi moulée permettant l'excavation mesure 26 m de long et 1 m d'épaisseur. Aucun buton n'est mis en place afin de simplifier l'étude. Il est nécessaire de préciser qu'un tel soutènement ne serait pas réalisé dans la pratique.

Le modèle utilisé pour le sol est de type élastique parfaitement plastique (modèle 0). Le module d'Young augmente linéairement avec la profondeur selon la relation définie sur la figure 1 et le critère de rupture utilisé est de type Mohr-Coulomb avec une règle d'écoulement non associée. Le soutènement est modélisé par une seule couche d'éléments massifs et est supposé avoir un comportement élastique linéaire (figure 1). Aucun élément d'interface n'a été considéré entre les éléments massifs modélisant le sol en place et le soutènement. Les effets de la réalisation de l'écran sur le sol en place sont négligés. L'état initial est défini par un coefficient de pression des terres au repos K_0 égal à 1. Le maillage mis en œuvre est présenté sur la figure 2. Les calculs sont réalisés par la méthode des différences finies (Itasca, 2002).

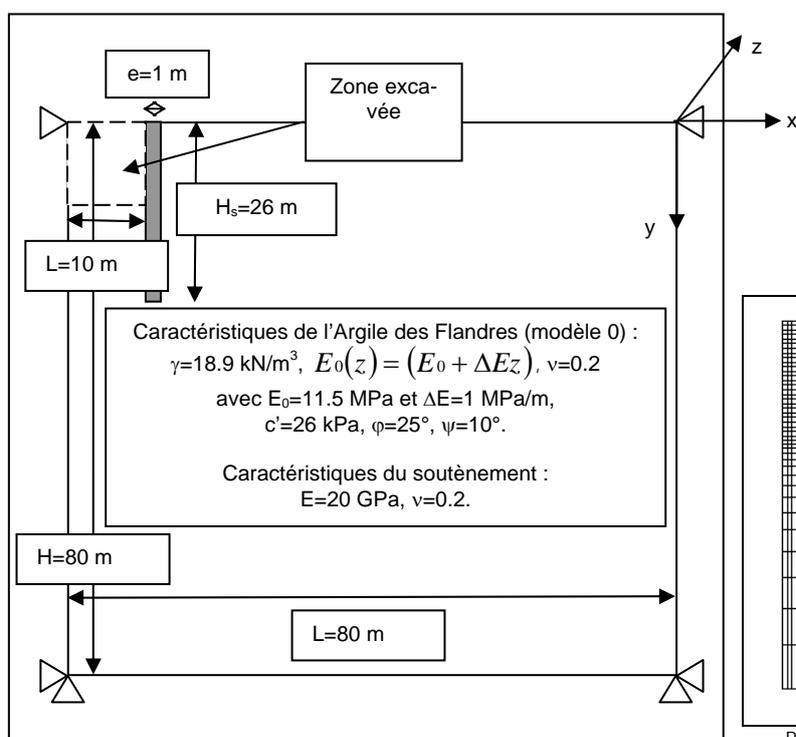


Figure 1. Données géométriques et géotechniques.

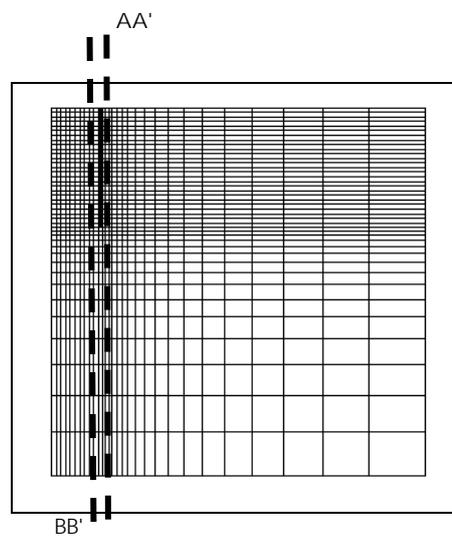


Figure 2. Maillage mis en oeuvre.

1.2. Premiers résultats

Les résultats obtenus vont tout d'abord être analysés en terme de chemins de contraintes selon les coupes AA' et BB' définies sur la figure 2 dans un diagramme (s,t) avec $s = -(\sigma_1 + \sigma_3)$ et $t = -(\sigma_1 - \sigma_3)$ où σ_1 et σ_3 désignent respectivement les contraintes principales extrêmes ($\sigma_1 < \sigma_3$). La comparaison entre les chemins de contraintes observés dans les zones de poussée (figure 2) et de butée (figure 3) montre qu'il n'y a pas de différences sensibles entre ces zones au début de l'excavation. Les deux

chemins indiquent globalement un déchargement du massif de sol et une augmentation du déviateur des contraintes. Dans la zone en poussée, cette situation se poursuit et est amplifiée lors de l'apparition de la plasticité. Dans la zone en butée, la diminution de la contrainte moyenne est interrompue de par le déplacement horizontal de la paroi qui induit une augmentation de la contrainte horizontale provoquant ainsi une augmentation de la contrainte moyenne. L'entrée dans le domaine plastique se traduit, comme dans la zone de poussée par une diminution de la contrainte moyenne et du déviateur.

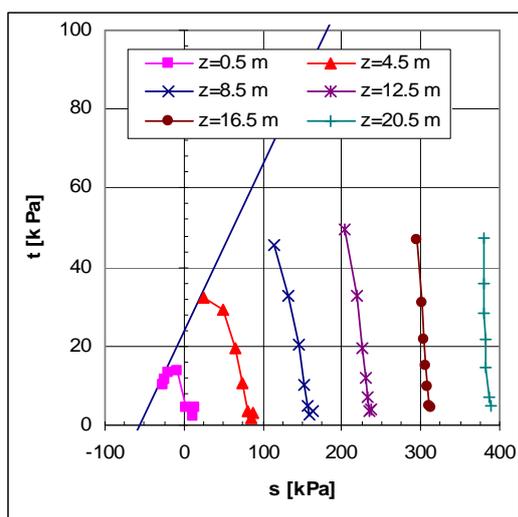


Figure 3. Chemins de contraintes suivant la coupe AA'.

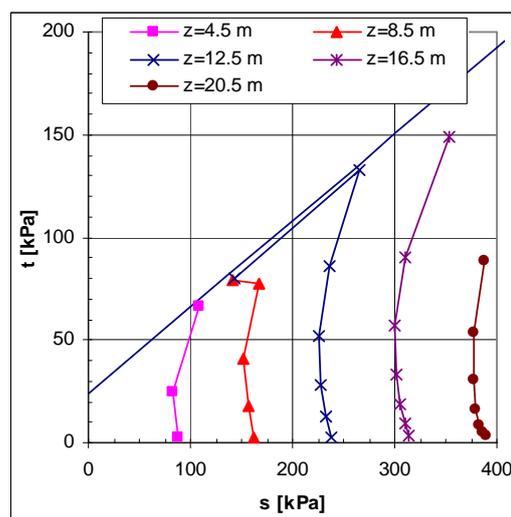


Figure 4. Chemins de contraintes suivant la coupe BB'.

En terme de mouvements du sol, il s'agit de s'intéresser à la déformée de l'écran ainsi qu'aux mouvements verticaux du terrain au niveau du fond de fouille et en arrière du soutènement. Les mouvements horizontaux du soutènement (figure 5) augmentent avec la progression de l'excavation hormis pour la phase 1 où un très faible déplacement de l'écran vers le terrain est calculé sous l'effet des forces de déconfinement appliquées au niveau du fond de fouille. Dans cette zone, le soulèvement du terrain augmente aussi avec la progression de l'excavation (figure 6). Pour la phase 1, le déplacement provient d'une décharge élastique du massif de sol et est d'autant plus important qu'il est calculé loin de l'écran. Pour la phase 6, une part du déplacement provient de la mise en butée du sol et le déplacement vertical

le plus important est donc calculé à proximité de l'écran.

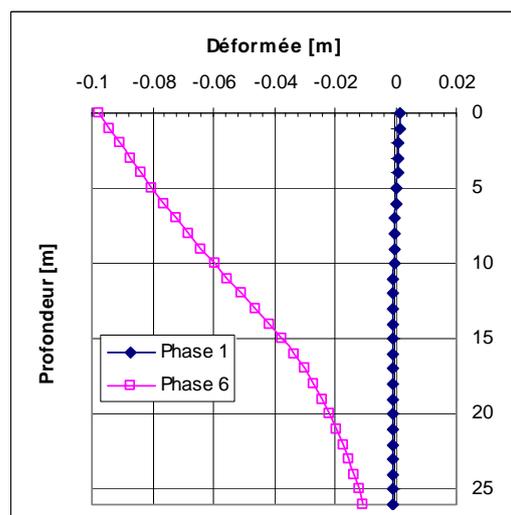


Figure 5. Déformée de l'écran.

En arrière du soutènement, sous l'effet des forces de déconfinement appliquées au niveau du fond de fouille, un soulèvement du terrain (qui semble contraire à l'intuition et aux mesures de chantier) est obtenu. Avec l'apparition de la plasticité, une inversion du mouvement est calculée mais elle n'est pas suffisante pour observer des tassements. On note simplement une légère inflexion (« cuvette de tassements ») dans la forme des déplacements verticaux.

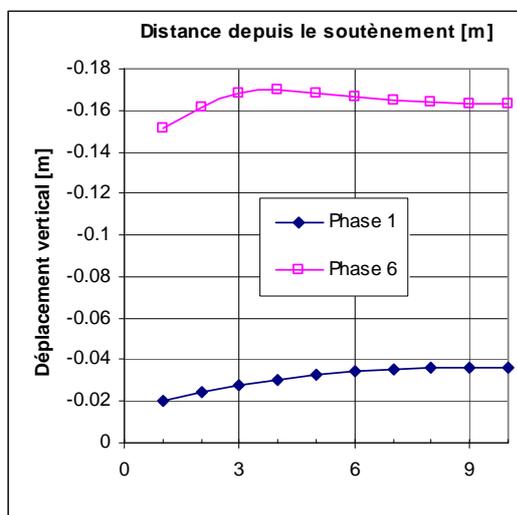


Figure 6. Soulèvement du fond de fouille.

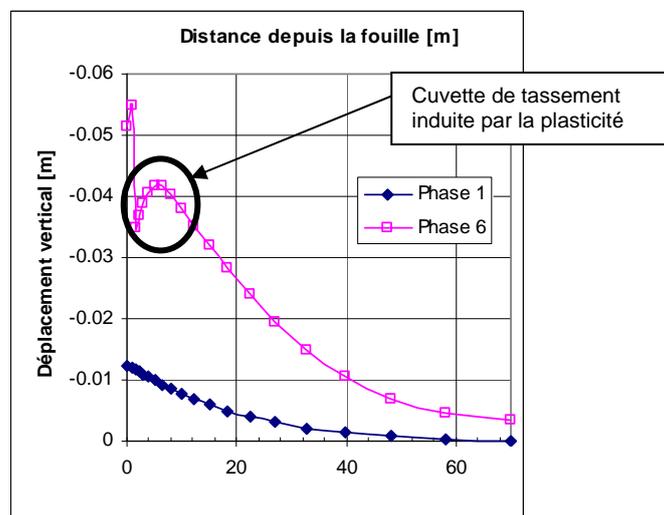


Figure 7. Mouvements verticaux du terrain en arrière de l'écran.

3. Prise en compte de l'élasticité non linéaire

3.1. Problématique

Le problème numérique mis en évidence précédemment est relativement ancien et est régulièrement évoqué dans la littérature depuis près de 30 ans (Burland et al., 1979). Une des solutions proposées est de modéliser le comportement élastique non linéaire des sols. Différentes techniques sont envisageables pour introduire des non linéarités dans les modèles de calcul. Il s'agit entre autre de relier les variations des différents modules élastiques, dans un premier cas à l'état de contraintes du matériau avec notamment les invariants comme la contrainte moyenne p et le déviateur J_2 (Janbu, 1963, Wong et Duncan, 1974 d'après Mestat, 1993) et dans un second cas au niveau de déformation avec en particulier les déformations déviatoriques ε_d (Jardine et al., 1986, Burland, 1989, Simpson, 1992).

3.2. Présentation des différents modèles

Dans le cadre de cette communication, seuls les modèles dépendant de l'état de contraintes vont être présentés. Les 3 modèles considérés sont de type élastique non linéaire parfaitement plastique. Les paramètres plastiques sont identiques au modèle 0. Les caractéristiques de la partie élastique sont les suivantes (tableau I) : le premier modèle (modèle 1) permet une variation linéaire du module d'Young E en fonction de la contrainte moyenne, le second modèle (modèle 2) permet une variation du module d'Young E en fonction du déviateur et le troisième modèle (modèle 3)

autorise une décroissance du module de cisaillement G et une augmentation du coefficient de Poisson ν en fonction du déviateur ce qui permet de maintenir le coefficient d'incompressibilité K constant. Le modèle 2 s'inspire des travaux de Janbu (1963) ainsi que Wong et Duncan (1974) et le modèle 3 de ceux de Fahey et Carter (1993).

La comparaison entre les modèles 1, 2 et 3 et le modèle 0 qui présente une élasticité linéaire où le module d'Young croît en fonction de la profondeur est possible car l'état initial est réalisé pour un coefficient de pression des terres au repos égal à 1. Les 4 modèles présentent, au début du calcul, en ce qui concerne les modules E, K et G les mêmes variations. Il est donc possible d'examiner de manière détaillée l'influence la contrainte moyenne et du déviateur des contraintes sur la cinématique de l'excavation.

Tableau I. Présentation de la partie élastique des différents modèles

	Description de la partie élastique du modèle
Modèle 1	$E(z, p) = E_0(z) \times \left(\frac{p}{p_0} \right) \text{ si } p > 0 \text{ et } E(z, p) = E_0(z) \text{ si } p < 0$ $\text{avec } p_0(z) = \gamma z \frac{(1 + 2K_0)}{3}$
Modèle 2	$E(z, J_2) = E_0(z) \left(1 - R_f \left(\frac{J_2}{J_{2\max}} \right)^{0.5} \right) \text{ avec } R_f = 0.9 \text{ si } p > 0 \text{ et } E(z, J_2) = E_0(z) \text{ si } p < 0$ $J_2 = \frac{1}{6} \left[(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_1 - \sigma_3)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 \right]$ $J_{2\max} = \frac{q_{\max}^2}{3} \text{ et } q_{\max} = \frac{6c \cos \varphi}{3 - \sin \varphi} + \frac{6 \sin \varphi}{3 - \sin \varphi} p$
Modèle 3	$G(z, J_2) = G_0(z) \left(1 - R_f \left(\frac{J_2}{J_{2\max}} \right)^{0.5} \right) \text{ si } p > 0 \text{ et } G(z, J_2) = G_0(z) \text{ si } p < 0$ $\nu(z, J_2) = \left(\frac{\left(1 + \nu_0 - (1 - 2\nu_0) \frac{G(z, J_2)}{G_0(z)} \right)}{2(1 + \nu_0) + (1 - 2\nu_0) \frac{G(z, J_2)}{G_0(z)}} \right)$ $K(z) = K_0(z)$

3.3. Résultats

L'analyse de l'état de contraintes à la fin du calcul peut être directement réalisée à partir de celle des modules d'Young calculés au niveau des coupes AA' et BB' (figures 8 et 9).

Dans la zone de poussée, les modèles 1, 2 et 3 fournissent des modules d'Young inférieurs au modèle 0. Pour le modèle 1, cette diminution est due à l'application des forces de déconfinement qui induisent une diminution de la contrainte moyenne. Pour les modèles 2 et 3, elle provient de l'augmentation progressive du déviateur dans la zone de poussée puis de l'apparition de la plasticité. La rotation de l'écran sur sa base favorise le cisaillement du matériau ce qui se traduit par une diminution encore plus nette du module d'Young vers la profondeur de 26 m. Dans la zone en butée (figure 9), les modèles 2 et 3 fournissent logiquement une diminution des mo-

dules d'Young. Le modèle 1 indique une diminution du module d'Young immédiatement sous le fond de fouille et puis une augmentation quelques mètres en dessous due au déplacement du rideau qui induit une augmentation de la contrainte horizontale et ainsi de la contrainte moyenne.

Les variations de modules calculées se répercutent directement sur le champ de déplacement du sol autour du soutènement (figures 10 à 12). Les 3 modèles proposés donnent une déformée du soutènement (figure 10) plus importante qu'il faut associer à la diminution du module d'Young calculée en arrière de l'écran. Le modèle 2 fournit une déformée plus importante que le modèle 3 alors que ces deux modèles présentent des variations identiques pour le module de cisaillement G ce qui indique que le basculement du rideau n'est pas uniquement régi par le cisaillement du matériau. Au niveau du fond de fouille (figure 11), le soulèvement du terrain est essentiellement régi par les déformations volumiques du matériau. En effet, le modèle 3 indique un soulèvement du terrain bien moindre que le modèle 2 alors que ces 2 modèles présentent des variations de module d'Young sensiblement identiques. Les faibles soulèvements calculés avec le modèle 3 proviennent du fait que le module d'incompressibilité K reste constant au cours du calcul. Il est remarquable de noter que ces mouvements verticaux ne se répercutent pas en arrière de l'écran (figures 12 a et b). En effet, les soulèvements les plus importants sont calculés pour le modèle 1 alors que celui-ci fournit au niveau du fond de fouille un soulèvement du terrain bien inférieur au modèle 2 qui indique quant à lui une cuvette de tassement appréciable. C'est avec le modèle 3 que la cuvette de tassement la plus développée est obtenue.

Les calculs réalisés montrent que les soulèvements du terrain au niveau du fond de fouille et en arrière de l'écran obtenus numériquement obéissent à la fois à des mécanismes déviatoriques et volumiques. Toutefois, il apparaît que le soulèvement du fond de fouille est régi essentiellement par un mécanisme volumique tandis que c'est un mécanisme déviatorique qui affecte le terrain en arrière de l'écran. L'utilisation sur le plan pratique du modèle 3 paraît donc relativement intéressante. Ce modèle permet du fait de l'absence de variations du module d'incompressibilité K de maîtriser les déformations volumiques du fond de fouille.

L'élasticité non linéaire permet seulement d'atténuer les problèmes numériques mis en évidence. En effet, comme le montre la figure 13, à la fin de la phase 3, alors que la plasticité ne s'est pas encore suffisamment développée, les soulèvements du terrain en arrière de l'écran sont identiques aux 4 modèles mis en oeuvre.

Les conditions aux limites et notamment la hauteur du modèle ont trop d'importance sur la réponse du modèle. Pour une excavation, cette donnée géométrique est toutefois extrêmement importante notamment dans le cas où l'on sait que le soutènement n'est pas fiché dans un horizon de terrain permettant de supposer que celui-ci ne se déplacera pas. C'est en fait l'apparition de la plasticité qui va induire les écarts les plus importants. Celle-ci permet de montrer d'une part que les mouvements verticaux de part et d'autre de l'écran peuvent être dissociés et d'autre part que la mise en place de non linéarités sur la phase élastique ne modifie pas fondamentalement la cinématique calculée.

4. Conclusions

Cette communication a traité de l'influence de modèles présentant une partie élastique non linéaire dans le calcul des mouvements verticaux du sol autour d'une exca-

vation. Il apparaît que les mouvements verticaux du sol sont régis au niveau du fond de fouille par un mécanisme volumique et en arrière de l'écran par un mécanisme déviatorique. La plasticité induit un découplage entre les mouvements du fond de fouille et du terrain en arrière de l'écran et montre ainsi que la prise en compte d'une élasticité non linéaire n'est pas suffisante pour traiter le problème numérique du soulèvement du terrain provoqué par l'application de forces de déconfinement. La plasticité apparaît comme le mécanisme déclencheur de tassements en arrière de l'écran et inciterait donc à utiliser des modèles de comportement permettant de calculer immédiatement des déformations plastiques, c'est dire des modèles présentant un écrouissage dont l'évolution compte-tenu des chemins de contraintes observés serait pilotée par les déformations déviatoriques plastiques.

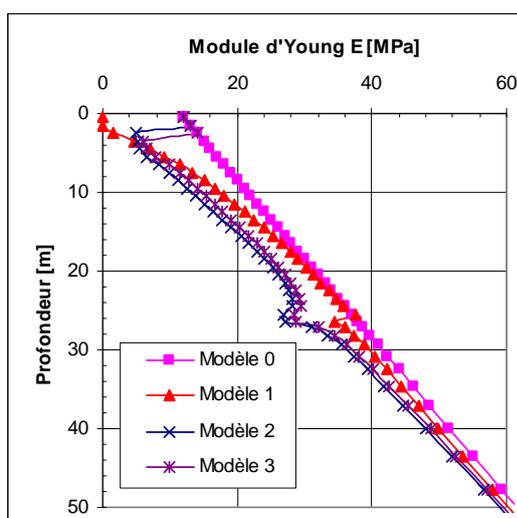


Figure 8. Variation du module d'Young (phase 6 – coupe AA').

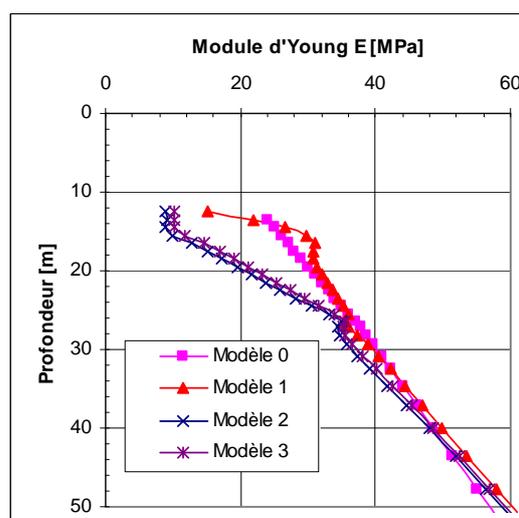


Figure 9. Variation du module d'Young (phase 6 – coupe BB').

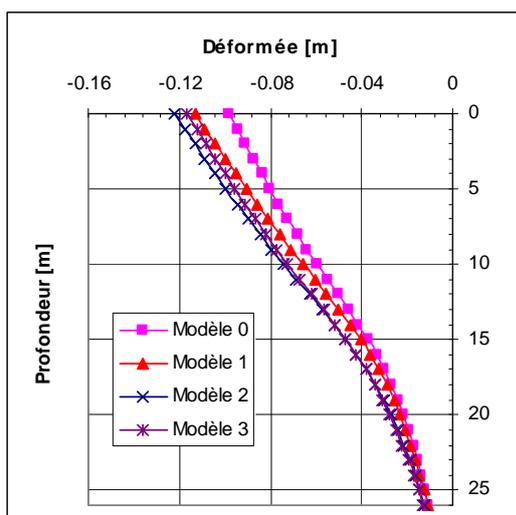


Figure 10. Déformée de l'écran (phase 6).

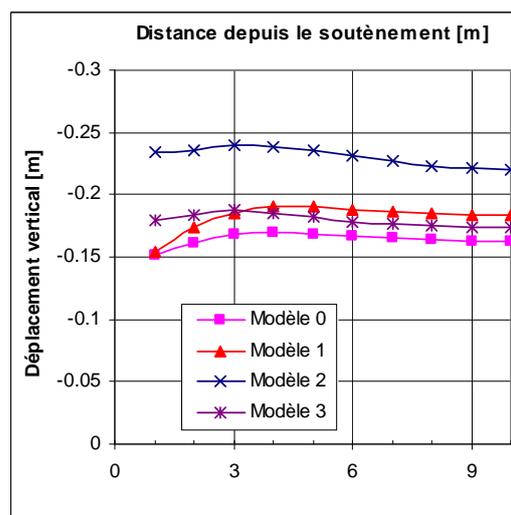
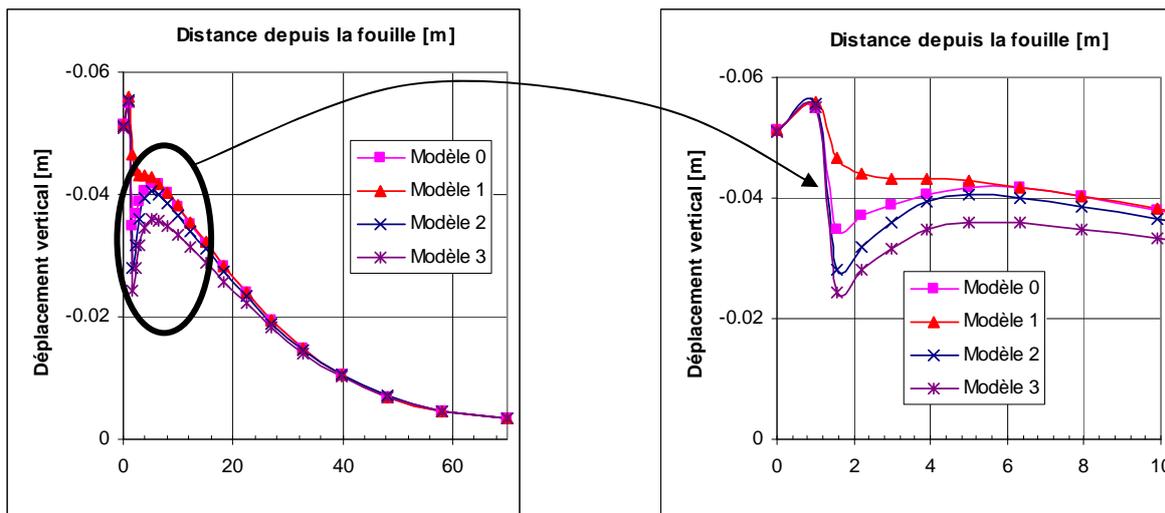


Figure 11. Soulèvement du fond de fouille (phase 6).



Figures 12 a et b. Soulèvement du sol à l'arrière du soutènement (phase 6).

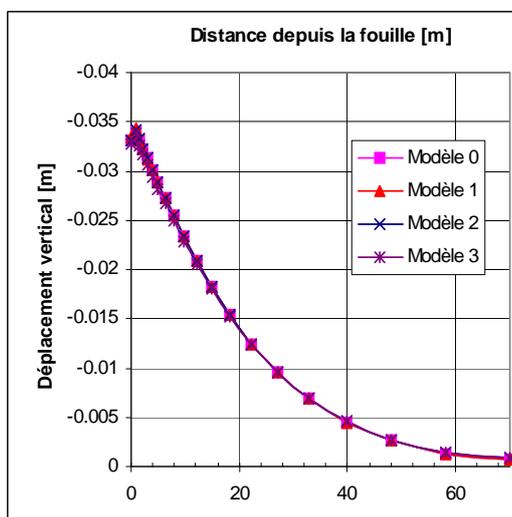


Figure 13. Soulèvement du sol à l'arrière du soutènement (phase 3).

5. Références bibliographiques

- Burland J.B. (1989) Ninth Laurits Bjerrum memorial Lecture : "Small is beautiful" – the stiffness at small strains, *Canadian Geotechnical Journal*, 26, 499-516.
- Fahey M. et Carter J.P. (1993) A finite element study of the pressuremeter test in sand using a nonlinear plastic model, *Canadian Geotechnical Journal*, 30, 348-362.
- Itasca Consulting Group, Manuel d'utilisation de Flac3D, 2002.
- Jardine R. J., Potts D. M., Fourie A. B., et Burland J. B. (1986) Studies of the influence of non-linear stress-strain characteristics in soil-structure interaction, *Geotechnique*, 36, 377-396.
- Mestat P. (1993) Lois de comportement des géomatériaux et modélisation par éléments finis, *Etudes et Recherches des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, GT 52.
- Simpson B. (1992) Retaining structures : displacement and design (32nd Rankine Lecture), *Geotechnique*, 42, 541-576.