

Modélisation numérique des mouvements de sol induits par des excavations

S. BURLON

IFSTTAR
Département du Gers
14-20, boulevard Newton
Cité Descartes
Champs-sur-Marne
F-77447 Marne-la-Vallée
Cedex 2

H. MROUEH

Laboratoire Génie civil
et Géo-Environnement
Lille Nord de France
(LGCgE) (EA4515)
Université Lille 1
Sciences et Technologies
Polytech'Lille
Villeneuve-d'Ascq F-59655

Résumé

La modélisation numérique des mouvements de sol induits par des excavations soutenues reste un problème complexe où de multiples paramètres peuvent avoir une réelle influence sur le résultat final. Cet article propose dans un premier temps d'étudier l'influence de l'état initial des contraintes en modélisant le phasage de réalisation de différents panneaux d'une paroi moulée. Différents calculs, en deux et trois dimensions, intégrant ou pas ce phasage, sont réalisés afin de mettre en évidence les effets de l'état initial des contraintes sur les mécanismes de déformation induits par l'excavation. Au préalable, une étude précise des mouvements de sol générés lors de la réalisation des parois est réalisée pour identifier les variations de la contrainte horizontale en arrière de l'écran. Dans un second temps, une étude relative aux effets des non-linéarités élastiques dans les lois de comportement comprenant un critère de rupture de type Mohr-Coulomb est effectuée. Elle permet d'identifier les liens entre les paramètres des parties élastiques des lois de comportement et les mouvements calculés lors d'une excavation.

Mots-clés : modélisation numérique, excavation profonde, élasticité non linéaire, coefficient de pression des terres au repos, parois moulées.

Numerical modeling of soil movements induced by deep excavations

Abstract

Numerical modeling of ground movements induced by excavations supported is a complex topic for which different parameters may have a significant influence on the final result. Firstly, this paper deals with the influence of the initial stress state with a numerical model of the installation steps of several diaphragm wall panels. Different calculations in two and three dimensions taking into or not these steps are carried out to highlight the effects of the initial stress state on deformation mechanisms induced by the excavation. Previously, a detailed study of ground motion generated during the execution of the walls is performed to identify changes in horizontal stress behind the retaining wall. Then, a study on the effects of nonlinearities in the elastic constitutive equations including a failure criterion Mohr-Coulomb type is performed. It identifies the links between elastic parameters of the constitutive laws and the calculated movements during an excavation.

Key words: numerical modelling, deep excavation, nonlinear elasticity, earth pressure, coefficient at rest, diaphragm wall.

Introduction

La réalisation de travaux dans des zones très urbaines 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 des déplacements du sol reste une question délicate car de nombreux paramètres interviennent et interagissent de manière complexe. En analysant les observations faites au cours de l'expérimentation du rideau de palplanches de Hochstetten, Mestat et Arafati (1998) montrent qu'une partie des écarts entre les mesures et les calculs peuvent s'expliquer par un choix erroné du coefficient de pression des terres au repos qui peut être modifié par la mise en place de l'écran et par une loi de comportement inadaptée à la description des déplacements du sol dans le domaine des faibles déformations. L'identification des paramètres des lois de comportement peut aussi constituer un élément expliquant ces écarts. D'autres aspects sont susceptibles d'intervenir comme les conditions de contact entre l'écran et le sol ou le caractère drainé ou non du calcul qui permet dans le cas d'un calcul non drainé de quasiment annuler les déformations volumiques. Ainsi, pour un calcul non drainé, le soulèvement calculé au niveau du fond de fouille se traduit par un tassement en arrière de l'écran. Enfin, la taille retenue pour le maillage du volume de terrain modélisé est encore un paramètre qui a une influence considérable et qui rend extrêmement complexe toute prévision (Corfdir et Bourgeois, 2007).

Les différents paramètres mentionnés ont, lors de la réalisation de modélisations numériques, des effets plus ou moins importants sur les mécanismes de déformations et les amplitudes de déplacements calculés. L'objectif de cet article est d'illustrer l'influence de ces paramètres dans le déroulement d'un calcul numérique à partir d'un modèle en trois dimensions dont les

données géométriques et géotechniques proviennent des excavations réalisées au début des années 1990 à Villeneuve-d'Ascq et à Roubaix lors de la construction du métro (Fig. 1a) (Kazmierczak, 1996). Dans un premier temps, cet article propose d'analyser l'influence du coefficient de pression des terres au repos K_0 . Une modélisation numérique de la réalisation de panneaux de parois moulées est donc mise en œuvre et ses effets sur l'état initial des contraintes avant l'excavation sont analysés. Des calculs sont ensuite présentés pour montrer l'effet d'une telle modélisation sur les déplacements horizontaux de l'écran. Dans un second temps, l'utilisation de lois de comportement comportant une partie élastique non linéaire pour des calculs d'excavation est mise en œuvre. L'influence de ces lois de comportement sur les déplacements horizontaux de l'écran et les déplacements verticaux du sol en arrière du soutènement est détaillée.

Calcul de référence

Présentation du modèle

L'excavation modélisée comprend une paroi moulée présentant une longueur de 26 m et une épaisseur de 1 m (Fig. 1a). Le domaine modélisé présente une longueur de 80 m depuis le terrain naturel et de 70 m en arrière de l'écran. La paroi moulée est supposée avoir un comportement élastique linéaire isotrope. Le sol en place est essentiellement constitué d'Argiles des Flandres surconsolidées (Kazmierczak, 1996 ; Josseume, 1998) et présente un comportement élastique linéaire parfaitement plastique. Le module d'Young augmente linéairement avec la profondeur selon la relation définie sur la figure 1a et le critère de rupture utilisé est de type Mohr-Coulomb avec une

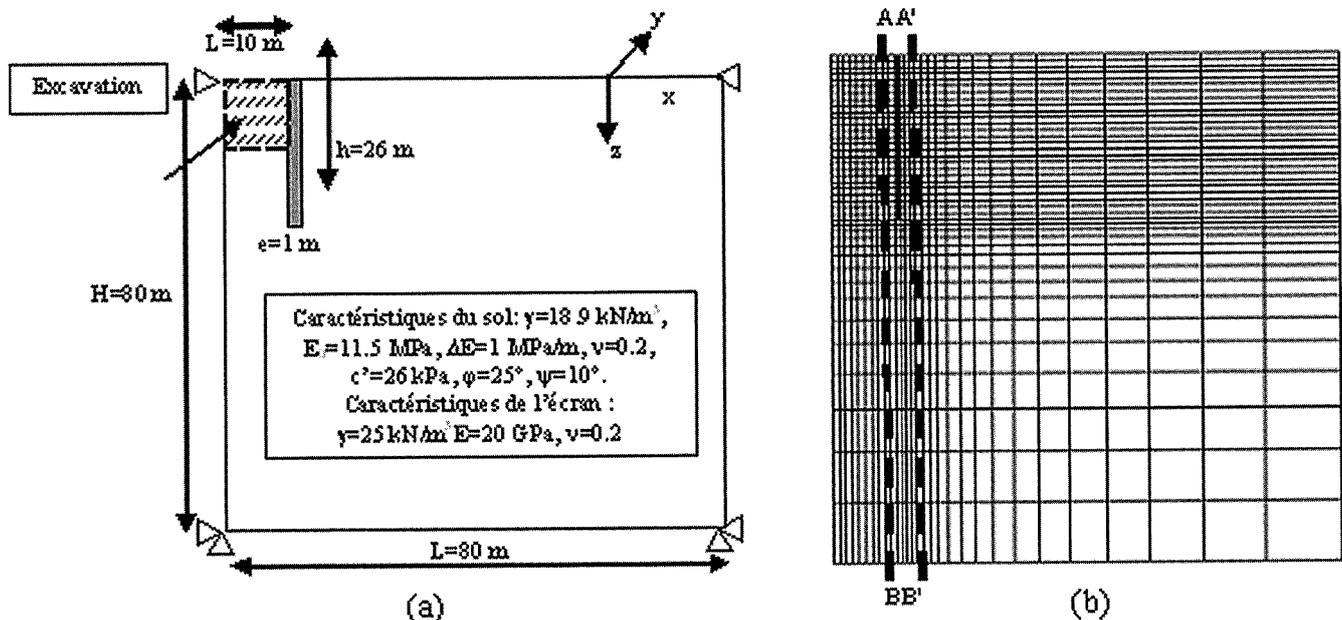


FIG. 1

Situation de calcul considérée.
 (a) Géométrie et caractéristiques des sols ; (b) maillage.
 Calculation under consideration.
 (a) Geometry and soil properties ; (b) mesh.

règle d'écoulement non associée (modèle 0). Le coefficient de pression des terres au repos K_0 est égal à 1 (Josseaume, 1998). Contrairement au cas d'un pieu sollicité axialement, les déplacements différentiels attendus entre la paroi et le terrain sont faibles si bien qu'aucune interface n'est considérée. Les calculs sont réalisés avec le logiciel FLAC3D (Itasca, 2006) à partir d'un maillage tridimensionnel présentant une largeur de 1 m et comprenant 2 520 éléments (Fig. 1b). L'excavation 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 d'excavation est donc limitée à 12 m de manière à assurer la convergence numérique du processus itératif non linéaire. Aucune nappe n'est considérée.

2.2

Premiers résultats

Les résultats obtenus vont tout d'abord être analysés en termes de chemins de contraintes selon les coupes AA' et BB' définies sur la figure 1b 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 (coupe AA') et de butée (coupe BB') montre qu'il n'y a pas de différences sensibles entre ces zones au début de l'excavation (Fig. 2a et 2b). 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 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.

Concernant les mouvements du terrain, il s'agit de s'intéresser aux déplacements horizontaux de l'écran ainsi qu'aux mouvements verticaux du terrain en arrière du soutènement. Les mouvements horizontaux du soutènement (Fig. 3a) 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. En arrière du soutènement (Fig. 3b), sous l'effet des forces de déconfinement appliquées au niveau du fond de fouille, un soulèvement du terrain qui est contraire 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.

Dans la suite de l'article, il convient d'analyser numériquement les variations de ces déplacements, d'une part, en prenant en compte le processus de réalisation de la paroi moulée et, d'autre part, en utilisant des lois de comportement présentant une partie élastique non linéaire.

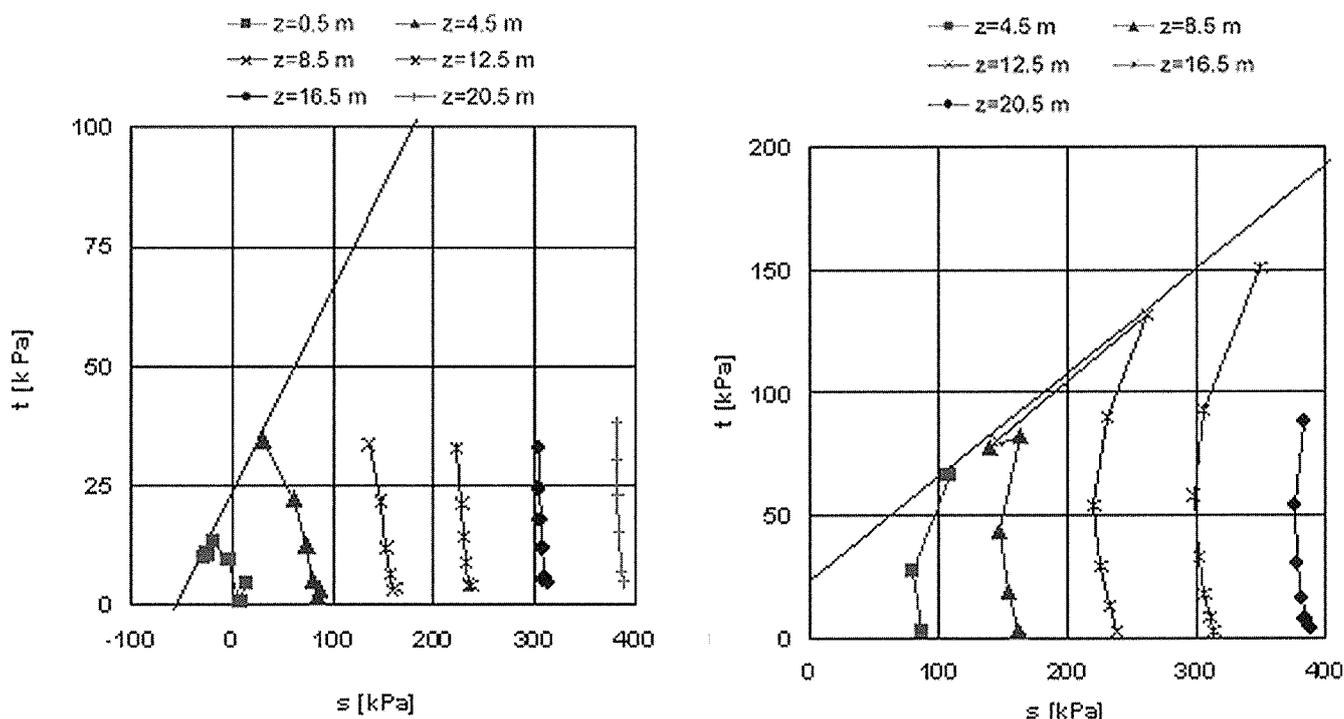


FIG. 2 Chemins de contraintes. Stress paths.

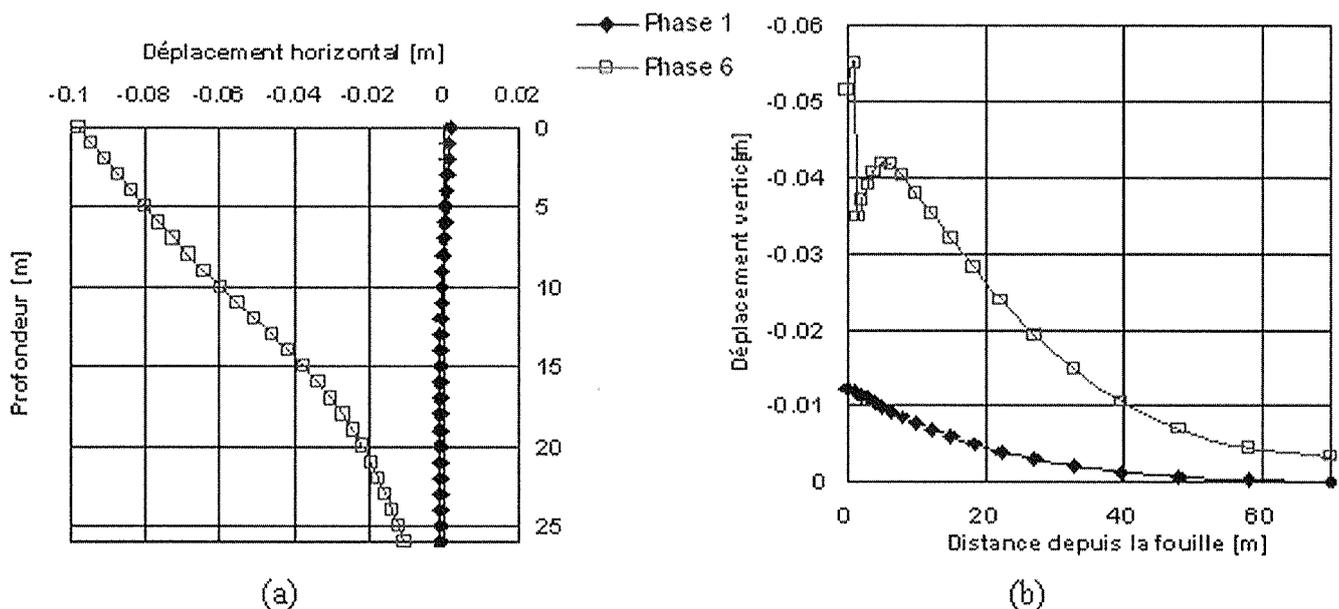


FIG. 3 Mouvements de terrain autour de l'écran.

(a) Déplacements horizontaux de l'écran ; (b) déplacements verticaux du terrain en arrière de l'écran.

Soil movements around the retaining wall.

(a) Lateral wall deflection ; (b) vertical soil displacements behind the retaining wall.

3

Influence du coefficient de pression des terres au repos et prise en compte de la réalisation de l'écran

3.1

État de l'art

L'idée d'analyser l'influence de la construction de l'écran sur l'état des contraintes avant l'excavation est relativement ancienne puisque déjà en 1972, Cole et Burland (1972), à l'occasion de la réalisation d'un calcul numérique mentionnent qu'ils ont supposé que la mise en place de l'écran ne modifiait pas l'état des contraintes dans le sol. Actuellement, il est envisageable de modéliser le processus de réalisation d'une paroi moulée dans des temps de calcul raisonnables (Gourvenec et Powrie, 1999 ; Ng et Yan, 1999 ; Frih, 2005 ; Schäfer et Triantafyllidis, 2004 ; Schäfer et Triantafyllidis, 2006a et b). Ce type de calculs revient en fait à modifier l'état de contraintes autour du soutènement et à définir une nouvelle contrainte horizontale qui va influencer sur la cinématique de l'excavation. Schäfer et Triantafyllidis (2006b) ont d'ailleurs proposé un coefficient K_0^* permettant de prendre directement en compte les variations induites par le processus de mise en place de l'écran en limitant toutefois l'utilisation de celui-ci à l'exemple qu'ils avaient traité. Dans la littérature, les aspects relatifs à la mise en place du soutènement sont traités de deux manières différentes.

Certains traitent uniquement de la manière dont l'état de contraintes est modifié après la réalisation des panneaux. Gourvenec et Powrie (1999) examinent la réduction des contraintes en arrière du soutènement ainsi que les déplacements horizontaux du sol pour différentes longueurs de panneaux et concluent qu'un

calcul bidimensionnel est beaucoup trop défavorable. Ng et Yan (1999) analysent quant à eux le mécanisme de transfert des contraintes autour des panneaux et l'état des contraintes en arrière de l'écran, au centre et à l'interface de deux panneaux. Schäfer et Triantafyllidis (2004) s'intéressent toujours à l'état de contrainte en arrière de l'écran et analysent en plus les variations de pressions interstitielles.

D'autres présentent que ce soit en deux ou trois dimensions la différence qu'il peut exister entre un calcul avec le soutènement en place (calculs de type WIP, *Wished In Place*) et un calcul avec la modélisation préalable de la réalisation du soutènement (calculs de type WIM, *Wall Installation Modelled*). De Sanctis *et al.* (2006) présentent en deux dimensions une telle comparaison pour une excavation réalisée lors de construction d'une nouvelle station de métro à Naples. Schäfer et Triantafyllidis (2006b) présentent quant à eux en trois dimensions une telle comparaison pour le Taipei National Enterprise Center (TNEC). Dans les deux cas, ils en déduisent que la méthode de type WIM est plus proche de la réalité et fournit des déplacements plus importants que la méthode de type WIP.

Les modélisations de type WIM suscitent toutefois certaines interrogations. La première est la sensibilité de ce type de calculs vis-à-vis du coefficient de pression des terres au repos initial K_0 . En effet, les calculs de type WIM permettent de définir après la réalisation du soutènement et avant celle de l'excavation une nouvelle contrainte horizontale en arrière de l'écran et donc un nouveau coefficient de pression des terres mais ce coefficient dépend *a priori* de l'état initial des contraintes. Frih (2005) a réalisé une étude paramétrique de ce type mais le modèle proposé ne permet pas de poursuivre la modélisation de l'excavation. La seconde interrogation concerne l'influence de la géométrie de l'écran. Dans le cas d'une modélisation de l'écran en déformation plane, cette question n'apparaît pas mais dans celui d'une modélisation tridimensionnelle, il est nécessaire de réaliser un choix quant au nombre et à la longueur des panneaux de parois moulées considérés.

Modélisations WIP et WIM

3.2.1

Modélisations de type WIP

Les modélisations de type WIP sont relativement classiques. Elles consistent à réaliser l'état initial des contraintes en présence du soutènement et donc à négliger l'influence de la mise en place de celui-ci sur le champ de contraintes proche de l'écran. Le calcul présenté précédemment appartient donc à ce type de calcul. Selon les logiciels de calcul, cela se traduit :

(i) Par la définition directe d'un état initial des contraintes en fonction de la masse volumique des différents matériaux dont celle du soutènement, de la position d'une éventuelle nappe hydrostatique et du coefficient de pression des terres au repos défini pour chaque matériau.

(ii) Par une phase de génération des contraintes géostatiques en appliquant des forces volumiques en fonction de la masse volumique des différents matériaux dont celle du soutènement, de la position d'une éventuelle nappe hydrostatique et du coefficient de Poisson ν de chaque matériau.

La suite du calcul consiste à désactiver par phases les éléments massifs constituant le sol à excaver de manière à atteindre la profondeur voulue pour la fouille.

3.2.2

Modélisations de type WIM

Les modélisations WIM sont caractérisées par une phase supplémentaire de réalisation du soutènement. On peut décomposer ces modèles en trois phases :

(i) La première consiste à générer sans le soutènement l'état initial des contraintes dans le sol en place de manière directe ou appliquant des forces volumiques.

(ii) La deuxième consiste à modéliser la réalisation du soutènement.

(iii) La troisième consiste à désactiver par phases les éléments massifs constituant le sol à excaver de manière à atteindre la profondeur voulue pour la fouille.

La deuxième phase peut être décomposée en trois étapes :

(i) Étape n° 1 : désactivation en une phase des éléments massifs situés à l'emplacement du soutènement et

activation sur les bords libres de contraintes simulant l'action de la bentonite. La contrainte appliquée est définie par :

$$\sigma(z) = \gamma_b z \quad (1)$$

avec : $\gamma_b = 11 \text{ kN/m}^3$ la masse volumique de la bentonite.

Cette donnée varie suivant les auteurs mais restent généralement comprise entre $10,1 \text{ kN/m}^3$ (Ng et Yan, 1999) et 12 kN/m^3 (Gourvennet et Powrie, 1999). Pour cette étude, une valeur de 11 kN/m^3 est retenue.

(ii) Étape n° 2 : augmentation de la contrainte appliquée de manière à reproduire l'action du béton liquide. La contrainte appliquée est définie par une relation bilinéaire car les mesures réalisées ont montré que la pression induite par le béton liquide n'est pas hydrostatique (Lings *et al.*, 1994, d'après Frih, 2005) :

$$\sigma(z) = \gamma_c z \text{ si } z < h_c \quad (2)$$

$$\sigma(z) = \gamma_b z + (\gamma_c - \gamma_b) h_c \text{ si } z > h_c \quad (3)$$

avec : $\gamma_c = 23 \text{ kN/m}^3$ masse volumique du béton frais et h_c la hauteur critique telle qu'elle est définie dans la littérature. On considère dans la suite que la hauteur critique est égale au tiers de la hauteur du soutènement.

(iii) Étape n° 3 : annulation des contraintes appliquées et activation d'éléments massifs modélisant le soutènement ($E = 20 \text{ GPa}$, $\nu = 0,2$, $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$). Le soutènement est donc supposé avoir un comportement purement élastique et le module d'Young choisi représente une valeur intermédiaire entre le comportement à court et à long terme du béton.

Cette procédure est mise en œuvre sur des modèles en deux dimensions ou WIM2D (Fig. 4a) et en trois dimensions ou WIM3D (Fig. 4b). En général, sur les modèles en trois dimensions, le nombre n des panneaux considérés varie entre 3 et 9. La largeur l_p des panneaux varie suivant les modélisations mais reste souvent comprise en 2 et 8 m ce qui correspond aux longueurs habituellement rencontrées sur les chantiers. Pour les panneaux situés aux extrémités gauche et droite du modèle, la longueur des panneaux est divisée par 2 et les déplacements normaux sont bloqués pour des raisons de symétrie. La largeur du tronçon d'écran à modéliser et donc, le nombre de panneaux à considérer, leur largeur ainsi que le nombre d'éléments composant chaque panneau doivent être fixés par le modélisateur qui garde le souci d'avoir à la fois des temps et une précision de calcul relativement acceptables.

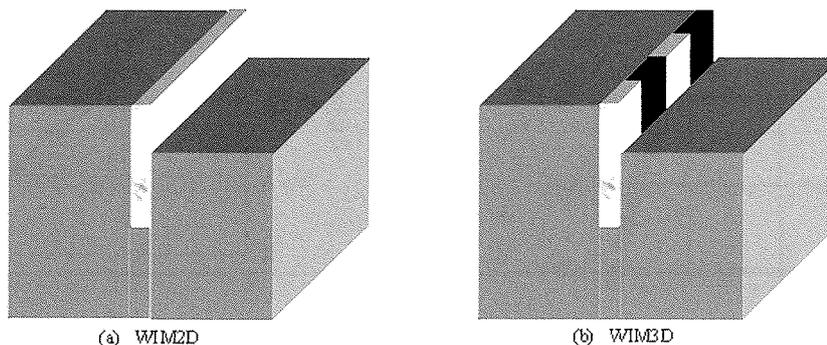


FIG. 4 Modélisation numérique de la mise en place d'une paroi moulée.

(a) WIM2D ; (b) WIM3D.

Numerical modelling of diaphragm wall installation.

(a) WIM2D ; (b) WIM3D.

Premiers résultats en 2D

La prise en compte du processus de réalisation de l'écran, réalisé à partir de l'exemple présenté sur la figure 1a avec un coefficient initial de pression des terres au repos égal à 1, modifie l'état de contraintes notamment en arrière du soutènement ce qui influe directement le champ de déplacements calculés comme le montrent les figures 5a et b. Sur ce cas particulier, le calcul de type WIM fournit des déplacements horizontaux de l'écran plus importants et une cuvette de tassement plus prononcée ce qui témoigne d'un plus grand développement de la plasticité. Ces augmentations sont de l'ordre de 20 % pour le déplacement horizontal en tête de l'écran et compris entre 5 et 10 % pour le déplacement vertical en arrière de l'écran.

Les calculs de type WIM permettent en fait de définir un état de contraintes différent de celui obtenu à partir d'un calcul de type WIP. Il est toutefois nécessaire de vérifier avant de poursuivre l'analyse des résultats la sensibilité de la méthode WIM vis-à-vis du coefficient de pression des terres au repos K_0 . La figure 6 présente le rapport entre la contrainte horizontale obtenue après la modélisation du processus de mise en place de l'écran et la contrainte verticale initiale juste en arrière de l'écran pour différentes valeurs du coefficient de pression des terres au repos. Il appa-

raît que le champ de contrainte horizontale est indépendant du coefficient de pression de terres au repos et dépend uniquement des masses volumiques de bentonite et de béton liquide considérées. Cette observation se traduit pour les calculs de type WIM en deux dimensions par un champ de déplacements final après excavation indépendant du coefficient de pression des terres initial (Fig. 7).

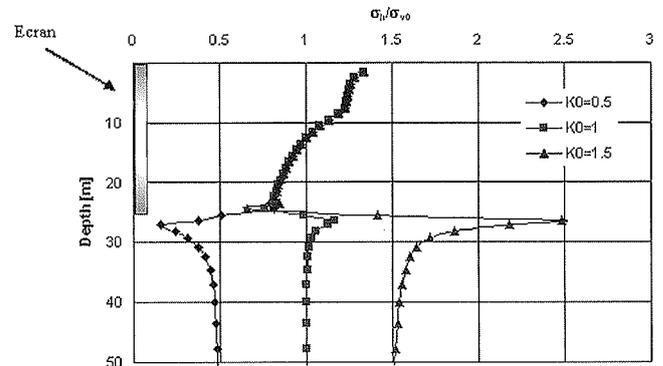


FIG. 6 Variations du rapport σ_h/σ_{v0} après la réalisation de l'écran - WIM2D.
Ratio σ_h/σ_{v0} variations after the wall installation process - WIM2D calculation.

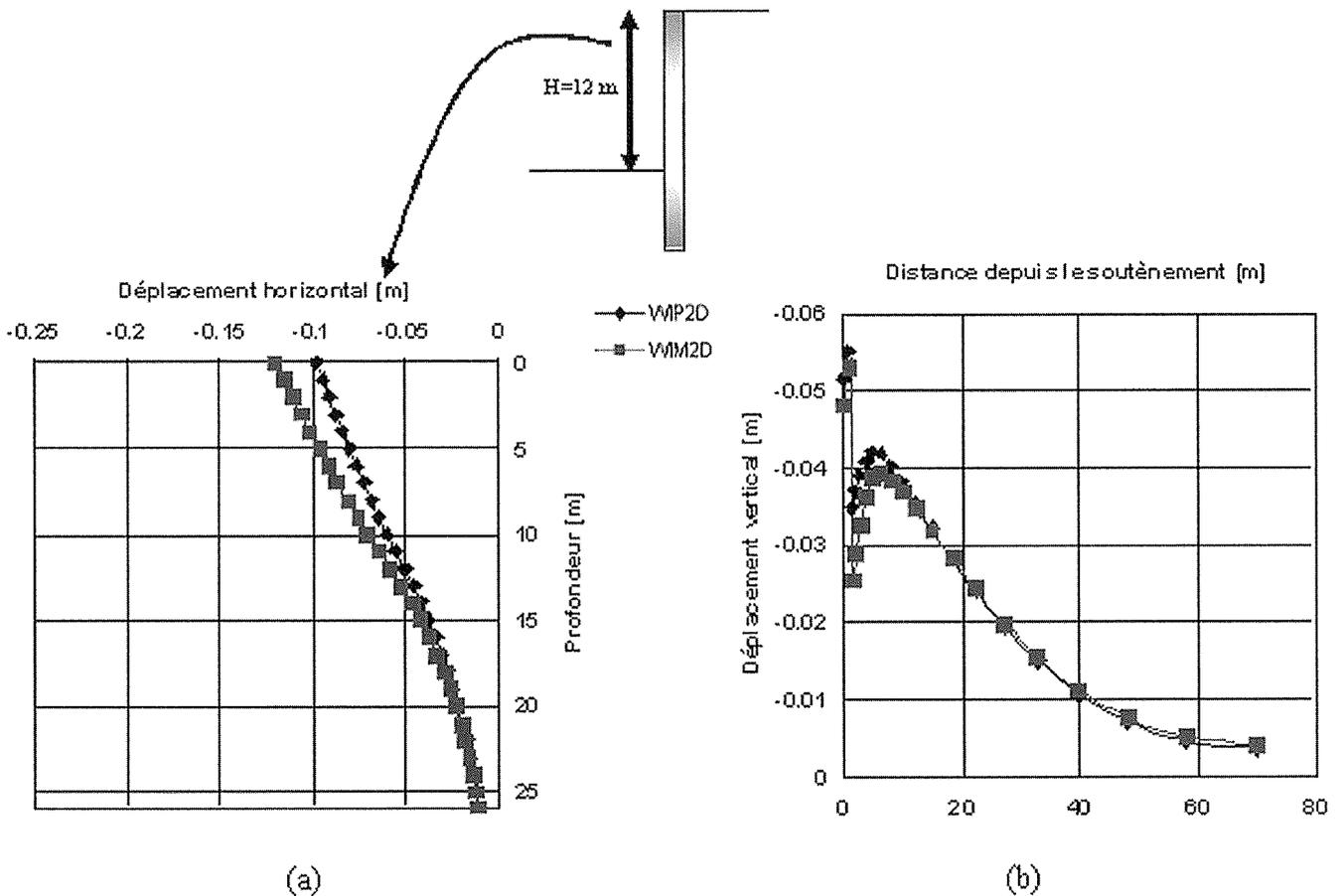


FIG. 5 Mouvements de terrain autour de l'écran.

(a) Déplacements horizontaux de l'écran ; (b) déplacements verticaux du terrain en arrière de l'écran.

Soil movements around the retaining wall.

(a) Lateral wall deflection ; (b) vertical soil displacements behind the retaining wall.

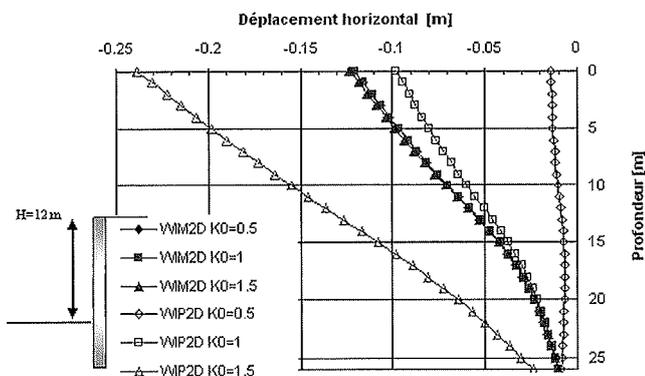


FIG. 7 Déplacements horizontaux de l'écran après l'excavation.
Lateral wall deflection after main excavation.

3.4

Résultats en 3D

3.4.1

Géométrie

Des calculs tridimensionnels ont été conduits de manière à étudier l'influence, d'une part, du coefficient de pression des terres au repos K_0 et, d'autre part, de la largeur l_p et du nombre n_p de panneaux de paroi moulée considérés. Les valeurs des différents paramètres retenus sont présentées ci-dessous :

(i) Le coefficient de pression des terres au repos K_0 : 0,5, 1 et 1,5.

(ii) La largeur l_p des panneaux : 3, 5 et 7 m.

(iii) Le nombre n_p de panneaux : 3 et 5. Des calculs réalisés par Gourvennec et Powrie (1999) ainsi que Schäfer et Triantafyllidis (2004) montrent qu'un nombre de panneaux plus élevés est *a priori* inutile car le champ de contrainte derrière un panneau n'est influencé que par les deux panneaux qui l'entourent.

Afin de ne pas trop augmenter les temps de calculs, deux types de maillage (Fig. 8a et b) ont été utilisés en fonction du nombre n de panneaux. Pour chaque maillage, la longueur des panneaux situés aux extrémités du modèle est divisée par 2 pour des raisons de symétrie.

Les panneaux sont numérotés de 1 à 5 de la droite vers la gauche. La procédure de modélisation de la mise en place des panneaux est identique à celle décrite précédemment. L'ordre de réalisation des panneaux est le suivant (Fig. 9) :

(i) Pour $n_p = 3$: panneau 2 → panneau 1 → panneau 3.

(ii) Pour $n_p = 5$: panneau 3 → panneau 1 → panneau 2 → panneau 4 → panneau 5.

Les phasages utilisés pour les modèles WIM3D varient suivant les auteurs. Celui proposé correspond à celui utilisé par Ng et Yan (1999) et dans une moindre mesure à celui mis en œuvre par Gourvennec et Powrie (1999).

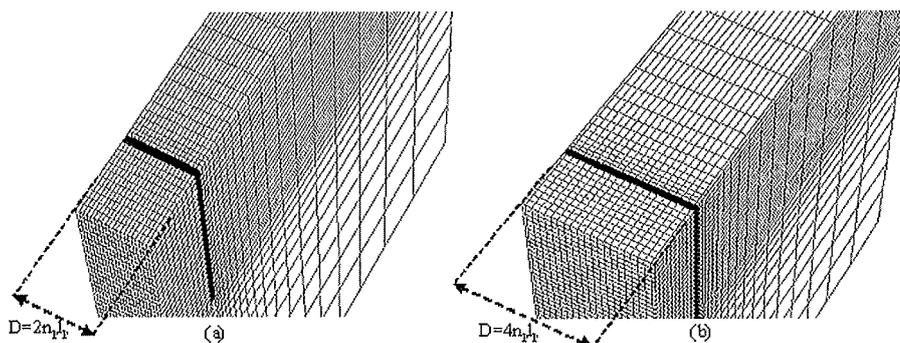


FIG. 8 Maillage tridimensionnel.

3D Mesh.

(a) $n_p = 3$, $l_p = 3$ m.

(b) $n_p = 5$, $l_p = 7$ m.

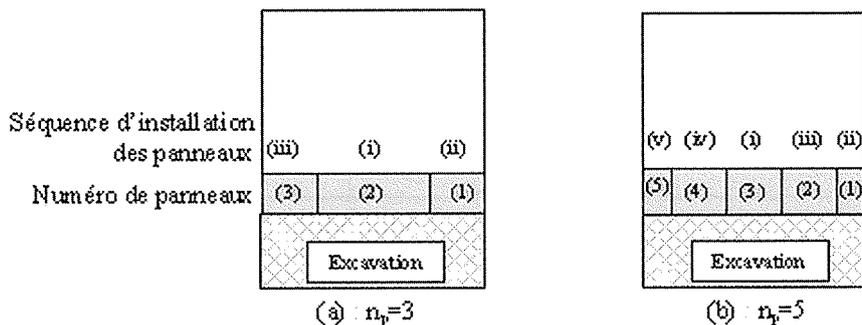


FIG. 9 Séquence d'installation des panneaux.
Panels installation sequence.

Cas de référence : $K_0 = 1$, $n_p = 3$ et $l_p = 3$ m

Les contraintes horizontales dans le sol, durant le processus de réalisation de la paroi, au centre du panneau central (panneau 2) et à l'interface entre les panneaux 2 et 3 montrent des variations plus faibles que celles calculées dans l'exemple en deux dimensions (Fig. 10a et b).

Dans l'axe du panneau central (Fig. 10a), une diminution des contraintes horizontales est observée durant l'excavation du panneau sous boue bentonitique. La mise en place du béton liquide induit une augmentation des contraintes horizontales qui présentent par la suite très peu de variations. Par rapport à l'état initial des contraintes, une augmentation des contraintes horizontales de 10 % est observée dans la partie supérieure du panneau et une diminution de l'ordre de 8 % est constatée dans la partie inférieure.

À l'interface entre les panneaux 2 et 3 (Fig. 10b), très peu de variations ont été calculées. Les contraintes horizontales atteignent en moyenne un niveau plus élevé que celles à l'état initial.

Les variations du rapport σ_h/σ_{v0} le long de l'écran à la même profondeur montrent comment le champ de contraintes varie en fonction de la présence de boue bentonitique ou de la pression de béton liquide (Fig. 11a et b). À une faible profondeur (6,5 m dans ce cas), la pression de béton liquide est plus importante que la contrainte horizontale dans le sol si bien qu'après la réalisation du panneau, la contrainte horizontale augmente dans l'axe du panneau central et diminue à l'arrière de l'interface entre deux panneaux. À une plus grande profondeur (16,5 m), la pression de béton liquide est plus faible que la contrainte horizontale dans le sol si bien qu'après la réalisation du panneau, la contrainte dans le sol diminue dans l'axe du panneau et augmente à l'interface de deux panneaux.

Étude paramétrique

Une vaste étude paramétrique a été réalisée pour différentes largeurs de panneaux l_p , différents nombres de panneaux n_p et plusieurs valeurs du coefficient de pression des terres au repos ($K_0 = 0,5$ et $K_0 = 1,5$). Les résultats sont présentés dans la thèse de Burlon (2007) et synthétisés dans le tableau I.

La variation du rapport σ_h/σ_{v0} dépend en fait de la valeur des contraintes appliquées par la bentonite et le béton liquide par rapport aux contraintes horizontales existantes dans le sol. Pour les modèles à 3 panneaux, les conclusions sont claires. Quand la contrainte exercée par la bentonite et le béton liquide est supérieure à la contrainte horizontale du sol en place, ce qui est le cas pour $K_0 = 0,5$ ou pour $K_0 = 1$ dans la partie basse du soutènement, la contrainte horizontale augmente alors au centre du panneau et diminue aux interfaces. Quand la contrainte exercée par la bentonite et le béton liquide est inférieure à la contrainte horizontale du sol en place, ce qui est le cas pour $K_0 = 1,5$ ou pour $K_0 = 1$ dans la partie haute du soutènement, la contrainte horizontale diminue au centre du panneau et augmente aux interfaces. Pour les modèles à 5 panneaux, l'augmentation de la largeur des panneaux favorise le transfert des contraintes horizontales vers les interfaces mais ne semble pas influencer la valeur des contraintes horizontales au centre des panneaux.

Le mécanisme de transfert des contraintes permet d'analyser les valeurs des rapports σ_h/σ_{v0} pour les panneaux 2 et 4. Pour $K_0 = 0,5$, la réalisation du panneau 2 est précédée de la réalisation des panneaux 3 et 1. Lors de la réalisation du panneau 2, les contraintes horizontales derrière ce panneau sont alors très faibles et le processus de mise en place induit donc une augmentation très importante des contraintes horizontales. Celles-ci ne sont plus ensuite soumises à d'importantes

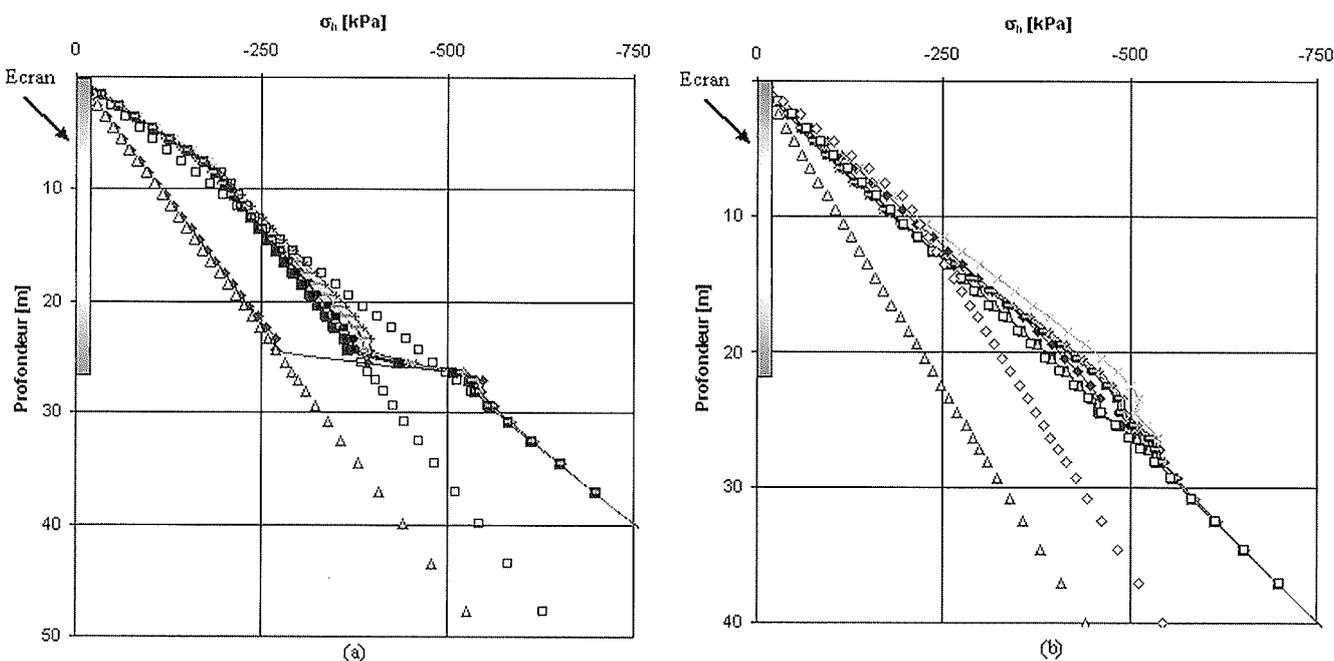


FIG. 10 Variation de la contrainte horizontale durant la construction du panneau 2 ($n_p = 3$). (a) À l'arrière du panneau 2 ; (b) à la surface de contact entre les panneaux 2 et 3. Horizontal stress distribution during wall installation process. (a) At the rear of the central panel (panel 2) ; (b) at the interface between the panels 2 and 3.

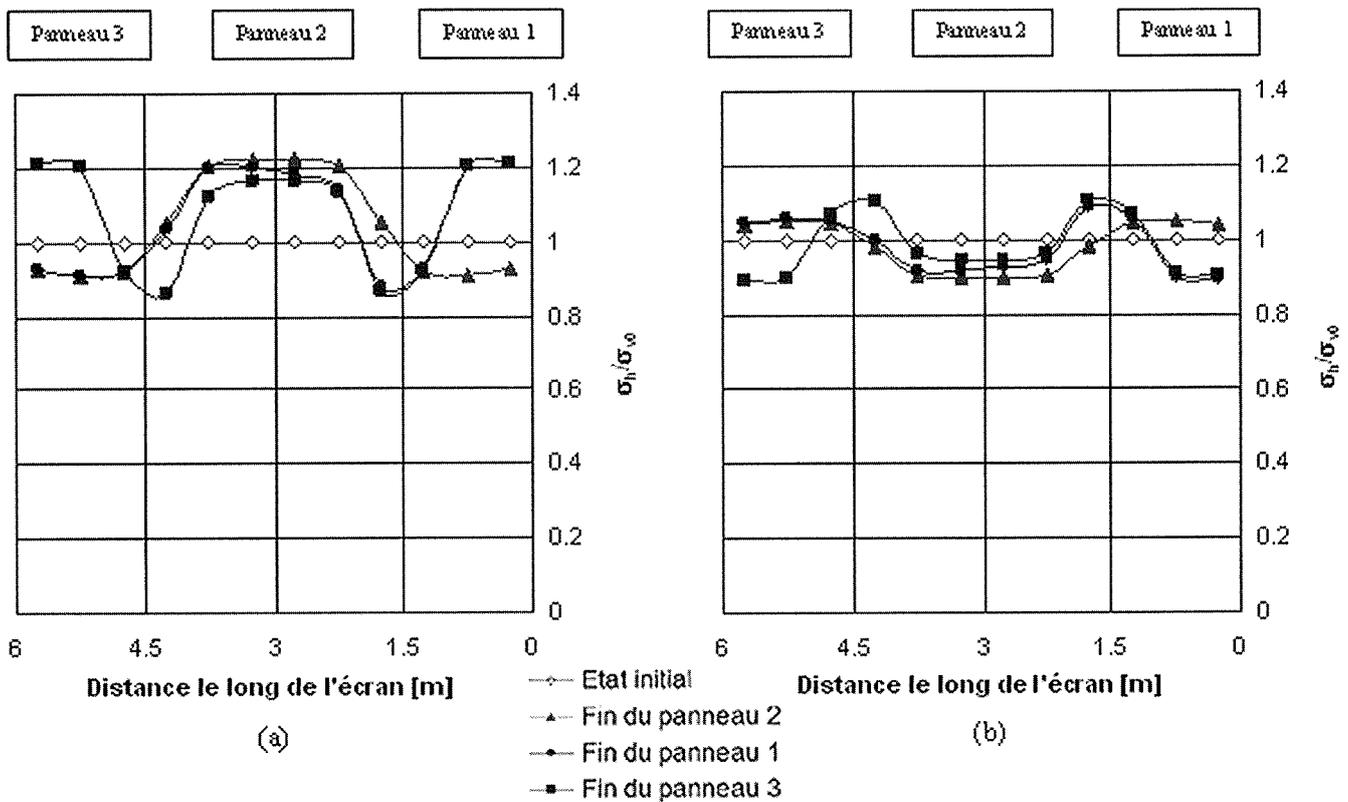


FIG. 11 Variation du rapport σ_h/σ_{v0} durant la réalisation de l'écran.
 (a) 6,5 m de profondeur.
 (b) 16,5 m de profondeur.
 Ratio σ_h/σ_{v0} variations during wall installation process.
 (a) At 6.5 m depth.
 (b) At 16.5 m depth.

variations car les panneaux 4 et 5 qui restent à réaliser sont suffisamment éloignés. Pour le panneau 4, la situation est légèrement différente. Avant sa réalisation, seul le panneau 3 a été réalisé, et les contraintes horizontales ne sont donc pas si faibles que pour le panneau 2. Lors de la réalisation du panneau 4, les contraintes horizontales augmentent moins mais diminuent ensuite du fait de la réalisation du panneau 5.

Pour $K_0 = 1,5$, le même raisonnement peut être tenu. La réalisation du panneau 2 est précédée de la réalisation des panneaux 3 et 1. Lors de la réalisation du panneau 2, les contraintes horizontales derrière ce panneau sont alors plus importantes et le processus de mise en place induit donc une diminution plus importante des contraintes horizontales. Celles-ci ne sont plus ensuite soumises à d'importantes variations

car les panneaux 4 et 5 qui restent à réaliser sont suffisamment éloignés. Pour le panneau 4, la situation est légèrement différente. Avant sa réalisation, seul le panneau 3 a été réalisé, et les contraintes horizontales ne sont donc pas aussi importantes que pour le panneau 2. Lors de la réalisation du panneau 4, les contraintes horizontales diminuent moins mais augmentent ensuite du fait de la réalisation du panneau 5.

3.6

Comparaison entre les calculs 2D et 3D

Les figures 12 à 14 présentent les déplacements horizontaux de l'écran pour les différents cas présentés dans le tableau I.

TABEAU I Comparaison des variations des rapports σ_h/σ_{v0} .
 Comparison of ratio σ_h/σ_{v0} variations.

	Centre des panneaux		Interface entre deux panneaux	
	$n_p = 3$	$n_p = 5$	$n_p = 3$ ou 5	
$K_0 = 0,5$	$l \uparrow \rightarrow \sigma_h/\sigma_{v0} \uparrow$	Pas de tendance évidente	$l \uparrow \rightarrow \sigma_h/\sigma_{v0} \downarrow$	
$K_0 = 1$	Partie supérieure du mur		$l \uparrow \rightarrow \sigma_h/\sigma_{v0} \uparrow$	$l \uparrow \rightarrow \sigma_h/\sigma_{v0} \downarrow$
	Partie inférieure du mur		$l \uparrow \rightarrow \sigma_h/\sigma_{v0} \downarrow$	$l \uparrow \rightarrow \sigma_h/\sigma_{v0} \uparrow$
$K_0 = 1,5$	$l \uparrow \rightarrow \sigma_h/\sigma_{v0} \downarrow$			$l \uparrow \rightarrow \sigma_h/\sigma_{v0} \uparrow$

\uparrow : Rapport σ_h/σ_{v0} où l augmente.
 \downarrow : Rapport σ_h/σ_{v0} où l diminue.

Les différences entre les modèles avec 3 et 5 panneaux ne sont pas réellement appréciables en pratique. Pour $K_0 = 0,5$ (Fig. 12a et b) et 1,0 (Fig. 13a et b), le passage de 3 à 5 panneaux induit une réduction des déplacements horizontaux de l'écran alors que pour

$K_0 = 1,5$ (Fig. 14), c'est le contraire. L'augmentation de la longueur des panneaux entraîne une augmentation des déplacements horizontaux de l'écran pour $K_0 = 0,5$ (Fig. 12) et $K_0 = 1,0$ (Fig. 13) et inversement pour $K_0 = 1,5$ (Fig. 14). Ces observations sont com-

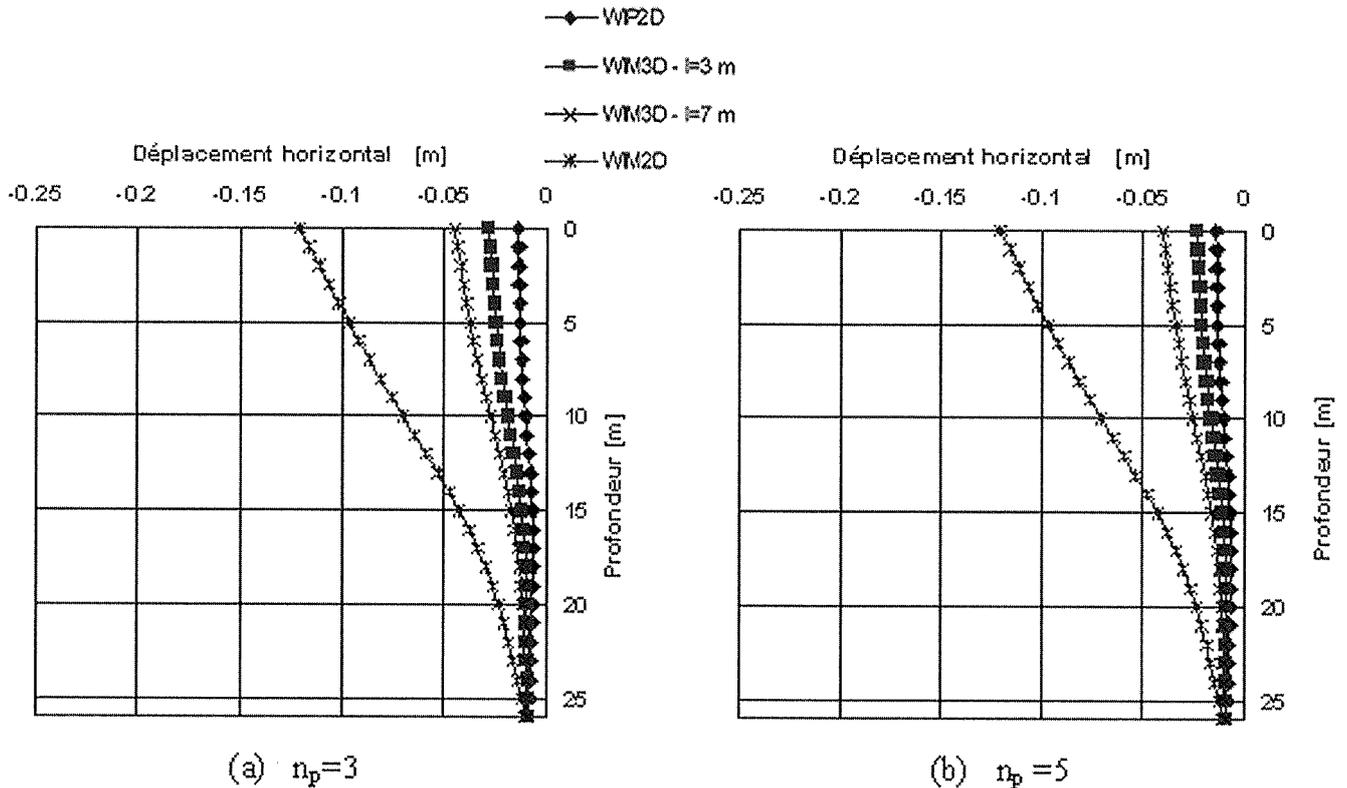


FIG. 12 Déplacements horizontaux de l'écran pour $K_0 = 0,5$.
Lateral wall deflection for $K_0 = 0,5$.

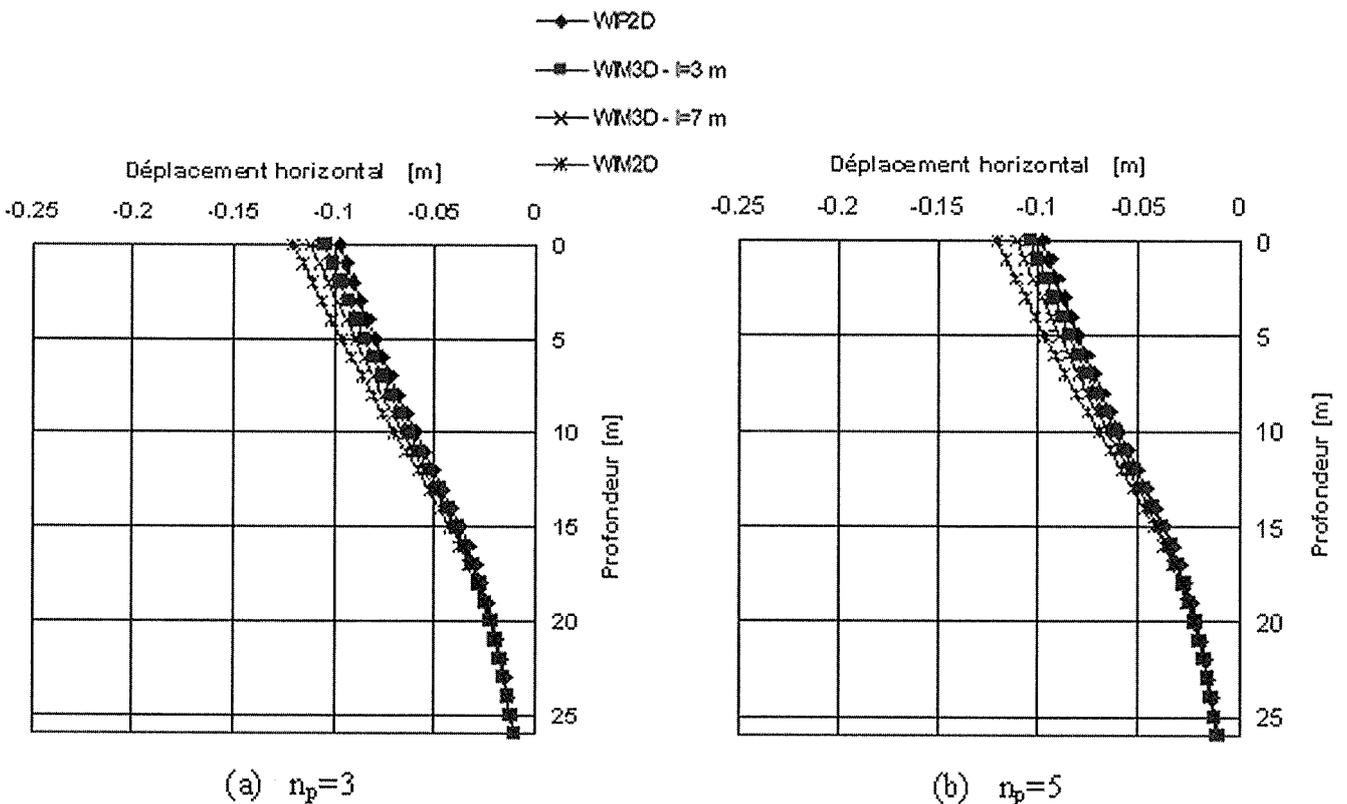


FIG. 13 Déplacements horizontaux de l'écran pour $K_0 = 1,0$.
Lateral wall deflection for $K_0 = 1,0$.

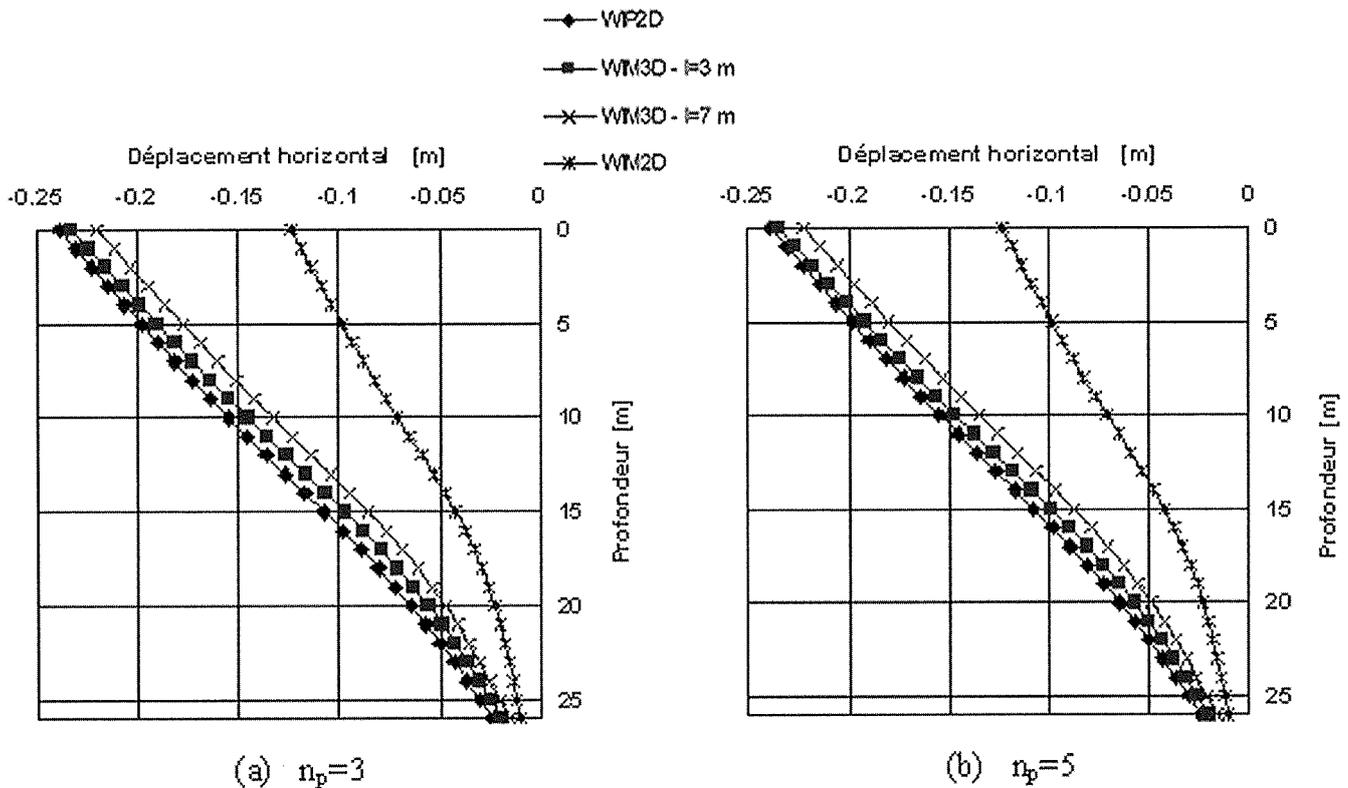


FIG. 14 Déplacements horizontaux de l'écran pour $K_0 = 1,5$.
Lateral wall deflection for $K_0 = 1.5$.

plexes à relier aux variations des rapports σ_h/σ_{v0} . En effet, pour une même profondeur, ce rapport varie s'il est calculé à l'interface de deux panneaux ou au milieu d'un panneau. Ces différences n'apparaissent pas sur les déplacements horizontaux de l'écran. A une profondeur donnée, les déplacements horizontaux de l'écran sont identiques.

L'augmentation du nombre de panneaux n_p fournit des résultats plus proches des modélisations de type WIP2D. L'augmentation de la longueur des panneaux, quelle que soit la valeur du coefficient K_0 ou du nombre de panneaux n_p , induit des déplacements de l'écran plus importants que ceux obtenus avec un calcul de type WIM2D.

Pour toutes les valeurs du coefficient de pression des terres au repos, le nombre n_p ou la largeur des panneaux l_p en comparaison de modélisations WIM2D ne modifié pas significativement les résultats. La modélisation tridimensionnelle de la réalisation des panneaux de paroi moulée fournit seulement de faibles différences par rapport à un calcul de type WIP2D.

4

Prise en compte de l'élasticité non linéaire

4.1

Quelques aspects bibliographiques

Le problème du soulèvement du terrain en arrière des écrans de soutènements et son rapport avec les lois de comportement présentant une partie élas-

tique non linéaire est relativement ancien et est régulièrement évoqué dans la littérature depuis près de 30 ans. Burland *et al.* (1979), même si leurs propos sont relatifs à des excavations réalisées dans l'Argile de Londres, donnent les premiers éléments d'explication et proposent quelques alternatives. Tout d'abord, ils indiquent que ce soulèvement provient du déchargement élastique du massif de sol. Ensuite, ils précisent que la rigidité de l'Argile de Londres augmente notablement avec la profondeur ce qui doit permettre si cet aspect est pris en compte de réduire le soulèvement élastique du fond de fouille. Ensuite, ils montrent que l'utilisation d'une loi élastique parfaitement plastique contribue à augmenter les déformations calculées près de l'écran et à sous-estimer celles calculées plus loin. Ils proposent alors un modèle décrivant le sol avec une partie élastique non linéaire. Ils présentent ainsi les rudiments de la loi en S qui sera plus tard exposée par Simpson (1992) notamment au cours de la 32^e Rankine Lecture. Ce type de modèles utilisés aussi en dynamique des sols consiste à faire diminuer le module de cisaillement G en fonction des déformations calculées le plus souvent selon une relation logarithmique. Powrie et Li (1991) expliquent quant à eux le soulèvement du terrain en arrière de l'écran par le fait que les déformations de cisaillement des terrains retenus sont dominées par le soulèvement élastique du sol sous-jacent. L'idée développée par ces auteurs est traduite par l'utilisation de la loi en S. Viggiani et Tamagnini (2000) apportent des éléments de réflexion supplémentaire en exposant à partir d'un exemple idéalisé des résultats obtenus avec une loi hypoplastique. Enfin, Finno et Tu (2006) présentent dans le cadre d'une excavation réalisée à Chicago les résultats obtenus avec une loi présentant une partie élastique non linéaire anisotrope.

Quelques modèles à élasticité non linéaire

Afin de bien appréhender l'influence des modèles comportant une partie élastique non linéaire sur les mouvements de terrain induits par des excavations, une étude comparative de différents modèles a été menée. Ces modèles présentant les mêmes paramètres plastiques que celui utilisé précédemment sont au nombre de trois (tableau II) : le premier modèle (modèle 1) permet une variation linéaire du module d'Young E en fonction de la contrainte moyenne et correspond à celui utilisé pour l'exemple de référence, le deuxième 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). D'autres modèles où les modules dépendent des déformations peuvent aussi être mis en œuvre (Jardine *et al.*, 1986).

Présentation et analyse des résultats

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

modules E , K et G sont identiques pour les quatre modèles à l'état initial. Il est donc possible d'examiner de manière détaillée l'influence de la contrainte moyenne et du déviateur des contraintes sur la cinématique de l'excavation.

Dans la zone de poussée (Fig. 15a), 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 (Fig. 15b), les modèles 2 et 3 fournissent logiquement une diminution des modules 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 (Figs. 16 à 18). Les 3 modèles proposés donnent des déplacements horizontaux du soutènement (Fig. 16) plus importants qu'il faut associer à la diminution du module d'Young calculée en arrière de l'écran. Le modèle 2 fournit des déplacements horizontaux de l'écran plus importants 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.

TABEAU II Présentation de la partie élastique des différents modèles.
Elastic part of the different constitutive laws.

	Description de la partie élastique des différents modèles
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	$G(z, J_2) = G_0(z) \left(1 - R_f \left(\frac{J_2}{J_{2\max}} \right)^{0.5} \right) \text{ si } p > 0 \text{ et } G(z, J_2) = G_0(z) \text{ si } p < 0$ $\nu(z, J_2) = \frac{\left((1 + \nu_0 - (1 - 2\nu_0) \frac{G(z, J_2)}{G_0(z)}) \right)}{\left(2(1 + \nu_0) + (1 - 2\nu_0) \frac{G(z, J_2)}{G_0(z)} \right)}$ $K(z) = K_0(z)$

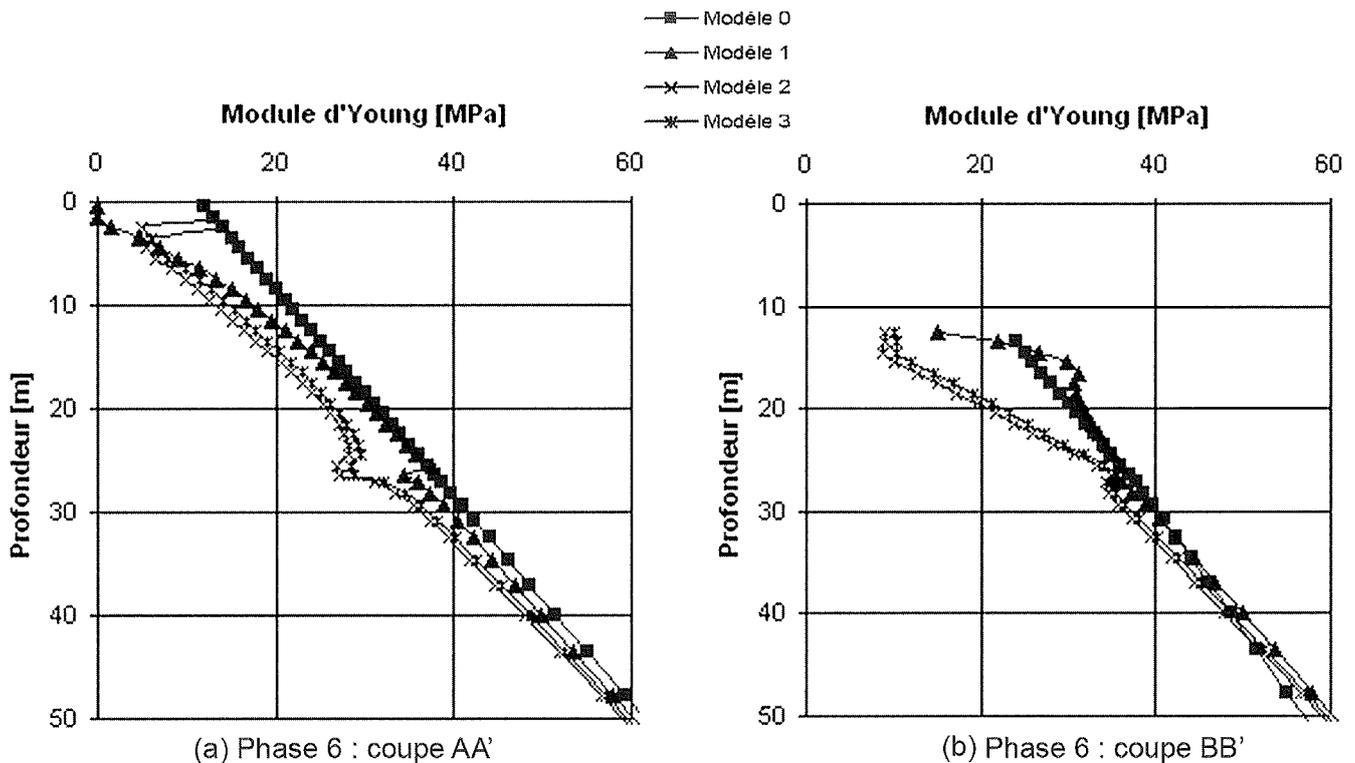


FIG. 15 Variation du module d'Young.
(a) Phase 6 : coupe AA' ; (b) Phase 6 : coupe BB'.
Young modulus distribution.

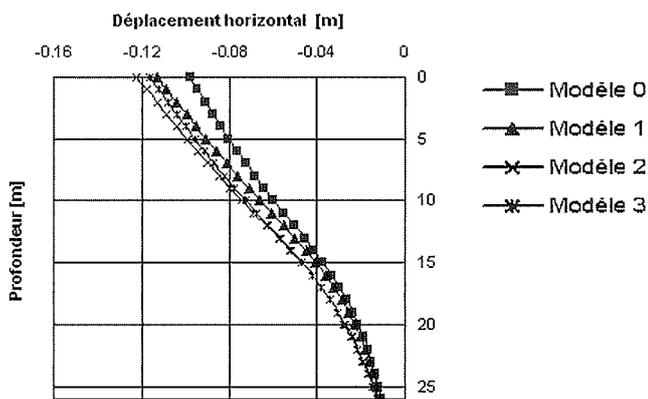


FIG. 16 Déplacements horizontaux de l'écran
(phase 6).
Lateral wall deflection (step 6).

Au niveau du fond de fouille (Fig. 17), 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 (Fig. 18). 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 les soulèvements les moins importants avec le développement

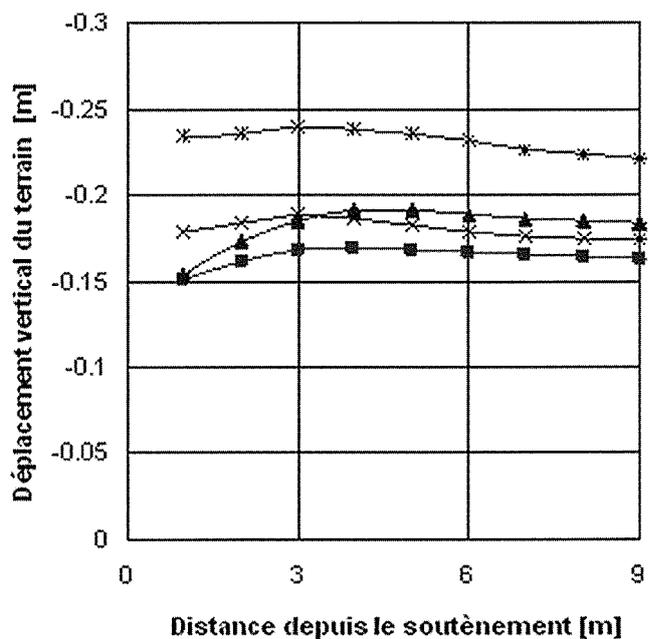


FIG. 17 Déplacements verticaux du terrain du fond de fouille (phase 6).
Soil heave at the base of the excavation (step 6).

d'une cuvette de tassement sont obtenus. L'élasticité non linéaire permet toutefois seulement d'atténuer les problèmes de modélisation mis en évidence. En effet, comme le montre la figure 18, 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 quatre modèles mis en œuvre.

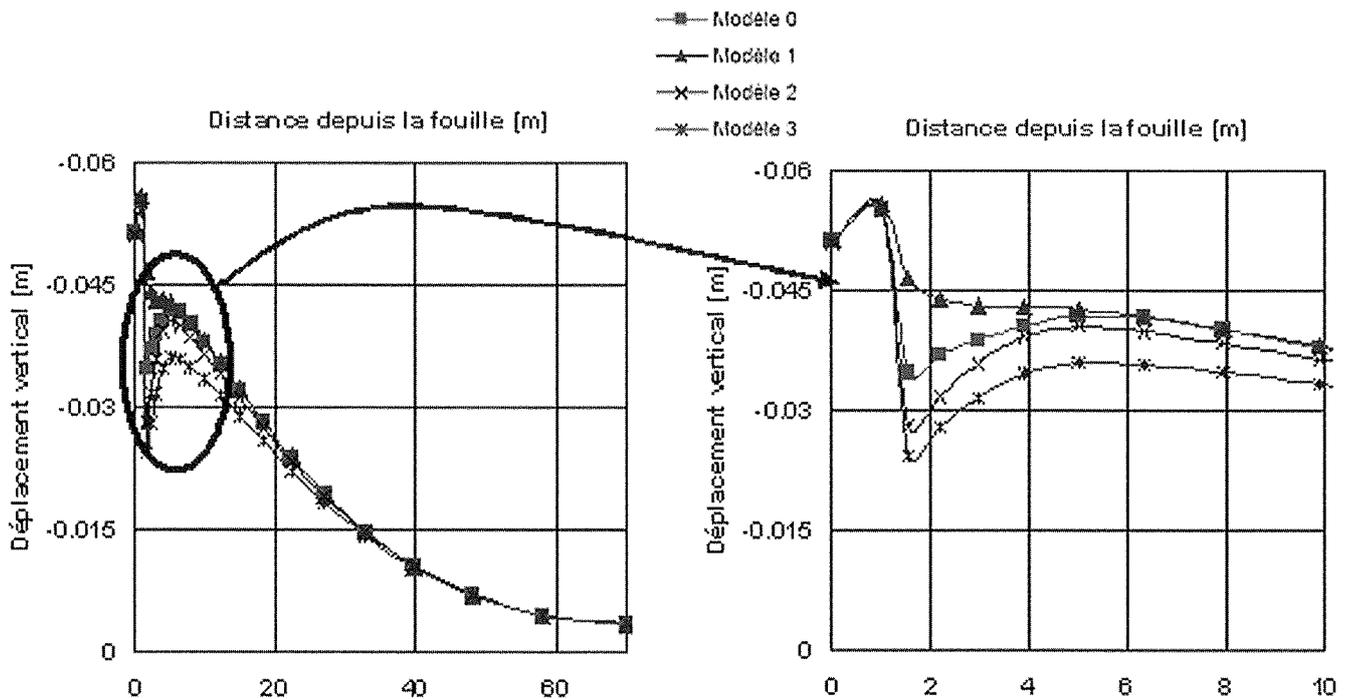


FIG. 18 Déplacements verticaux du terrain à l'arrière du soutènement (phase 6).
Soil heave behind the retaining wall (step 6).

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.

5

Conclusion

Le calcul numérique d'une excavation par la méthode des différences finies ou des éléments finis pose de part la procédure d'application des forces de déconfinement des problèmes pratiques certains dans l'estimation des mouvements verticaux du sol. Cet article s'est focalisé sur deux aspects de ce pro-

blème : d'une part, la valeur du coefficient de pression des terres au repos qui peut être modifiée par la réalisation de l'écran et, d'autre part, la prise en compte d'un comportement élastique non linéaire pour le sol. La modélisation de la réalisation de l'écran selon un calcul de type WIM ne modifie pas fondamentalement les résultats obtenus par rapport à un calcul de type WIP. En deux dimensions, les calculs de type WIM fournissent un état de contraintes après la réalisation de l'écran indépendant de la valeur du coefficient de pression des terres au repos K_0 . Les calculs en trois dimensions prennent en compte cet aspect ainsi que d'autres comme la largeur des panneaux ou le phasage de réalisation. L'utilisation de lois de comportement présentant une partie élastique non linéaire constitue une alternative intéressante dans le domaine des faibles déformations. Toutefois, suivant le type de non linéarités considérées dans le domaine élastique, différents mécanismes de déformation peuvent alors être obtenus.

Bibliographie

- Burland J.B., Simpson B., St John H.D. – Mouvements autour d'excavations dans l'Argile de Londres. *Design parameters in geotechnical engineering*, BGS, Londres, vol. 1, 1979, p. 13-29.
- Burlon S. – *Modélisation numérique des excavations et des injections de compensation*. Thèse de doctorat de l'université de Lille 1, 2007.
- Bourgeois E., Corfdir A. – Prise en compte de la longueur finie d'une excavation dans un calcul 2D. *Proceedings, 14th European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Madrid, 2007, p. 539-544.
- Cole K.W., Burland J.B. – Observation of retaining wall movements associated with a large excavation. *Proceedings of the European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, IV-1, 1972, p. 445-453.
- De Sanctis L., Mandolini A., Viggiani G.M.B. – Finite element analysis of the excavation of the new Garibaldi station of Napoli underground. *Numerical Modelling of Construction Processes in Geotechnical Engineering for Urban Environment*, Triantafyllidis (ed), 2006, p. 69-82.
- Fahey M., Carter J.P. – A finite element study of the pressuremeter test in sand using a nonlinear plastic model. *Canadian Geotechnical Journal*, n° 30, 1993, p. 348-362.
- Frih Bengabbou N.M. – *Contribution à l'étude expérimentale et numérique de l'interface sol-béton en vue de l'application aux parois moulées*. Thèse de doctorat de l'École nationale des ponts et chaussées, 2005.
- Gourvenec S.M., Powrie W. – Three dimensional finite-element analysis of diaphragm wall installation. *Geotechnique*, n° 49 (6), 1999, p. 801-823.
- Itasca Consulting Group – *Manuel d'utilisation de Flac3D*, 2006.
- Jardine R.J., Potts D.M., Fourie A.B., Burland J.B. – Studies of the influence of non-linear stress-strain characteristics in soil-structure interaction. *Geotechnique*, n° 36, 1986, p. 377-396.
- Josseume H. – Propriétés mécaniques de l'Argile des Flandres à Dunkerque et à Calais. *Revue française de géotechnique*, n° 84, 1998, p. 3-26.
- Kazmierczak J.-B. – *Comportement et dimensionnement des parois moulées dans les argiles raides saturées*. Thèse de doctorat de l'université de Lille 1, 1996.
- Mestat P., Arfati N. – Modélisation par éléments fins du rideau de palplanches expérimental de Hochstetten. *BLPC*, n° 216, 1998, p. 19-39.
- Ng C.W.W., Yan R.W.M. – Three dimensional modelling of a diaphragm wall construction sequence. *Geotechnique*, n° 49 (6), 1999, p. 825-834.
- Ng C.W.W., Yan R.W.M. – Stress transfer and deformation mechanism around a diaphragm wall panel. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* n° 128 (7), 1998, p. 638-648.
- Schäfer R., Triantafyllidis T. – Modelling of earth- and pore water pressure development during diaphragm wall construction in soft clay. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, n° 2, 2004, p. 1305-1326.
- Schäfer R., Triantafyllidis T. – The influence of the construction process on the deformation behaviour of diaphragm walls in soft clayey ground. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, n° 30, 2006a, p. 563-576.
- Schäfer R., Triantafyllidis T. – The impact of diaphragm wall construction on the serviceability of adjacent strip foundations in soft ground. *Numerical Modelling of Construction Processes in Geotechnical Engineering for Urban Environment*, Triantafyllidis (ed), 2006b, p. 69-82.
- Wong K.S., Duncan J.M. – Hyperbolic-stress-strain parameters for non linear finite element analyses of stresses and movements in soil masses. Report n° TE-74-3, NSF, Dept. Civ. Eng. Inst. Transport and Traffic Eng., University of California, Berkeley, 1974.