Proceedings of the XVII ECSMGE-2019
Geotechnical Engineering foundation of the future
ISBN 978-9935-9436-1-3
© The authors and IGS: All rights reserved, 2019
doi: 10.32075/17ECSMGE-2019-0250

XVII European Conference
ECSMGE 2019
Reykjavik
on Soil Mechanics
and Geotechnical Engineering

Prise en compte du mécanisme des déformations plastiques dans les calculs des excavations profondes

Accounting for plastic strain mechanism in calculations of deep excavations

H. El Arja
IFSTTAR, Université Paris-Est, Marne-la-Vallée, France

E. Bourgeois
IFSTTAR, Université Paris-Est, Marne-la-Vallée, France

S. Burlon
Terrasol, Paris, France

ABSTRACT: The need to increase the density of urban areas in congested cities leads to the execution of underground infrastructure such as deep excavations. The ground movements induced by their construction may cause damages on the existing buildings. The existing constitutive models used for the simulation of deep excavations with the finite element method do not always lead to results consistent with field measurements. The numerical simulations tend to show a heave of the ground just behind the retaining wall while measurements show settlements. These differences can be explained by the choice of a constitutive model unsuitable to the description of the ground unloading. This paper proposes an elastoplastic constitutive model which makes it possible to calculate settlements just behind the retaining wall. The key feature of the model is the combination of a specific hardening mechanism with a flow rule leading to a contractive behaviour. A numerical analysis of a well-documented anchored wall in Berlin sand is presented.

RÉSUMÉ : La densification du tissu urbain implique la réalisation de travaux souterrains comme des excavations profondes. Les mouvements du sol générés par les excavations peuvent induire des dommages sur les bâtiments existants. L'estimation de ces déplacements constitue un enjeu majeur pour les calculs des excavations. Les modèles de comportement existants utilisés dans les calculs par la méthode des éléments finis ne sont pas toujours compatibles avec les mesures observées sur les chantiers : les simulations peuvent conduire à un soulèvement du sol en arrière de l'écran alors que les mesures présentent une cuvette de tassements. Ces écarts peuvent être expliqués par le choix d'un modèle inadapté à la description du déchargement du sol. Dans cette communication, on propose un modèle élastoplastique qui permet d'obtenir des tassements en arrière de l'écran. Le point clé est la combinaison d'une loi d'écrouissage spécifique et d'une règle d'écoulement conduisant à un comportement contractant du sol pour limiter les soulèvements générés par le déchargement élastique. Une analyse numérique d'un projet d'excavation dans les sables de Berlin est présentée.

Keywords : Excavation profonde ; Cuvette de tassement ; Méthode des éléments finis ; Modèle de comportement

1 INTRODUCTION

La densification du tissu urbain implique la réalisation de travaux souterrains comme des tunnels, des stations de métro, des excavations etc. Ces ouvrages induisent des mouvements dans le terrain encaissant, qui peuvent occasionner des dommages aux avoisinants. Dans le cas des excavations profondes, on cherche à calculer, d'une part, le déplacement horizontal de l'écran, et, d'autre part, le déplacement vertical du fond de fouille et du sol situé derrière de l'écran. L'estimation des tassements en arrière de l'écran reste un problème difficile : les déplacements calculés ne sont pas toujours cohérents avec les observations sur les ouvrages réels, et parfois même peu réalistes. La prévision de ces mouvements est néanmoins essentielle pour maîtriser les déformations subies par les constructions situées à proximité. Une des hypothèses pour expliquer ces écarts est le choix d'un modèle inadapté à la description du déchargement du sol.

L'approche la plus simple pour la modélisation du comportement des sols pour les excavations consiste à utiliser un modèle combinant une loi d'élasticité linéaire et un critère de rupture du type de celui de Mohr Coulomb. Ce type de modèles surestime largement les déplacements verticaux induits par l'excavation devant le soutènement. Ils conduisent aussi à des déformations significatives sur une plus grande distance de l'ouvrage que celle affectée réellement (Delattre, 2004). Il est donc nécessaire d'examiner comment on peut améliorer ces modèles. Une première voie consiste à opter pour une élasticité non linéaire, en admettant que la plus grande partie du massif de sol n'atteint pas la rupture (Jardine et al.,1986; Duncan et Chang, 1970; Zdravkovic et al., 2005). L'autre possibilité consiste au contraire à considérer que, dans le cas des excavations, certaines zones du terrain soutenu entrent en plasticité dès les premières phases de l'excavation et que les tassements générés derrière le soutènement sont directement liés à des déformations plastiques significatives. De même, les déplacements du sol au fond de fouille amènent le sol dans le domaine plastique. Ces évolutions du comportement du sol pendant les différentes phases de l'excavation donnent une importance particulière à la modélisation des déformations dans le domaine plastique, et conduisent à préférer des modèles avec écrouissage. Le choix du critère de plasticité et de la règle d'écoulement est donc primordial. Actuellement, on utilise couramment, pour la modélisation des excavations, des modèles associant une partie élastique non linéaire et une partie plastique combinée à une loi d'écrouissage spécifique.

Parmi ces modèles, le modèle « Hardening Soil Model», dans ses deux versions HSM-Standard (Schanz et al., 2000) et HSM-small-strain (Benz, 2007), est un modèle élastoplastique, avec une loi élastique non linéaire, et deux mécanismes plastiques écrouissables : un mécanisme déviatorique et un mécanisme volumique. Il a permis d'améliorer sensiblement l'estimation des déplacements du sol induits par des excavations (Obrzud, 2010). La formulation de ce modèle est complexe. Il est disponible principalement dans le logiciel Plaxis, même si différents autres logiciels (par exemple Zsoil ou CESAR-LCPC) ont tenté de reproduire son fonctionnement. Dans ce contexte, on propose dans cette communication un modèle de comportement élastoplastique appelé 'modèle H1' qui permet d'obtenir une cuvette de tassement en arrière de l'écran de soutènement. La première partie est consacrée à la formulation du modèle H1. L'application de ce modèle pour un projet d'excavation réel dans les sables de Berlin est ensuite présentée. La comparaison avec les résultats obtenus avec le modèle HSM confirme l'intérêt du modèle de comportement proposé.

2 MODELE H1 : EFFET DE LA CONTRACTANCE-DILATANCE

Le modèle H1 est un modèle élastoplastique à un seul mécanisme plastique. Il est basé sur le modèle MODSOL, développé pour la modélisation du comportement des sables sous chargement monotone (Chehade, 1991). Il combine une élasticité linéaire isotrope, un modèle de plasticité non associé avec écrouissage isotrope qui dépend de la déformation déviatorique plastique. Il repose sur le concept d'état critique (Roscoe et al., 1958; Schofield et Worth, 19680) et sur le concept de l'état caractéristique (Tatsuoka et al. ; 1986).

Le modèle proposé permet d'étudier spécifiquement l'effet de la formulation de la partie plastique sur l'estimation des déplacements du sol et d'analyser précisément l'effet du mécanisme de déformation plastique dans les calculs des excavations. Le point clé est la combinaison d'une loi d'écrouissage spécifique et d'une règle d'écoulement conduisant à un comportement contractant du sol dans le régime plastique.

La présentation du modèle consiste à définir ses quatre composants : la partie élastique, la partie plastique, la loi d'écoulement et la loi d'écrouissage.

2.1 La partie élastique

Le tenseur des contraintes effectives est relié à celui des déformations élastiques par une relation linéaire et isotrope (1). Les coefficients d'élasticité sont considérés comme constants et indépendants des contraintes :

$$\bar{\bar{\sigma}} = \lambda\, Tr(\bar{\bar{\varepsilon}})\, \bar{\bar{I}} + 2\,\mu\, \bar{\bar{\varepsilon}} \qquad (1)$$

2.2 Le critère de plasticité

Le critère du modèle H1 est un critère de Mohr-Coulomb « arrondi ». L'expression du critère de plasticité est donnée par :

$$f = q - R\,(p + p_c) \qquad (2)$$

Où p, q et θ représentent respectivement la contrainte moyenne, le déviateur des contraintes et l'angle de Lode. Le paramètre p_c permet de rendre compte d'une cohésion du sol. Il est défini par les caractéristiques mécaniques ultimes c_{ult} et φ_{ult} (3). R est la variable d'écrouissage ; sa valeur initiale est donnée par R_0 qui définit le domaine élastique initial.

$$p_c = \frac{c_{ult}}{tan\,\varphi_{ult}} \qquad (3)$$

2.3 La loi d'écrouissage

La variable R dépend uniquement de la déformation déviatorique plastique ε_d^p , à travers la loi d'écrouissage suivante :

$$R = R_0 + (R_f - R_0)\frac{\varepsilon_d^p}{b+\varepsilon_d^p} \qquad (4)$$

où b est un paramètre du modèle. Lorsque la déformation plastique devient très grande, R tend vers sa valeur limite R_f qui donne la position limite de la surface de charge et est determiné par la formule (5). Le paramètre b gère la vitesse à laquelle R se rapproche de sa valeur ultime.

$$R_f(\theta) \;= \frac{6\,\sin\varphi_{ult}}{3-\sin\varphi_{ult}\sin 3\theta} \qquad (5)$$

2.4 La loi d'écoulement

L'incrément des déformations plastiques est divisé en incréments de déformations déviatoriques et en incréments des déformations volumiques plastiques.

$$d\bar{\bar{\varepsilon^p}} = d\bar{\bar{\varepsilon_v^p}} + d\bar{\bar{\varepsilon_d^p}} \qquad (6)$$

La loi d'écoulement se formule comme suit :

$$\bar{\bar{d\varepsilon^p}} = d\lambda\,[G_v(p,q,\theta)\; +\; G_d(p,q,\theta)\,] \qquad (7)$$

Où dλ est le multiplicateur plastique. Les deux fonctions $G_v(p,q,\theta)$ et $G_d(p,q,\theta)$ définissent respectivement la direction des incréments volumiques et des incréments déviatoriques plastiques. Elles sont exprimées en fonction de la contrainte moyenne p et du déviateur q par :

$$G_v(p,q,\theta) = \frac{exp(-\alpha\,\varepsilon_d^p)}{M_c(\theta)}\,(M_c(\theta)(p+p_c) - q)\,\frac{\bar{I}}{3} \qquad (8)$$

$$G_d(p,q,\theta) = \frac{(p+p_c)}{M_c(\theta)}\,\frac{3\,\bar{\bar{s}}}{2q} \qquad (9)$$

Dans l'expression (8), le paramètre α permet de faire tendre les déformations volumiques plastiques vers zéro pour des grandes déformations déviatoriques. Le modèle introduit également une valeur du rapport $q/(p+p_c)$ correspondant à l'état caractéristique, définie par le paramètre $M_c(\theta)$ qui dépend de l'angle de Lode :

$$M_c(\theta) = \frac{6\sin\varphi_c}{3-\sin\varphi_c\sin 3\theta} \qquad (10)$$

où φ_c est l'angle caractéristique du matériau. Cette formulation de la loi d'écoulement permet de distinguer trois comportements :

- Si $q/(p+p_c) < M_c$: l'incrément des déformations volumiques plastiques est positif. Les déformations volumiques plastiques augmentent et le comportement est contractant.
- Si $q/(p+p_c) = M_c$: le sol atteint l'état caractéristique qui correspond au passage d'un comportement contractant vers un comportement dilatant.
- Si $q/(p+p_c) > M_c$: l'incrément des déformations volumiques plastiques est négatif. Les déformations volumiques plastiques diminuent et on a une dilatance.

La formulation proposée pour la loi d'écoulement vise à obtenir des tassements en arrière de l'écran lors de la modélisation d'une excavation. Pour certains jeux de paramètres, on peut avoir, après l'entrée dans le domaine plastique, un comportement contractant, tant que $q/(p+p_c) < M_c$, pour entrer ensuite dans le domaine dilatant. L'idée consiste à gérer le soulèvement du sol en entrant rapidement dans le domaine plastique et en considérant que le sol est contractant avant d'atteindre l'état critique de manière que les déformations volumiques plastiques pendant cette phase compensent les augmentations de volume liées au comportement élastique.

3 APPLICATION A UNE EXCAVATION DANS LES SABLES DE BERLIN

L'application choisie correspond à un projet réel d'excavation dans les sables de Berlin, présenté en détail dans le cadre d'un concours de prévision (Schweiger, 2002). Une analyse numérique avec différents types de modèles de comportement a été publiée. Elle montre que le modèle HSM constitue une bonne approximation de la réalité et peut être utilisé comme base de comparaison. Dans cette communication, on prend comme référence la version du modèle HSM implantée dans le logiciel CESAR, qui ne prend pas en compte le mécanisme volumique du modèle HSM de Plaxis. Cette version donne cependant des résultats en bon accord avec ceux obtenus avec le modèle HSM de Plaxis pour cet exemple.

3.1 Géométrie, maillage et hypothèses

La figure 1 présente la géométrie du problème. L'exercice consiste à modéliser une excavation de 16.8 m de profondeur en quatre phases. La paroi est soutenue par trois niveaux de tirants. Le maillage est constitué de 5500 éléments quadratiques et 11000 nœuds. Les conditions aux limites bloquent les deux composantes du déplacement au niveau du substratum et le déplacement horizontal sur les frontières verticales.

Les hypothèses suivantes sont retenues :

- le calcul est fait en déformations planes
- le soutènement est modélisé en élément de poutres ; la méthode WIP (wished in place) est utilisée pour la modélisation de la phase d'installation de l'écran

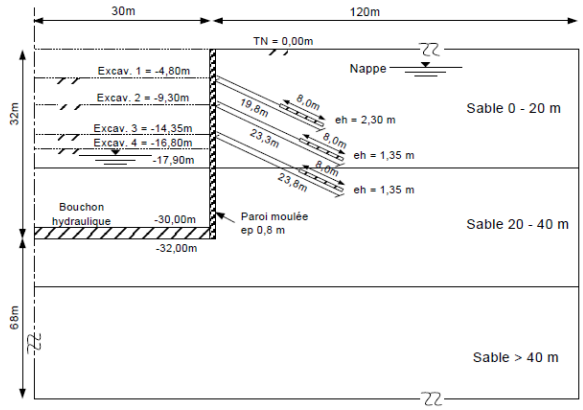


Figure 1. Coupe de l'excavation (d'après Schweiger, 2002)

- l'interface entre le sol et la paroi n'est pas modélisée pour centrer la discussion sur les propriétés du modèle de sol
- un bouchon hydraulique est placé en pied de paroi. Il présente les mêmes caractéristiques mécaniques que le sol, et ne joue donc pas de rôle de butonnage
- Un rabattement de nappe est effectué avant chaque phase d'excavation en tenant compte de la présence d'un bouchon hydraulique
- Les tirants sont modélisés avec des éléments barres, en deux parties : une partie libre et une partie scellée, avec prise en compte d'un effort de précontrainte

Le calcul est divisé en phases de calcul :

- Phase 0 : initialisation des contraintes géostatiques (K_0=1-sin ϕ) ;
- Phase 1 : activation de la paroi et rabattement à -4.9 m ;
- Phase 2 : excavation à -4.8 m ;
- Phase 3 : activation du tirant 1 ;
- Phase 4 : rabattement à -9.4 ;
- Phase 5 : excavation à -9.3 ;
- Phase 6 : activation du tirant 2 ;
- Phase 7 : rabattement à -14.5 ;
- Phase 8 : excavation à -14.35;
- Phase 9 : activation du tirant 3;
- Phase 10 : rabattement final à -17.9 m;
- Phase 11 : excavation finale à -16.8 m.

3.2 Modèles de comportement

Un comportement élastique linéaire est retenu pour la paroi et les tirants. Les dimensions et les paramètres de la paroi sont présentés dans le tableau 1. Les caractéristiques des tirants par mètre linéaire sont donnés dans le tableau 2.

Pour le terrain à proximité, on distingue trois couches de sables en fonction de la profondeur. Le tableau 3 présente les paramètres du modèle HSM utilisés pour chaque couche. Pour le modèle H1, le module d'Young est calculé en fonction de la profondeur :

$$E = E_0 + k < h - z >^n \qquad (11)$$

où $< x >$ désigne la partie positive d'un réel x :

$$< x > = (x + |x|)/2 \qquad (12)$$

Dans la formule (11), z représente la coordonnée suivant la verticale ascendante ; h dépend de la couche considérée et de l'origine des coordonnées verticales. E vaut $E_0 + k(h - z)^n$ si z est inférieur à h, et E_0 au dessus du plan d'altitude h. Comme on ne dispose pas de résultats d'essais en laboratoire, on détermine les paramètres du modèle H1 de la manière suivante : le coefficient de Poisson ν est considéré égale au coefficient ν_{ur} du modèle HSM. Les paramètres E_0, k et n sont calculés à partir l'expression (11) pour trois points de chaque couche, de telle manière que E soit égal à la valeur du paramètre E_{ur} du modèle HSM. R_0 est calculé à partir des contraintes

géostatiques au bas de chaque couche afin que les états de contraintes de ces points soient sur la surface de charge initiale. Pour les autres paramètres, on a modélisé des essais triaxiaux drainés avec le modèle HSM, pour ces mêmes points, et on cale les paramètres du modèle H1 pour obtenir une réponse aussi proche que possible de celle obtenue avec le HSM. La valeur du paramètre b obtenu par ce procédé étant très faible, on a adopté une valeur plus grande de manière à mieux voir l'effet du comportement contractant sur les déplacements. Le tableau 4 présente les paramètres du modèle H1 utilisés.

Tableau 1. Caractéristiques de la paroi

γ (kN/m^3)	E (GPa)	ν	b (m)	h (m)
24	30	0.15	0.8	32

Tableau 2. Caractéristiques des tirants

	E (GPa)	A_{libre} (cm^2/m)	$A_{scellée}$ (cm^2/m)	P (kN/m)
Niveau 1	210	5.94	23.42	334
Niveau 2	210	11.35	40	700
Niveau 3	210	11.35	40	726

Tableau 3. Paramètres du modèle HSM

Couche	Unité	Sable 1	Sable 2	Sable 3
Profondeur	(m)	0-20	20-40	>40
γ_{unsat}	(kN/m$^{3)}$	19	19	19
γ_{sat}	(kN/m$^{3)}$	20	20	20
$E_{ur,ref}$	(MPa)	180	300	315
$E_{50,ref}$	(MPa)	45	75	105
ν_{ur}		0.2	0.2	0.2
c	(kPa)	1	1	1
φ	(^{o})	35	38	38
ψ	(^{o})	5	6	6
p_{ref}	(kPa)	100	100	100
m		0.55	0.55	0.22

Tableau 4. Paramètres du modèle H1

Couche	Unité	Sable 1	Sable 2	Sable 3
E_0	(MPa)	18	280	413
k	(MPa)	34	8	8
n		0.5	0.9	0.9
ν		0.2	0.2	0.2
c	(kPa)	1	1	1
φ_{ult}	(^{o})	35	38	38
φ_c	(^{o})	32	34	34
α		8	8	8
b		0.02	0.02	0.02

Les figures 2 et 3 montrent les résultats des déplacements verticaux du sol obtenus avec les deux modèles de comportement HSM et H1 respectivement en arrière de l'écran et au fond de fouille pour les quatre phases d'excavation. La figure 4 représente les déplacements horizontaux de l'écran de soutènement. Pour les quatres phases d'excavation, les courbes des tassements présentent une bonne concordance entre les deux modèles. Le modèle H1 est capable de générer des tassements en arrière de l'écran de soutènement notamment pour la troisième et la quatrième phases.

On peut aussi noter que, pour les calculs présentés, le modèle H1 donne une estimation des soulèvements à proximité de l'écran plus réaliste que le modèle HSM (Figure 3).

La figure 4 montre que les déplacements horizontaux calculés avec le modèle H1 sont presque les mêmes que les déplacements obtenus avec le modèle HSM pour les deux premières phases. Pour les deux dernières phases, le modèle H1 sous-estime les déplacements horizontaux par rapport au modèle HSM.

4 CONCLUSIONS ET PERSPECTIVES

Cette communication porte sur l'effet du mécanisme des déformations plastiques sur l'estimation des déplacements du sol à proximité d'une excavation, notamment l'obtention d'une cuvette de tassement en arrière de l'écran. On propose un modèle élastoplastique appelé H1. La loi d'écoulement proposée permet de générer un comportement contractant qui permet de rendre compte de ces tassements.

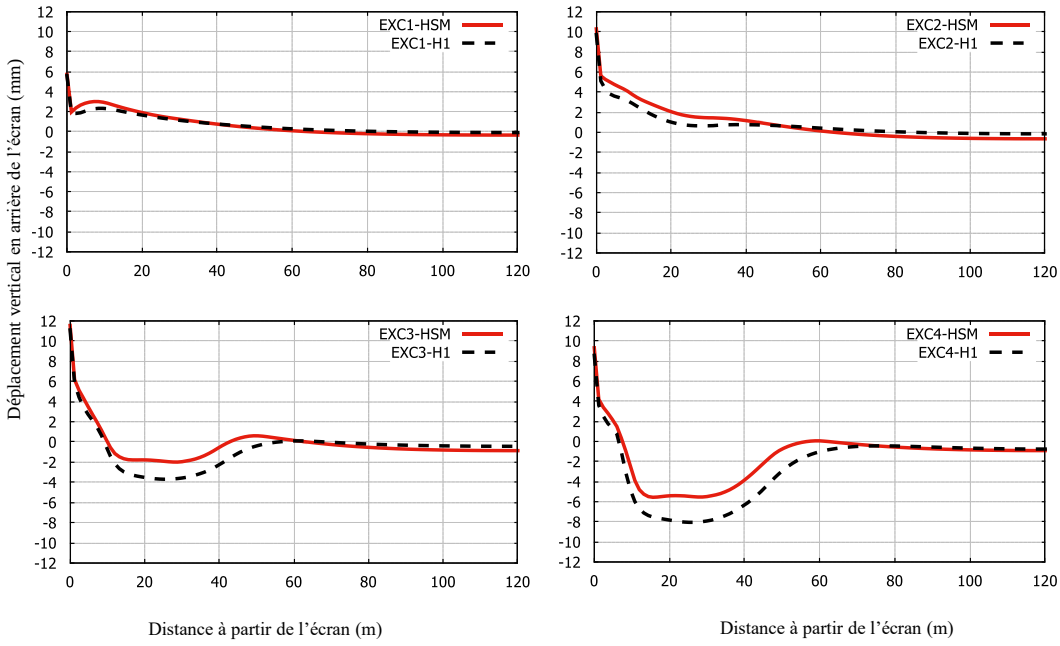


Figure 2. Déplacements verticaux du sol derrière l'écran pour les quatre phases d'excavation

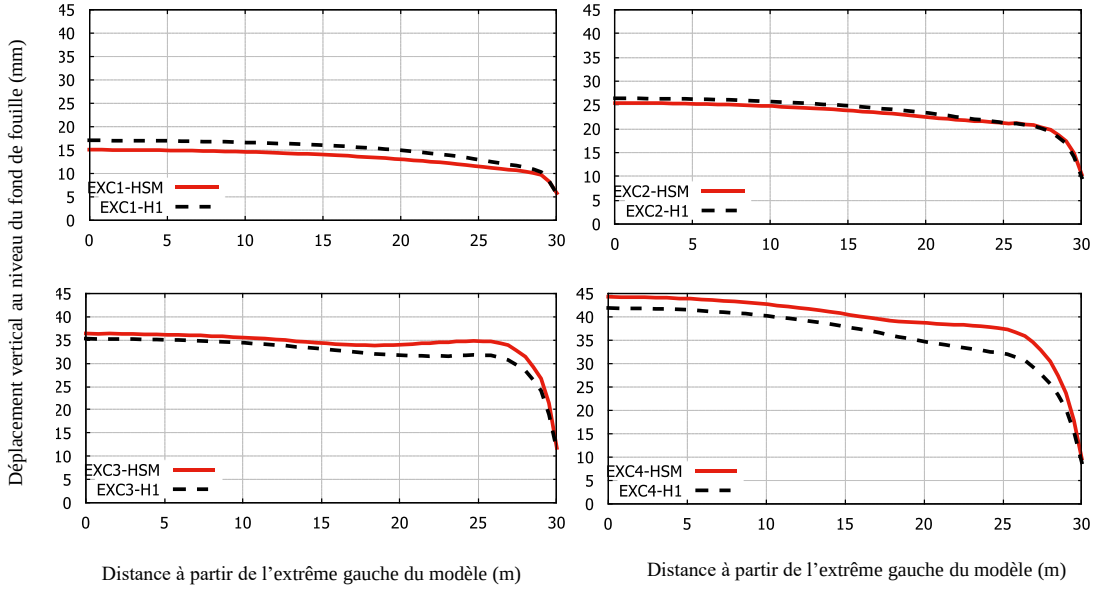


Figure 3. Déplacements verticaux du sol au fond de fouille pour les quatre phases d'excavation

Une analyse numérique d'un projet d'excavation dans les sables de Berlin est présentée. La comparaison des déplacements obtenus avec les deux modèles H1 et HSM est encourageante. Elle montre que le modèle H1 donne une estimation réaliste des déplacements horizontaux et verticaux induits par les phases de l'excavation. On cherchera à améliorer la formulation du modèle pour corriger les tassements juste derrière l'écran de

soutènement. Il conviendra aussi de discuter l'influence de l'interface entre l'écran et le sol qui permet aussi d'améliorer l'estimation des déplacements horizontaux.

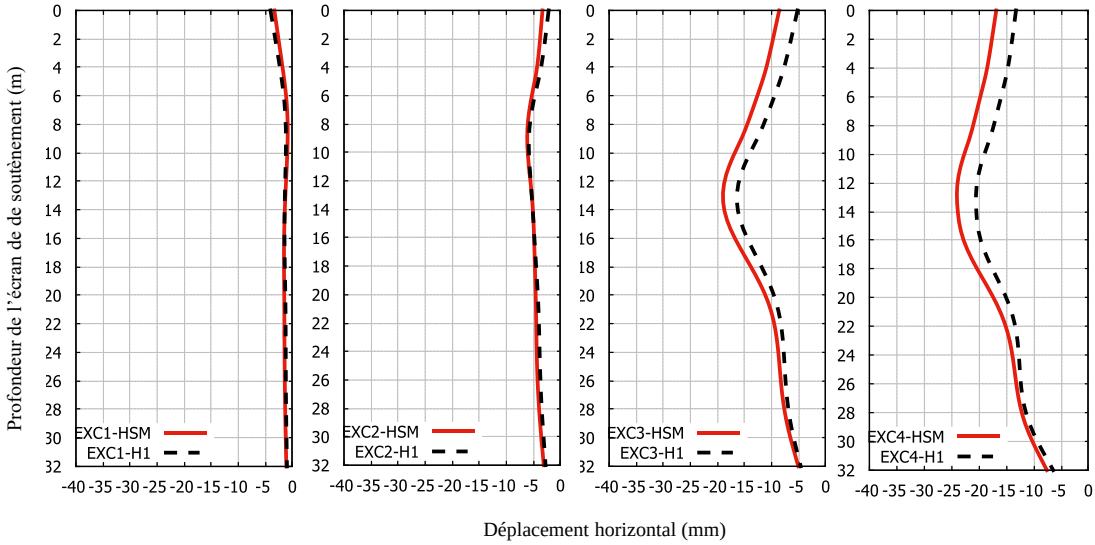


Figure 4. Déplacements horizontaux de l'écran de soutènement pour les quatre phases d'excavation

5 REFERENCES

Benz, T. 2007. Small-strain stiffness of soils and its numerical consequences. *Thèse de doctorat*, Universit Sttutgart.

Chehade, W. 1991. Méthodologie pour la validation des modèles des géomatériaux-application aux modèles élastoplastiques des sols. *Thèse de doctorat*, Université des sciences et techniques de Lille.

Delattre, L. 2004. Un siècle de méthodes de calcul d'écrans de soutènement. *Bulletin des laboratoires des ponts et chaussées*, Réf 4529, 95-117.

Duncan, J. M., Chang, C.Y. 1970. Nonlinear analysis of stress and strain in soils. *Journal of the soil mechanics and foundations division* **96(5)**, 1629-1652.

Jardine, R. J., Potts, D. M., Fourie, A. B., Burland, J. B. 1986. Studies of the influence of non-linear stress-strain characteristics in soil-structure interaction. *Géotechnique* **36**, 377-396.

Obrzud, R. F. 2010. On the use of the Hardening Soil Small Strain model in geotechnical practice. *Numerics in geotechnics and structures*, Elmepress International.

Roscoe, K. H., Schofield A., Wroth, C. P. 1958. On the yielding of soils. *Géotechnique* **8(1)**, 22-53.

Schanz T., Vermeer, P. A., Bonnier, P. G. 2000. The hardening soil model: Formulation and verification. *Computational Geotechnics*, ISBN 90 5809 040.

Schofield, A. N., Worth, C. P. 1968. *Critical state soil mechanics*, Cambridge University.

Schweiger, H. F. 2002. *Benchmarking in geotechnics*, Institute for soil mechanics and foundation engineering, Austria.

Tatsuoka, F., Ochi, K., Fujoo, S., Okamoto M. 1986. Cyclic undrainned triaxial and torsional shear strength of sands for different preparation methods, *Soils and Foundations* **26(3)**, 23-41

Zdravkovic, L., Potts, D. M., St John, H. D. 2005. Modelling of a 3D excavation in finite element analysis. *Géotechnique* **55(7)**, 497-513.