

# **EFFET DU CHOIX DE LA LOI D'ECROUISSAGE SUR L'ESTIMATION DES TASSEMENTS INDUITS PAR DES EXCAVATIONS PROFONDES**

## **INFLUENCE OF THE HARDENING MODEL ON THE ESTIMATION OF SOIL SETTLEMENTS INDUCED BY DEEP EXCAVATIONS**

Hiba EL ARJA<sup>1</sup>, Emmanuel BOURGEOIS<sup>1</sup>, Sébastien BURLON<sup>2</sup>

<sup>1</sup> *Univ Gustave Eiffel, IFSTTAR, F-77454 Marne-la-Vallée, France*

<sup>2</sup> *TERRASOL, SETEC, Paris, France*

**RÉSUMÉ** – Les tassements induits derrière le soutènement d'une excavation profonde dépendent des déformations plastiques du sol. On étudie deux modèles élastoplastiques, qui présentent respectivement une loi d'écrouissage isotrope et une loi d'écrouissage cinématique non-linéaire. Les deux modèles permettent d'obtenir des tassements (et non pas des soulèvements) derrière l'écran.

**ABSTRACT** – The settlements induced behind the retaining wall by a deep excavation are linked to significant plastic deformations. In this article, two elastoplastic models are studied. They respectively present an isotropic hardening and a nonlinear kinematic hardening. Both constitutive models provide settlements (not heave) behind the retaining wall.

### **1. Introduction**

En zone urbaine, les déplacements induits par la construction d'un écran de soutènement, en particulier les tassements, peuvent entraîner des désordres dans les ouvrages voisins. Les modélisations numériques sont le principal moyen d'évaluer ces déplacements. Les résultats des simulations dépendent beaucoup des modèles de comportement utilisés, et de leur aptitude à représenter les mécanismes de déformation du sol près de l'excavation.

Les modèles élastoplastiques combinent une partie élastique avec une partie plastique, définie par un critère, une loi d'écoulement et éventuellement une loi d'écrouissage. On discute ici l'importance de la partie plastique du modèle et notamment du type d'écrouissage. On étudie deux modèles : dans le premier, l'écrouissage est isotrope, il est défini par une homothétie centrée sur l'origine de l'espace des contraintes ; le deuxième modèle propose un écrouissage cinématique non linéaire. Dans les deux modèles, la loi d'écoulement est non associée.

On présente les formulations des modèles, puis on modélise un projet d'excavation réel. La comparaison avec le Hardening Soil Model (Schanz et al., 1999) montre que le premier modèle permet d'obtenir une estimation réaliste des déplacements horizontaux et verticaux induits par les phases de l'excavation. Le deuxième modèle, plus complexe, donne des tassements et des déplacements horizontaux plus grands.

### **2. Formulation du modèle H1**

Le modèle H1 est basé sur le modèle MODSOL (Chehade, 1991 ; Shahrour et Chehade, 1992 ; Khoshnavan Azar, 1995 ; Zaher, 1995 ; Shahrour et Ousta, 1998 ; Khoshnoudian, 2002) développé pour modéliser le comportement des sables sous chargement monotone. Il combine une loi d'écrouissage spécifique et une règle d'écoulement qui permet de contrôler les déformations volumiques plastiques.

## 2.1. Partie élastique

Pour concentrer la discussion sur l'effet de la partie plastique du modèle sur l'estimation des déplacements, on se limite à une élasticité linéaire isotrope.

## 2.2. Critère de plasticité

Le critère du modèle H1 est un critère de Mohr-Coulomb «arrondi» :

$$f(p, q, \theta) = q - R(\theta) (p + p_c) \quad \text{avec} \quad p_c = \frac{c_{ult}}{\tan \varphi_{ult}} \quad (1)$$

où  $p$ ,  $q$  et  $\theta$  représentent respectivement la contrainte moyenne, le déviateur des contraintes et l'angle de Lode. Le paramètre  $p_c$  rend compte d'une cohésion du sol. Il est défini par les caractéristiques mécaniques ultimes  $c_{ult}$  et  $\varphi_{ult}$ .  $R$  est la variable d'érouissage ; sa valeur initiale  $R_0$  définit le domaine élastique initial et dépend de  $\theta$  :

$$R_0(\theta) = \frac{6 \sin \varphi_0}{3 - \sin \varphi_0 \sin 3\theta} \quad (2)$$

## 2.3. Loi d'érouissage isotrope

La valeur actuelle de la variable  $R$  dépend de la déformation déviatorique plastique  $\varepsilon_d^p$ . Lorsque la déformation plastique devient grande,  $R$  tend vers la valeur  $R_f$  qui donne la position limite de la surface de charge. Le paramètre  $b$  gère la vitesse à laquelle  $R$  se rapproche de sa valeur ultime :

$$R(\theta) = R_0(\theta) + (R_f(\theta) - R_0(\theta)) \frac{\varepsilon_d^p}{b + \varepsilon_d^p} \quad \text{avec} \quad R_f(\theta) = \frac{6 \sin \varphi_{ult}}{3 - \sin \varphi_{ult} \sin 3\theta} \quad (3)$$

## 2.4. Loi d'écoulement

L'incrément des déformations plastiques est divisé en incréments de déformations déviatoriques et de déformations volumiques plastiques :  $d\overline{\varepsilon^p} = d\overline{\varepsilon_v^p} + d\overline{\varepsilon_d^p}$ . La loi d'écoulement se formule comme suit :

$$d\overline{\varepsilon_v^p} = d\lambda G_v \bar{I} / 3 ; \quad d\overline{\varepsilon_d^p} = d\lambda G_d \quad (4)$$

où  $d\lambda$  est le multiplicateur plastique. Les fonctions  $G_v$  et  $G_d$  qui définissent la direction des incréments volumiques et des incréments déviatoriques plastiques sont données par :

$$G_v(p, q, \theta) = \frac{\exp(-\alpha_0 \varepsilon_d^p)}{M_c(\theta)} (M_c(\theta)(p + p_c) - q) \quad (5)$$

$$G_d(p, q, \theta) = \frac{(p + p_c)^{\frac{3}{2}}}{M_c(\theta) 2 q} \quad \text{avec} \quad M_c(\theta) = \frac{6 \sin \varphi_c}{3 - \sin \varphi_c \sin 3\theta} \quad (6)$$

Dans l'expression (5), le paramètre  $\alpha_0$  permet de faire tendre les déformations volumiques plastiques vers zéro pour des grandes déformations déviatoriques. Le modèle introduit également un angle caractéristique  $\varphi_c$ . Après l'entrée dans le domaine plastique, on peut avoir un comportement contractant tant que  $q < M_c (p + p_c)$  puis un comportement dilatant quand  $q > M_c (p + p_c)$ . La loi d'écoulement vise à obtenir des tassements derrière l'écran lors de la modélisation d'une excavation. L'idée est de limiter le soulèvement du sol en considérant que le sol est contractant avant d'atteindre l'état caractéristique : les déformations volumiques plastiques compensent ainsi les augmentations de volume élastique.

### 3. Formulation du modèle H2

Le modèle H2 est basé sur la généralisation du modèle MODSOL aux chargements non monotones (Chehade, 1991 ; Shahrour et Chehade, 1992 ; Khoshnavan Azar, 1995 ; Zaher, 1995 ; Shahrour et Ousta, 1998 ; Khoshnoudian, 2002). La formulation d'origine combine les deux types d'érouissage isotrope et cinématique. Cet article vise plutôt à étudier séparément l'effet de chaque type d'érouissage. On cherche à vérifier si un érouissage cinématique rend compte d'une rigidité apparente supérieure, pour un chemin de contrainte en extension, à la rigidité apparente pour un chemin de contrainte en compression (dans le cas où  $K_0 < 1$ ), et peut influencer les déplacements horizontaux et verticaux induits par les excavations. Comme dans le modèle H1, on adopte une loi élastique linéaire et isotrope.

#### 3.1. Critère de plasticité

Dans le modèle H1, l'axe de la surface de charge coïncide avec la diagonale de l'espace des contraintes. Pour le modèle H2, une nouvelle quantité tensorielle notée  $\bar{A}$  est introduite pour définir la direction de l'axe de la surface de charge. La direction initiale de l'axe de la surface est définie à partir de l'état des contraintes initial  $\bar{\sigma}_0$  :

$$A_{ij0} = \frac{\sqrt{3}(\sigma_{ij0} + p_c \delta_{ij})}{\|\sigma_{ij0} + p_c \delta_{ij}\|} \quad (7)$$

Pour un état de contraintes initial isotrope, l'axe de la surface coïncide avec l'axe des contraintes isotropes.

La surface de charge est définie en fonction d'un paramètre  $R_0$  et de deux composants des contraintes notés  $p^l$  et  $q^l$  :

$$f = q^l - R_0 p^l \quad \text{avec} \quad R_0(\theta) = \frac{6 \sin \varphi_0}{3 - \sin \varphi_0 \sin 3\theta} \quad (8)$$

Les composants  $p^l$  et  $q^l$  généralisent la contrainte moyenne  $p$  et le déviateur  $q$  dans le cas d'une surface de charge dont l'axe n'est plus l'axe des contraintes isotropes. On les appelle respectivement contrainte moyenne locale et déviateur local. Ils sont définis par rapport à l'axe local de la surface de charge  $A_{ij}$ . La contrainte moyenne locale correspond au tiers de la projection de l'état de contraintes sur l'axe de la surface de charge. Le déviateur local  $q^l$  est alors relatif à la distance entre l'état de contrainte actuel et l'axe de la surface de charge. Ils sont donnés par :

$$p^l = \frac{1}{3}(\sigma_{ij} + p_c \delta_{ij})A_{ij} \quad \text{et} \quad q^l = \sqrt{\frac{3}{2}s_{ij}^l s_{ij}^l} \quad \text{où} \quad s_{ij}^l = (\sigma_{ij} + p_c \delta_{ij}) - p^l A_{ij} \quad (9)$$

Dans le modèle H2, l'évolution de la surface de charge correspond à la rotation de son axe  $\bar{A}$ , qui correspond à un érouissage cinématique non linéaire.  $R_0$  est constant.

#### 3.2. Loi d'érouissage

La loi d'évolution du tenseur  $\bar{A}$  définit l'érouissage cinématique de la surface de charge. Elle est basée sur celle donnée par (Ghaboussi et Momen, 1982). Le tenseur actualisé  $A_{ij}^*$  est normalisé pour donner le tenseur  $A_{ij}$  tel que :

$$A_{ij}^* = A_{ij} + dA_{ij} = A_{ij} + d\lambda H_{ij} \quad \text{et} \quad A_{ij} = \frac{\sqrt{3}A_{ij}^*}{\|A_{ij}^*\|} \quad (10)$$

Le tenseur  $\bar{\bar{H}}$  est donné par :

$$H_{ij} = \gamma (1 - E F) s_{ij}^l \quad \text{avec} \quad F = \frac{q}{(p+p_c)R_f(\theta)} \quad (11)$$

Le taux de variation du tenseur  $\bar{\bar{A}}$  est dirigé le long du tenseur déviatorique  $s_{ij}^l$ . Le paramètre  $\gamma$  contrôle la vitesse de rotation de l'axe de la surface de charge. Le terme  $(1 - E F)$  permet de considérer la distance entre l'état de contraintes actuel et la surface de charge limite introduite implicitement dans le paramètre F. Comme dans le modèle H1, les paramètres  $R_f$  et  $p_c$  définissent le critère de rupture. Le paramètre E fait dépendre la rigidité du chemin de contraintes. Il dépend de la direction des tenseurs  $s_{ij}^l$  et  $s_{ij}$  :

$$Si \quad s_{ij} s_{ij}^l \geq 0 \quad E = 1 \quad ; \quad si \quad s_{ij} s_{ij}^l < 0 \quad E = -1 \quad (12)$$

### 3.3. Loi d'écoulement

Pour la loi d'écoulement, on adopte la même formulation que pour le modèle H1, dans un repère lié à l'axe de la surface de charge cinématique :

$$G_v(p^l, q^l, \theta) = \frac{\exp(-\alpha_0 \varepsilon_d^p)}{M_c(\theta)} (M_c(\theta)p^l - q^l) \left( \frac{\text{tr}(\bar{\bar{A}})}{3} \right) + \frac{3}{2} \frac{p^l}{q^l M_c(\theta)} \exp(-\alpha_0 \varepsilon_d^p) \text{tr}(\bar{\bar{s}}^l) \quad (13)$$

$$G_d(p^l, q^l, \theta) = \frac{\exp(-\alpha_0 \varepsilon_d^p)}{3M_c(\theta)} (M_c(\theta)p^l - q^l) \left( \bar{\bar{A}} - \frac{\bar{\bar{I}} \text{tr} \bar{\bar{A}}}{3} \right) + \frac{p^l}{M_c(\theta)} \frac{3\bar{\bar{s}}^l}{2q^l} - \frac{p^l}{2M_c(\theta)q^l} \bar{\bar{I}} \text{tr} \bar{\bar{s}}^l \quad (14)$$

Les deux modèles H1 et H2 ont été programmés dans une version « recherche » du code de calcul par éléments finis CESAR.

## 4. Application à une excavation dans les sables de Berlin

L'application choisie correspond à un projet d'excavation dans les sables de Berlin, qui a fait l'objet 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. Cette version ne prend pas en compte le mécanisme volumique du modèle HSM de Plaxis ; elle donne des résultats en bon accord avec ceux obtenus avec Plaxis pour cet exemple.

### 4.1. Géométrie, phasage, conditions aux limites et maillage

L'exercice consiste à modéliser, en déformations planes, une excavation de 16,8 m de profondeur en quatre phases. Les conditions aux limites bloquent les deux composantes du déplacement au niveau du substratum et le déplacement horizontal sur les frontières verticales.

La paroi est soutenue par trois niveaux de tirants précontraints. Le calcul est divisé en 13 phases de calcul : initialisation des contraintes géostatiques ( $K_0=1-\sin \phi$ ), activation de la paroi avec la méthode WIP (wished in place), une succession de 4 séquences comportant chacune une phase de rabattement de la nappe, une phase d'excavation et une phase d'activation d'un niveau de tirants (absente de la quatrième séquence). Le maillage comporte environ 5500 éléments quadratiques et 11000 nœuds.

## 4.2. Modèles

La hauteur totale de la paroi est de 32 m et elle fait 80 cm d'épaisseur. Son poids volumique est de 24 kN/m<sup>3</sup> et son comportement est élastique linéaire (E=30 000 MPa,  $\nu = 0,15$ ). Elle est modélisée par des éléments de poutre.

Les tirants sont modélisés par des éléments de barre ; on distingue une partie libre et une partie scellée. Le module des tirants est égal à 210 000 MPa ; l'aire de la section pour la partie libre est égale à 5,94 cm<sup>2</sup>/m pour le premier niveau et 11,35 cm<sup>2</sup>/m pour les deux autres niveaux ; l'aire de la section pour la partie scellée est égale à 23,4 cm<sup>2</sup>/m pour le premier niveau et 40 cm<sup>2</sup>/m pour les deux autres niveaux. Les efforts de précontrainte sont égaux à 334, 700 et 726 kN/m pour les niveaux 1, 2 et 3.

L'interface entre le sol et la paroi est modélisée par des éléments sans épaisseur appelés 'éléments joints' ; leur module est pris égal à 100 fois la valeur du module  $E_{ur,ref}$  du sol. L'angle de dilatance est nul pour ces éléments. On adopte pour l'interface des caractéristiques de résistance réduites par rapport à celles du sol :

$$c_{int} = 0.8 \times c_{sol} ; \tan \varphi_{int} = 0.8 \times \tan \varphi_{sol} \quad (15)$$

Pour le terrain, on distingue trois couches de sables en fonction de la profondeur. Un bouchon hydraulique imperméable est placé en pied de paroi. Il présente les mêmes caractéristiques mécaniques que le sol, et ne joue donc pas de rôle de butonnage. Le tableau 1 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 :

$$E = E_0 + k < h - z >^n \quad (16)$$

où  $< h - z >$  désigne la partie positive du réel  $(h - z)$  :  $< h - z > = (h - z + |h - z|)/2$ . Dans la formule (16),  $z$  représente la coordonnée suivant la verticale ascendante ;  $h$  est l'altitude de la surface de la couche considérée. Ses valeurs dépendent 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  $\nu$  est pris égal au coefficient  $\nu_{ur}$  du modèle HSM. Les paramètres  $E_0$ ,  $k$  et  $n$  sont calculés de façon que le module  $E$  donné par (16) soit égal à la valeur du paramètre  $E_{ur}$  du modèle HSM en haut, en bas et au milieu de chaque couche. La valeur du paramètre  $R_0$  choisie, qu'on note  $R_{min}$ , correspond à une surface de charge initialisée de manière que l'état initial est sur la frontière du domaine élastique au niveau de chaque point de Gauss. Pour les paramètres  $c_{ult}$  et  $\varphi_{ult}$ , on retient les mêmes valeurs que pour le modèle HSM. Pour les autres paramètres du modèle H1,  $\varphi_c$ ,  $\alpha_0$  et  $b$ , on a modélisé des essais triaxiaux drainés avec le modèle HSM, pour les points situés à mi-profondeur de chaque couche avec les paramètres de la solution de référence, et on cale les paramètres du modèle H1 pour obtenir une réponse aussi proche que possible de celle obtenue avec le HSM. Pour mieux voir l'effet du comportement contractant sur les déplacements, on n'a pas retenu la valeur de  $b$  issue de ce calage mais adopté une valeur unique pour les trois couches  $b=0,015$ . Pour le modèle H2, les mêmes paramètres sont utilisés à l'exception des paramètres  $R_0$ ,  $\varphi_c$  et  $\gamma$ . On a choisi une valeur du paramètre  $R_0$  faible pour que le sol se plastifie rapidement. Comme avec le modèle H1, l'angle  $\varphi_c$  est calé sur la courbe déformation axiale-déformation volumique des essais triaxiaux. Comme le paramètre  $b$ , la valeur de  $\gamma$  est ajustée de manière que l'effet du comportement contractant sur les déplacements soit visible : on prend pour toutes les couches  $\gamma=15000$ . Le tableau 2 présente les paramètres des modèles H1 et H2 utilisés.

Tableau 1. Paramètres du modèle HSM

Couche	profondeur (m)	$\gamma_{\text{unsat}}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_{\text{sat}}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$E_{\text{ur,ref}}$ (MPa)	$E_{50,\text{ref}}$ (MPa)	$\nu_{\text{ur}}$ (-)	$C_{\text{ult}}$ (kPa)	$\varphi_{\text{ult}}$ (deg)	$\psi$ (deg)	$m$ (-)
Sable 1	0-20	19	20	180	45	0,2	1	35	5	0,55
Sable 2	20-40	19	20	300	75	0,2	1	38	6	0,55
Sable 3	>40	19	20	315	105	0,2	1	38	6	0,22

Tableau 2. Paramètres des modèles H1 et H2

Couche	profondeur (m)	$E_o$ (MPa)	$k$ (MPa)	$n$ (-)	$\nu$ (-)	$R_{o\text{H1}}$ (-)	$R_{o\text{H2}}$ (-)	$\varphi_{c\text{H1}}$ (deg)	$\varphi_{c\text{H2}}$ (deg)	$\alpha$ (-)
Sable 1	0-20	18	34	0,5	0,2	$R_{\text{min}}$	0,15	29	43	10
Sable 2	20-40	280	8	0,9	0,2	$R_{\text{min}}$	0,15	32	50	10
Sable 3	>40	413	8	0,9	0,2	$R_{\text{min}}$	0,15	33	50	10

### 4.3. Résultats

La figure 1 montre les déplacements verticaux derrière l'écran, pour les quatre phases d'excavation, avec les trois modèles HSM, H1 et H2. Le modèle H1 donne une cuvette de tassement derrière l'écran à partir de la 2<sup>ème</sup> phase d'excavation et des tassements plus grands que le modèle HSM. Le modèle H2 donne des tassements plus grands dès la 1<sup>ère</sup> phase d'excavation. Par ailleurs, la comparaison des tassements du modèle H1 avec les résultats présentés dans El Arja et al. (2019) montre que la modélisation de l'interface sol-écran a un effet considérable sur les tassements au voisinage de la paroi.

La figure 2 représente les déplacements verticaux au fond de fouille. Pour les quatre phases d'excavation, les trois modèles donnent des résultats proches. Le modèle H2 améliore légèrement les soulèvements irréalistes observés au contact de la paroi par les modèles H1 et HSM où le sol est fortement plastifié.

La figure 3 montre que les déplacements horizontaux calculés avec le modèle H1 sont presque les mêmes que les déplacements obtenus avec le modèle HSM. Des déplacements plus élevés sont obtenus avec le modèle H2.

Dans le concours de prévision, les mesures des déplacements horizontaux de la première et la dernière phase d'excavation seulement sont présentées. On peut noter que les deux modèles HSM et H1 sous-estiment les déplacements horizontaux par rapport aux mesures pour la première phase. Le modèle H2 donne des déplacements plus proches. Une meilleure estimation des mesures est observée pour la dernière phase notamment avec le modèle H1. Pour les moments fléchissants (non présentés ici), les trois modèles donnent des résultats très proches.

On peut aussi noter que la valeur maximale du déplacement horizontal  $u_{\text{max}}$  obtenue avec le modèle H1, pour la dernière phase, vaut 0.18% de la hauteur libre de l'excavation  $H_e$ . Le tassement maximal pour cette phase vaut 56% $u_{\text{max}}$ . La cuvette de tassement s'étend jusqu'à une distance égale à 3.5 $H_e$ . Le tassement maximal est observé à une distance proche de 0.5 $H_e$ . Ces valeurs sont en bon accord avec celles proposées par plusieurs auteurs à partir des méthodes empiriques (Clough and O'Rourke, 1990; Hsieh and Ou, 1998; Moormann, 2004; Ou and Hsieh, 2011; Peck, 1969).

## 5. Conclusions et perspectives

Cette communication porte sur l'effet de la partie plastique du modèle de comportement du sol sur l'estimation des déplacements induits par les excavations profondes. On compare les modélisations aux résultats du concours de prévision.

La comparaison des déplacements obtenus avec les modèles H1 et HSM est encourageante. La loi d'écoulement proposée permet de générer un comportement contractant qui produit des tassements derrière l'écran. La modélisation de l'interface sol-écran a une influence importante sur les tassements juste au contact de l'écran.

L'écroûissage cinématique non linéaire proposé pour le modèle H2 donne des tassements et des déplacements horizontaux plus grands que le modèle H1. La variation de rigidité selon les chemins de contraintes introduit dans l'écroûissage cinématique non linéaire n'a qu'un effet limité sur les soulèvements au niveau du fond de fouille. Ces déplacements sont gérés principalement par la partie élastique du modèle de comportement.

Dans le cadre du Projet Grand Paris Express, de nouvelles lignes de métro sont en cours de réalisation. La fouille de la future gare de Créteil L'Échat de la ligne 15 sud est choisie aussi comme cas d'étude avec le modèle H1. Les résultats numériques obtenus sont confrontés à des mesures réalisées dans cette gare pour plusieurs phases d'excavations. Les résultats montrent un bon accord avec les mesures. Ils sont présentés dans El Arja (2020).

## **6. Références**

- Cehade, W. (1991). Méthodologie pour la validation des modèles des géomatériaux- Application aux modèles élastoplastiques. Thèse de doctorat. Université des sciences et technologies de Lille.
- Clough, G.W., et O'Rourke, T.D. (1990). Construction induced movements of in situ walls. Geotechnical Special Publication 439–470.
- El Arja, H. (2020). Contribution à la modélisation numérique des excavations profondes. Thèse de doctorat. Université Paris-Est.
- El Arja, H., Bourgeois, E., et Burlon, S. (2019). Prise en compte du mécanisme des déformations plastiques dans les calculs des excavations profondes. In Proceedings of the XVII ECSMGE-2019, (Reykjavik, Iceland).
- Ghaboussi, J., et Momen, H. (1982). Modelling and Analysis of Cyclic Behaviour of Sands. In Soil Mechanics - Transient and Cyclic Loads.
- Hsieh, P.-G., and Ou, C.-Y. (1998). Shape of ground surface settlement profiles caused by excavation. Canadian Geotechnical Journal 35, 1004–1017.
- Khoshnoudian, F. (2002). Numerical Analysis of the Seismic Behavior of Tunnels Constructed in Liquefiable Soils. 42, 1–8.
- Khoshravan Azar, A. (1995). Problemes de sols satures sous chargement dynamique: modèle cyclique pour les sols et validation sur des essais en centrifugeuse. Thèse de doctorat. Université des sciences et technologies de Lille.
- Moormann, C. (2004). Analysis of Wall and Ground Movements Due to Deep Excavations in Soft Soil Based on a New Worldwide Database. Soils and Foundations 44, 87–98.
- Ou, C.-Y., et Hsieh, P.-G. (2011). A simplified method for predicting ground settlement profiles induced by excavation in soft clay. Computers and Geotechnics 38, 987–997.
- Peck, R.B. (1969). Deep excavations and tunnelling in soft ground. In Proceedings of the 7th International Conference on Soils Mechanics and Foundation Engineering, (Mexico), pp. 225–290.
- Schanz, T., Vermeer, P.A., et Bonnier, P.G. (1999). The hardening soil model: Formulation and verification. In Beyond 2000 in Computational Geotechnics, R.B.J. Brinkgreve, ed. (Rotterdam: Balkema), pp. 281–296.
- Schweiger, H.F. (2002). Benchmarking in Geotechnics.
- Shahrour, I., et Cehade, W. (1992). Development of a constitutive elastoplastic model for soils. XI International Congress on Rheolog. (Brussels: Edition P. Moldenaers & R. Keuning, Elsevier).
- Shahrour, I., et Ousta, R. (1998). Numerical analysis of the behavior of piles in saturated soils under seismic loading. (Rotterdam).
- Zaher, M. (1995). Validation des modèles de sols sur ouvrages types. Thèse de doctorat. Université des sciences et technologies de Lille.

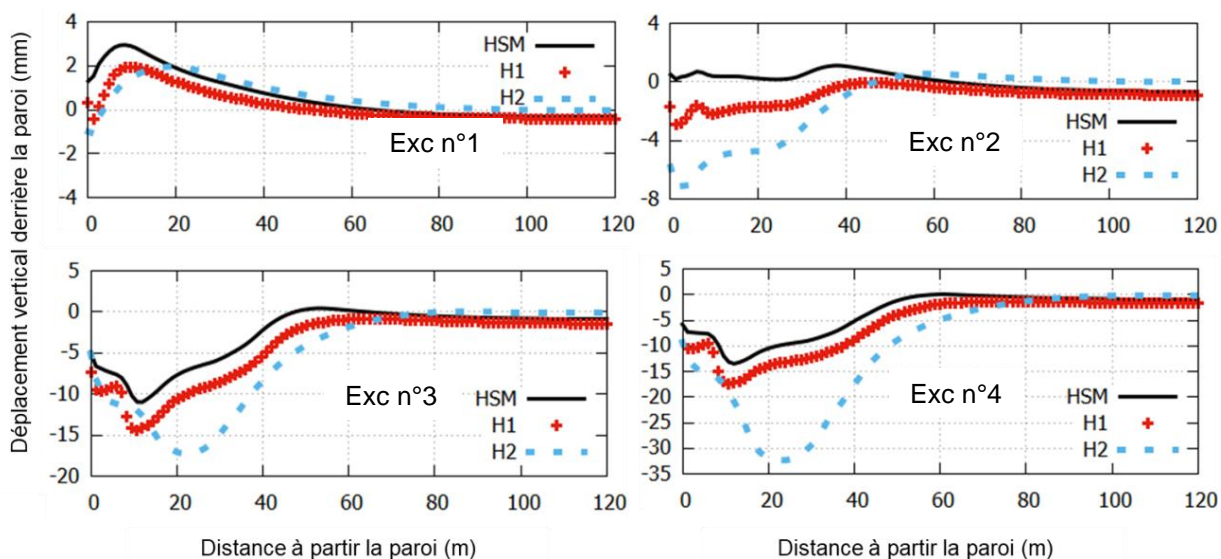


Figure 1. Déplacements verticaux du sol derrière la paroi pour les quatre phases d'excavation

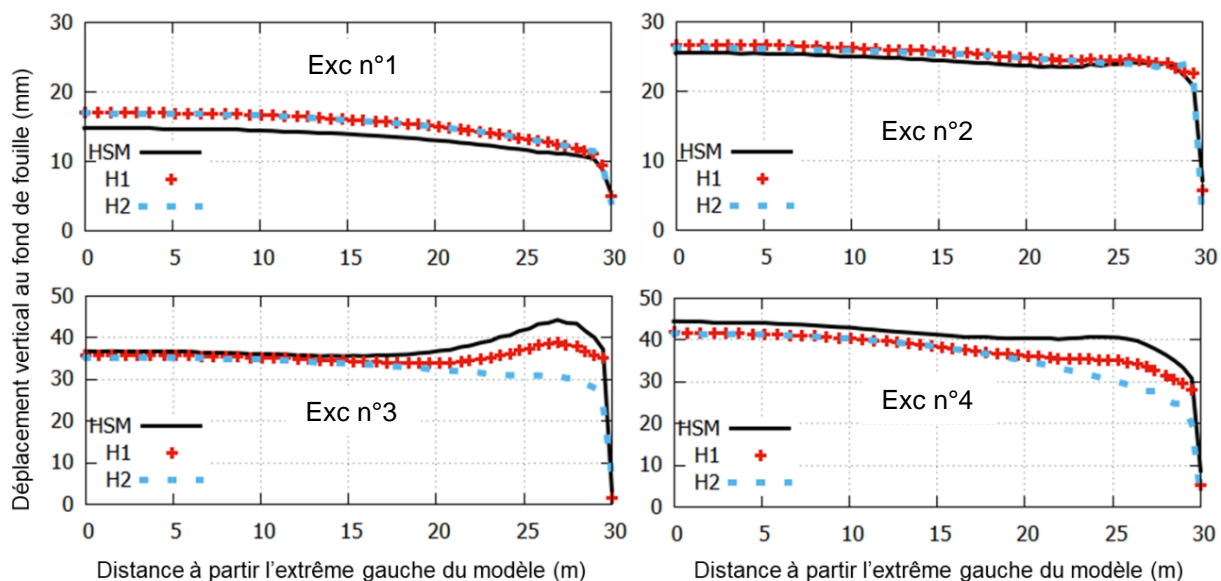


Figure 2. Déplacements verticaux du sol au fond de fouille pour les quatre phases d'excavation

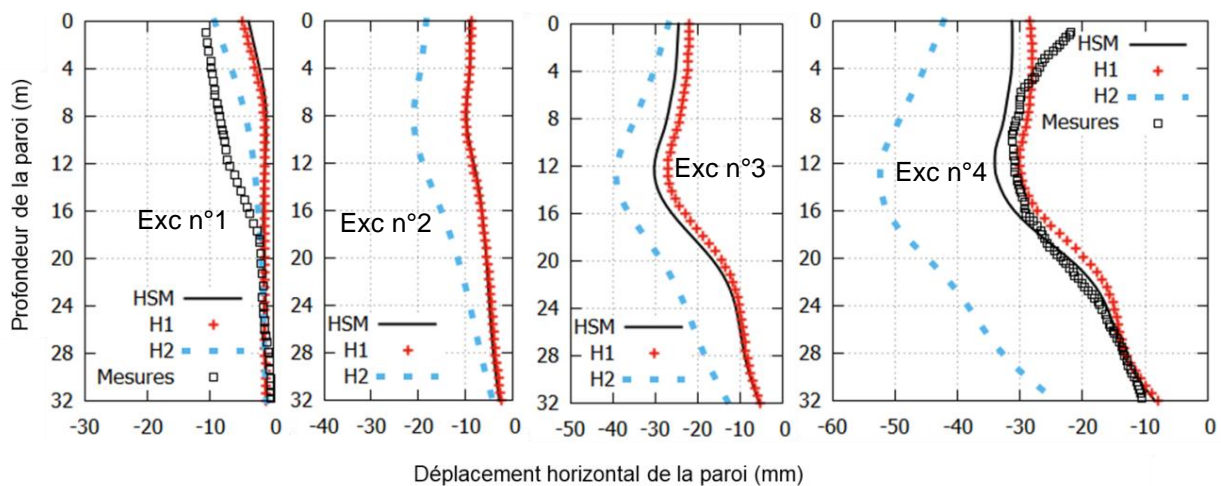


Figure 3. Déplacements horizontaux de la paroi pour les quatre phases d'excavation