

UTILISATION DU *HARDENING SOIL MODEL* DANS L'ETUDE DU CREUSEMENT DE TUNNELS SUPERFICIELS.

USE OF HARDENING SOIL MODEL FOR URBAN TUNNELS DESIGN.

Nicolas GILLERON^{1,2}, Emmanuel BOURGEOIS¹, Adrien SAITTA²

¹ Université Paris-Est, IFSTTAR, COSYS, Marne-La-Vallée, France

² EGIS, Paris, France

RÉSUMÉ – Le *Hardening Soil Model* introduit au début des années 2000 a été intégré dans de nombreux logiciels éléments finis pour la géotechnique et est progressivement devenu d'usage courant dans les ingénieries pour le calcul de toutes sortes d'ouvrages. On met en avant les points de vigilance sur son utilisation dans le cadre de l'étude de tunnels superficiels.

ABSTRACT – The *Hardening Soil Model* introduced in the early 2000's has been widespread in the geotechnical engineering practices as well as in several finite element packages. It is now currently used to design all types of geotechnical structures. We put forward some useful points of vigilance for the geotechnical engineers in the use of the *Hardening Soil Model* for studying urban tunnels.

1. Introduction

La loi de comportement du sol est une pièce majeure dans un modèle numérique qui vise à prévoir, en fonction des méthodes constructives et de la géologie les tassements en surface provoqués par le creusement d'un tunnel peu profond. Des modèles élastiques linéaires aux lois de comportements les plus avancées, de nombreuses propositions ont été formulées. Dans cet article on fait une discussion critique de la loi de comportement la plus courante utilisée par les ingénieries de travaux souterrains, le *Hardening Soil Model*. Cette loi présente la particularité d'intégrer de nombreuses caractéristiques d'autres lois : un certain nombre de points discutés ici peuvent donc être étendus à d'autres modèles similaires. Après avoir présenté les mécanismes de la loi, on discute leurs impacts respectifs sur le tassement maximal et la largeur de la cuvette de tassement, pour un tunnel de métro standard peu profond. L'ensemble des modélisations a été effectué avec PLAXIS 2D 2015.

2. Modélisation bidimensionnelle de tunnels urbains avec le *Hardening Soil Model*

2.1 Le *Hardening Soil Model*

Le *Hardening Soil Model* (HSM) a été introduit par (Schanz *et al.*, 1999). Il a été intégré dans PLAXIS depuis plus de dix ans et s'est diffusé dans d'autres suites logicielles. PLAXIS, ZSOIL et FLAC recommandent explicitement l'utilisation du modèle HSM pour la modélisation de creusement de tunnel. En particulier (PLAXIS 2D, 2015) met en avant la complémentarité des mécanismes qui doivent permettre au modèle de traiter une large gamme de matériaux (graviers, sables, limons et argiles surconsolidés) et de situations géotechniques (fondations, excavations, tunnels, remblais, barrages...).

Concernant la modélisation de creusement de tunnels et la prévision des tassements, on trouve dans la littérature de nombreuses utilisations du modèle HSM dans le cadre d'analyses inverses ((Janin *et al.*, 2015) ou (Möller et Vermeer, 2008) par exemple). Ce modèle est par ailleurs couramment utilisé dans les différentes ingénieries françaises pour le calcul de tunnel en site urbain.

Le HSM est un modèle de comportement du sol isotrope non-linéaire à deux mécanismes de plasticité indépendants avec écrouissage. Il propose une synthèse de différents modèles développés dans la seconde moitié du 20e siècle notamment le modèle de (Duncan et Chang, 1970) et le modèle Cam-Clay (Potts et Zdravkovic, 2001).

On reprend ci-après la liste des mécanismes principaux définis par la documentation (PLAXIS 2D, 2015) :

1. Déformation plastique en compression primaire (écrouissage isotrope)
2. Déformation plastique en sollicitation déviatorique (écrouissage déviatorique)
3. Comportement élastique en déchargement/rechargement
4. Critère de rupture de type Mohr-Coulomb
5. Dépendance des modules vis-à-vis de la contrainte par une loi puissance

Il comprend trois paramètres de type « module élastique » : le module élastique de déchargement/rechargement E_{ur}^{ref} , le module sécant de référence en situation triaxiale E_{50}^{ref} , le module tangent de référence sous sollicitation oedométrique E_{oed}^{ref} . Les autres paramètres sont le ratio de rupture R_f , un coefficient de Poisson élastique ν_{ur} , une pression de référence p_{ref} , un exposant pour caractériser la dépendance de raideur avec les contraintes m et les trois paramètres du critère de Mohr-Coulomb : la cohésion c , l'angle de frottement interne φ et l'angle de dilatance ψ .

L'intervention d'un même paramètre dans plusieurs mécanismes rend difficile l'évaluation indépendante de l'influence de chaque mécanisme et l'anticipation du résultat d'une étude paramétrique.

2.2 Caractéristiques du tunnel étudié

On considère un tunnel de 10 m de diamètre situé à 20 m de profondeur, hors nappe, dans un massif homogène dont les caractéristiques, proches d'une situation parisienne, sont définies dans le Tableau 1 pour le modèle HSM et dans le Tableau 2 en élasticité linéaire avec critère de rupture de Mohr-Coulomb. On a désactivé le mécanisme de dépendance de la raideur en contrainte par une loi puissance en retenant 0 pour le paramètre m . L'excavation est modélisée en section transversale en déformations planes. L'extension latérale du modèle est égale à 45 m, sa profondeur à 35 m. On modélise le creusement du tunnel à l'aide de la méthode de relaxation des contraintes, qui est la plus courante pour la prévision des tassements. On augmente le taux de déconfinement par étapes successives jusqu'à la non-convergence du calcul (ici obtenue pour un taux de 65 %). On n'a pas modélisé le soutènement, car cette étape a un impact faible sur le profil de tassement en raison de la raideur du soutènement.

Tableau 1. Paramètres du modèle *Hardening Soil Model*

K_0 (-)	c (kPa)	φ (deg)	ψ (deg)	E_{ur}^{ref} (MPa)	$E_{50}^{ref}=E_{oed}^{ref}$ (MPa)	R_f (-)	ν_{ur} (-)	m (-)	p_{ref} (kPa)
0,7	10	25	5	100	33	0,9	0.2	0	100

Tableau 2. Paramètres du modèle élastique linéaire avec critère de Mohr-Coulomb

K_0 (-)	c (kPa)	φ (deg)	ψ (deg)	E (MPa)	ν (-)
0,7	10	25	5	100	0.2

La Figure 1 décrit l'état initial du massif par rapport aux mécanismes d'érouissage du modèle. La droite en trait plein, avec les symboles +, représente l'état de contraintes initiales dans le massif, en fonction de la profondeur. Les surfaces de charges dessinées correspondent à un point situé à 20 mètres de profondeur. On a ici K_0^{NC} inférieur à K_0 c'est-à-dire que le sol est légèrement surconsolidé et l'état de contraintes initiales ne se trouve pas sur la surface de charge déviatorique. En revanche il se trouve sur la surface de charge du mécanisme de compression.

On présente sur la Figure 2 l'état de plastification du massif pour trois étapes du creusement correspondant à 10%, 50% et 65% de déconfinement des contraintes initiales. On relève la progression des zones plastiques dans le massif.

A 10 % de déconfinement, l'état de contraintes initiales étant d'emblée sur la surface de charge du mécanisme isotrope, on a une plastification suivant ce mécanisme de presque la totalité du massif. En radier et en voute le massif est à l'état élastique car les contraintes moyennes et déviatoriques décroissent.

A 50 % de déconfinement, on observe en clé et en radier une zone où aucune plastification n'apparaît. A partir du rein apparaît une zone en « oreille » où le mécanisme déviatorique est activé.

A 65 %, on a atteint le critère de rupture de Mohr-Coulomb en rein et la zone où le mécanisme déviatorique est actif a poursuivi son expansion.

On présente dans le Tableau 3 le tassement maximal S_{max} pour les différentes étapes de relaxation des contraintes ainsi que le paramètre K caractéristique de la largeur de la cuvette de tassement, défini comme le rapport entre la distance à l'axe pour laquelle le tassement est égal à 60% de sa valeur maximale et la profondeur de l'axe du tunnel (O'Reilly et New, 1982). Le tassement maximal suit une évolution très fortement non-linéaire et la cuvette de tassement est de façon générale bien plus large que celle issue des modèles empiriques où K est de l'ordre de 0,35 pour un sable moyen.

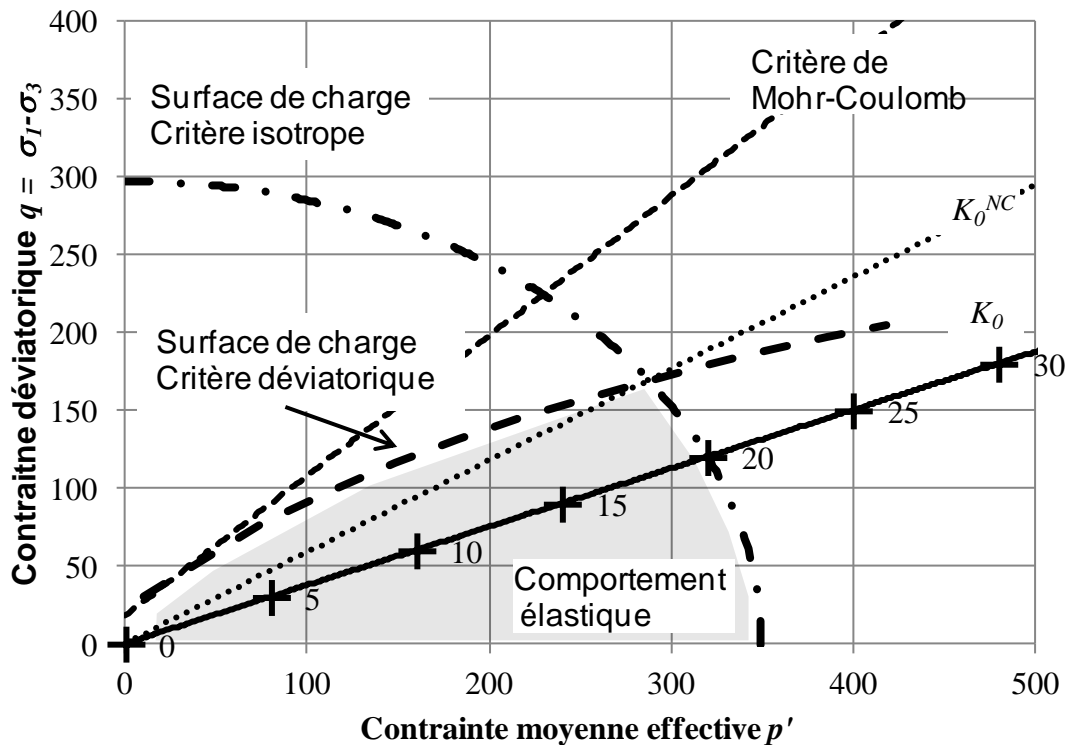


Figure 1. Visualisation des surfaces de charges initiales

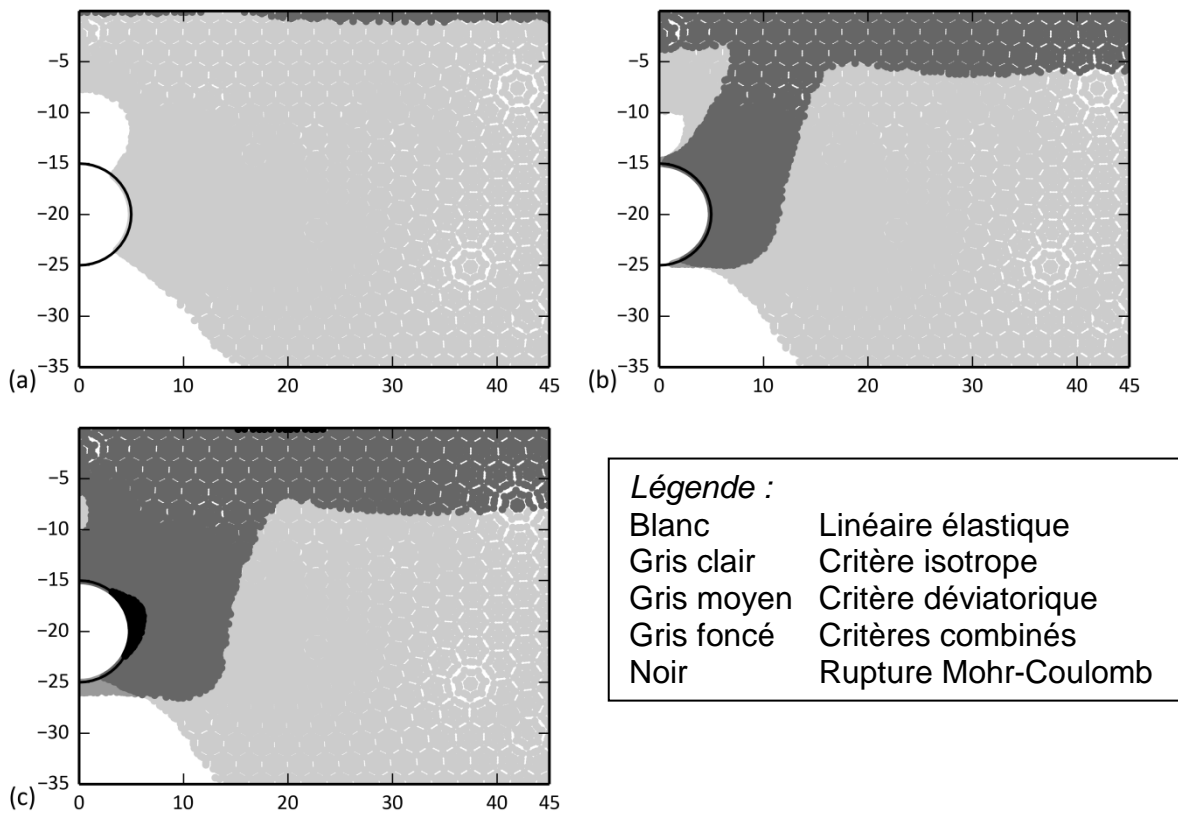


Figure 2. État plastique du massif selon le taux de déconfinement (a) 10% (b) 50% (c) 65%

Tableau 3. Profils de tassements

λ (%)	10	20	30	40	50	60	65
S_{max} (mm)	3,2	7,2	13,0	21,6	35,6	62,8	89,0
ΔS_{max} (mm)	+3,2	+4,0	+4,8	+8,6	+14,0	+17,2	+26,2
K	0,7	0,69	0,69	0,68	0,63	0,6	0,56

3. Etude des mécanismes

3. 1 Ecrouissage isotrope

Par construction la surface de charge du mécanisme isotrope passe par l'état de contraintes initiales. Il suffit donc que la contrainte équivalente moyenne p^{eq} (définie par eq.(1)) augmente, que ce soit par une augmentation de la contrainte moyenne ou déviatorique, pour que ce mécanisme soit sollicité.

$$p^{eq} = \sqrt{\frac{q^2}{M^2} + (p')^2} \quad (1)$$

Dans notre cas cela s'illustre lors de la première phase de déconfinement : le mécanisme est activé d'emblée dans la quasi-totalité du massif (à l'exception du radier), principalement à cause de l'augmentation du déviateur, mais on a également une légère augmentation de la contrainte moyenne en rein.

En conséquence, le tassement calculé avec le modèle HSM est plus de deux fois plus important que celui calculé avec le modèle élasto-plastique parfait (Tableau 4). La cuvette produite par le modèle HSM est également plus large. En effet, les déformations sont privilégiées dans les zones sollicitées par le mécanisme, qui sont situées en rein. En clé et en radier, le massif a un comportement élastique caractérisé par le module d'élasticité en déchargement/rechargement, et est donc plus raide.

Le modèle permet aussi de prendre en compte une valeur initiale du paramètre d'écrouissage isotrope p_p plus grande que la valeur initiale égale à p^{eq} , c'est-à-dire d'agrandir le grand axe de l'ellipse. Dans le cas du creusement d'un tunnel, une augmentation de p_p même faible, de 50 kPa (soit le poids d'environ 2,5 mètres de terrain) suffit à désactiver le mécanisme isotrope. Les déplacements calculés pour la première phase deviennent alors sensiblement identiques à ceux du modèle élastique linéaire (Tableau 4).

Les déplacements calculés à ce stade sont faibles comparés à la suite du calcul, cet effet du mécanisme isotrope se trouve donc compensé ou dilué lorsque le taux de déconfinement augmente et la sollicitation du mécanisme déviatorique est importante.

Tableau 4. Influence du mécanisme isotrope pour un taux de déconfinement de 10 %

	S_{max} (mm)	K
<i>Hardening Soil Model</i>	3,2	0,7
Elasticité linéaire + Mohr-Coulomb	1,5	0,625
HSM + surpression de 50 kPa	1,5	0,625

3.2 Ecrouissage déviatorique

Le mécanisme déviatorique est construit pour reproduire le profil hyperbolique de l'essai triaxial introduit par (Duncan et Chang, 1970) : la déformation axiale dépend de la contrainte déviatorique q suivant (eq.(2)):

$$\varepsilon_1 = \frac{q_a}{E_i} \frac{q}{q_a - q} \quad (2)$$

Le module tangent initial E_i , la contrainte déviatorique asymptotique q_a et la contrainte déviatorique de rupture q_f sont définies par (eq.(3)) :

$$E_i = \frac{2E_{50}}{2 - R_f} \quad \text{et} \quad q_a = \frac{q_f}{R_f} \quad \text{et} \quad q_f = (c \cos \varphi - \sigma'_3 \sin \varphi) \frac{1}{1 - \sin \varphi} \quad (3)$$

Où E_{50} est le module sécant à 50% de la contrainte déviatorique de rupture q_f (c'est-à-dire que lorsque $q = q_f/2$, on a $\varepsilon_1 = q / E_{50}$).

On cherche à évaluer le module d'élasticité tangent à l'initiation du mécanisme déviatorique, lorsque la surface de charge est atteinte. On superpose sur la Figure 3 le résultat d'un essai triaxial HSM obtenu par PLAXIS et le profil hyperbolique. On a choisi σ_3 égal à sa valeur à 20 m de profondeur (280 kPa). On représente q_i la contrainte déviatorique à l'état initial, 120 kPa et q la contrainte déviatorique pour laquelle on atteint la surface de charge du critère déviatorique, 169 kPa. Le profil donné par le HSM est proche du profil hyperbolique et on peut donc évaluer le module tangent à partir du modèle hyperbolique. En dérivant la formulation hyperbolique, il vient (eq. (4)) :

$$E_t = \left(\frac{d\varepsilon_1}{dq} \right)^{-1} = E_i \left(\frac{q}{q_a} - 1 \right)^2 \quad (4)$$

Le module d'élasticité tangent initial est dans notre cas environ cinq fois inférieur au module de déchargement/rechargement, et diminue à l'approche de la contrainte de rupture, jusqu'à des valeurs très faibles, vingt fois inférieur au module de déchargement/rechargement quand q est égal à 80 % de q_f , ce qui donne un comportement très non-linéaire et une redistribution des contraintes particulière. Dans les sols où K_0 est faible une grande attention doit donc être portée sur le choix de E_{50} qui sera très différent du module tangent. Il est remarquable que cette formulation n'ait que peu d'influence sur la largeur de la cuvette de tassement.

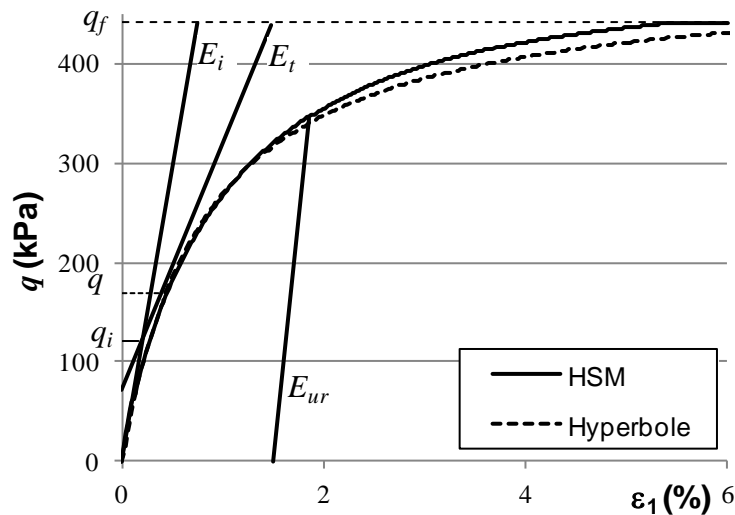


Figure 3. Essai triaxial HSM et hyperbole

3.3 Critère de rupture de Mohr-Coulomb

Le mécanisme d'écroûissage du mécanisme déviatorique limite la progression de la contrainte déviatorique aux abords du tunnel, ce qui retarde l'atteinte de la rupture selon le critère de Mohr-Coulomb avec le modèle HSM. Le critère est atteint à 60 % de déconfinement contre 35 % pour le modèle élastique linéaire (Figure 4). En clé comme le comportement est élastique le HSM n'a pas d'impact significatif.

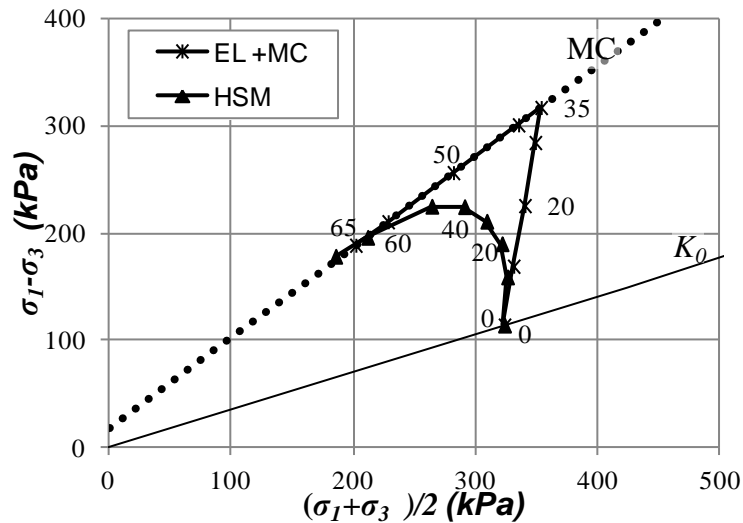
La mise en plasticité selon le critère de Mohr-Coulomb n'a pas de conséquences significatives sur la forme de la cuvette de tassement.

3.4 Module de déchargement/rechargement

Le module de déchargement/rechargement est au moins égal au module tangent initial E_i pour permettre le calcul du paramètre d'écroûissage déviatorique.

Deux zones sont en déchargement/rechargement dans le massif au cours du creusement. Une petite zone au-dessus de la clé de voûte et la zone sous le radier.

La présence d'une zone raide au-dessus de la clé de voute n'a pas pour conséquence de limiter les tassements. La zone sous le radier présente une raideur bien supérieure au reste du massif qui est plastifié, ce qui permet d'éviter le soulèvement du massif constaté lors des calculs avec une loi élastique linéaire homogène. Cette propriété est particulièrement pertinente dans le contexte d'un calcul de puits.


 Figure 4. Chemin de contraintes en rein selon la loi de comportement - λ en %

3.5 Modules dépendant des contraintes selon une loi puissance

On a jusqu'ici désactivé ce mécanisme en choisissant la valeur de 0 pour le paramètre m . On discute ici l'influence de ce mécanisme en mettant en évidence les difficultés qu'il pose dans notre contexte.

Il s'agit tout d'abord, en suivant les constatations géotechniques et les principaux modèles de comportement existant, d'exprimer la dépendance de la raideur du sol avec l'état de confinement. Les trois modules du modèle HSM sont concernés par le mécanisme avec le même type de dépendance, qu'on donne par exemple pour le module de déchargement (eq. (5)) :

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \left[\frac{c \cdot \cos \varphi + \sigma_3 \sin \varphi}{c \cdot \cos \varphi + p_{ref} \sin \varphi} \right]^m \quad (5)$$

Le module de déchargement/rechargement et le module déviatorique dépendent de la contrainte principale mineure σ_3 , le module œdométrique dépend de la contrainte majeure principale (au moins à l'état initial).

Le paramètre p_{ref} donne la contrainte pour laquelle la valeur de chaque module est égale à sa valeur de référence. PLAXIS recommande p_{ref} égal à 100 kPa. Cette valeur amène à avoir dans l'état initial un module égal à sa valeur de référence à une profondeur comprise entre 5 m et 10 m selon la valeur de K_0 . L'exposant m est recommandé compris entre 0,5 et 1. Les paramètres c et φ participent également à la forme du profil de module initial. Si la cohésion est très grande le module sera égal au module de référence, de même si l'angle de frottement interne est très petit.

La dépendance du module avec c , φ et p_{ref} fait que le profil de raideur dépend des critères de rupture du sol. Les mécanismes du modèle sont interdépendants ce qui empêche de discuter leur effet séparément. On pourrait proposer une dépendance avec la contrainte moyenne non dépendante des mécanismes de rupture produisant un profil équivalent. Par ailleurs la dépendance avec la contrainte mineure est redondante avec la formulation du critère déviatorique dans le cas du tunnel. A proximité de l'excavation, où la contrainte mineure décroît et la contrainte déviatorique augmente, ces deux mécanismes conduisent à une diminution de raideur.

Sur la largeur du profil de tassement, une raideur croissante avec la profondeur (ici équivalente à la contrainte à l'état initial) a pour effet de réduire la largeur de la cuvette. Cet effet reste cependant limité et sa prise en compte ne suffit pas à obtenir des cuvettes aussi étroites que les cuvettes empiriques.

4. Conclusions

La formulation du *Hardening Soil Model* entraîne plusieurs conséquences pour l'étude des tassements provoqués par le creusement d'un tunnel. Le mécanisme isotrope est activé dès l'initiation même si la sollicitation est principalement déviatorique. Le mécanisme déviatorique conduit à un module d'élasticité tangent bien inférieur aux modules E_{50} et E_{ur} et à une très forte non-linéarité du déplacement vis-à-vis du taux de déconfinement. La rupture selon le critère de Mohr-Coulomb est retardée dans ce modèle. La largeur de la cuvette de tassement est peu impactée par ces mécanismes. La formulation de la dépendance des contraintes selon une loi puissance a une influence complexe et difficile à maîtriser sur la variation des modules.

Il serait intéressant de chercher à proposer une loi, qui évite de rendre tous les mécanismes interdépendants, reprenant les aspects les plus pertinents du HSM pour l'étude d'un tunnel superficiel : la variation de raideur avec l'augmentation de la contrainte déviatorique, la prise en compte d'un module de déchargement/rechargement et une dépendance de la raideur vis-à-vis des contraintes.

5. Remerciements

Les auteurs remercient le Fond Unique Interministériel, le CG78 et BPIFrance pour leur support au projet Newtun.

6. Références bibliographiques

- Duncan J. M., Chang C. Y. (1970). Nonlinear analysis of stress and strain in soil, *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division*, vol. 96,n°5, pp. 1629-1653.
- Janin J., Dias D., Emeriault F., Kastner R., Le Bissonnais H., Guilloux A. (2015). Numerical back-analysis of the southern Toulon tunnel measurements : A comparison of 3D and 2D approaches. *Engineering Geology, Volume 195*, pp. 42-52.
- Möller S.C., Vermeer P.A. (2008). On numerical simulation of tunnel installation. *Tunnelling and Underground Space Technology*, vol.23, pp.461-475.
- O'Reilly M.P., New B.M. (1982). Settlements above tunnels in the United Kingdom – their magnitude and Prediction. *Tunnelling*, vol. 82, pp. 173-181.
- PLAXIS 2D (2015). Reference Manual.
- Potts D. M., Zdravkovic L. (2001) Finite element analysis in geotechnical engineering : application. Thomas Telford, London.
- Schanz T., Vermeer P.A., Bonnier, B.G. (1999) The hardening soil model: formulation and verification. *Beyond 2000 in Computational Geotechnics*, Balkema, Rotterdam, pp 281-290