

# Effet de creusement au tunnelier : Cas de la nouvelle ligne de métro de Toulouse

## Excavation-Induced Effects of Tunnel Boring Machines: The Case of the New Toulouse Metro Line

Abdelilah ERRAHALI<sup>1\*</sup>, Emmanuel BOURGEOIS<sup>2</sup>, Thibault BADINIER<sup>1</sup>, Alain LE KOUBY<sup>1</sup>

<sup>1</sup> Univ Gustave Eiffel, GERS-SRO, F-77454 Marne-la-vallée, France

<sup>2</sup> Univ Gustave Eiffel, Cosys-IMSE, F-77454 Marne-la-vallée, France

\*[abdelilah.errahali@univ-eiffel.fr](mailto:abdelilah.errahali@univ-eiffel.fr)

**RESUME :** Cette étude présente une modélisation numérique tridimensionnelle du creusement de la nouvelle ligne C du métro de Toulouse. La méthodologie suivie intègre l'exploitation des sondages géotechniques, la définition d'un modèle géotechnique de la zone, ainsi que la détermination des paramètres à partir d'essais en laboratoire et in situ. Le creusement est modélisé en imposant des déformations sur des éléments de coque dans le maillage. Les résultats numériques ont ensuite été confrontés aux tassements mesurés en surface. L'utilisation initiale du modèle Hardening Soil Model (HSM) avec élasticité isotrope permet de reproduire la tendance générale de la cuvette de tassement, mais sous-estime sa profondeur et surestime son extension latérale par rapport aux observations réelles. Pour améliorer les résultats, on a implémenté dans le logiciel CESAR-LCPC une version du HSM avec une élasticité anisotrope. Une méthode d'évaluation du niveau d'anisotropie, basée sur l'essai au cylindre creux, a également été proposée. Le modèle anisotrope obtenu génère une cuvette de tassement en très bon accord avec les mesures de terrain, validant la pertinence de l'intégration de l'anisotropie dans la modélisation du creusement. Cette approche améliore ainsi significativement la capacité prédictive du modèle pour l'évaluation des déformations induites par le creusement au tunnelier en milieu urbain, tout en reposant uniquement sur les propriétés géotechniques déterminées expérimentalement et non sur un calage basé sur les mesures de tassements.

**ABSTRACT:** This study presents a three-dimensional numerical modelling approach to simulate the excavation of the new Line C of the Toulouse metro. The methodology combines the interpretation of geotechnical boreholes, the development of a geotechnical model of the area, and the determination of soil parameters from laboratory and in-situ tests. The excavation process is modelled by imposing deformations on shell elements in the mesh. Numerical results were then compared with surface settlement measurements. The initial use of the Hardening Soil Model (HSM) with isotropic elasticity reproduces the general shape of the settlement trough, but underestimates its depth and overestimates its lateral extent compared with the observed data. To improve accuracy, an anisotropic elastic formulation was introduced into the HSM as implemented in the CESAR-LCPC software. A method for evaluating the degree of anisotropy, based on Hollow Cylinder Test results, was also proposed. The resulting anisotropic model produces a settlement trough that closely matches field measurements, confirming the relevance of incorporating anisotropy into the excavation modelling. This approach significantly enhances the predictive capability of the model for assessing deformations induced by tunnel boring in an urban environment, while relying solely on experimentally determined geotechnical properties and not on any calibration based on settlement measurements.

**Mots-clés:** Tunnel urbain; Hardening Soil Model; Anisotropie élastique ; Essai au cylindre creux; Tassements en surface.

### 1 INTRODUCTION

Les impératifs du développement durable rendent incontournable le recours aux infrastructures souterraines notamment les tunnels, les gares et les stations pour répondre aux besoins croissants en matière de transport. Cependant, l'excavation en milieu urbain engendre des risques réels : le passage de tunneliers à faible profondeur provoque des mouvements et des tassements du sol susceptible d'affecter le bâti existant, en particulier les fondations profondes.

De nombreux chercheurs ont étudié la modélisation des mouvements induits par le creusement des tunnels, mais la prédiction de la réponse du sol et les ouvrages existants au passage d'un tunnelier demeure un défi. Dans le cadre de cette problématique, le projet de recherche ANR E-PILOT a été lancé en 2022. Financé par l'ANR et piloté par l'Université Gustave Eiffel, il regroupe dix partenaires publics et privés et a pour objectif d'améliorer la compréhension et la maîtrise des phénomènes liés au creusement des tunnels et leurs impacts sur les structures existantes. Le projet étudié

dans cet article concerne la construction de la nouvelle ligne de métro toulousaine. Cette troisième ligne, baptisée Toulouse Aerospace Express (TAE), s'étendra sur 21,7 km et comprendra 21 stations. Elle reliera, d'un côté, le site d'Airbus à Colomiers, au nord-ouest de l'agglomération, et de l'autre, Airbus Defence and Space au sud. Cette étude vise à prédire la réponse du sol en surface lors du creusement, sans procéder à aucun calage préalable sur les mesures. Elle s'appuie sur une démarche expérimentale et numérique, allant de l'exploitation des données géotechniques et de l'établissement du modèle géotechnique de la zone, jusqu'à la modélisation numérique, en passant par la détermination des paramètres issus des essais en laboratoire. L'essai au cylindre creux a été utilisé pour la caractérisation de l'anisotropie élastique du sol. Les résultats numériques obtenus ont ensuite été comparés aux tassements mesurés en surface.

## 2 PRÉSENTATION DU SITE

### 2.1 Modèle géotechnique du terrain

Selon la note géotechnique du projet, Toulouse est implantée sur la plaine alluviale de la Garonne développée dans des formations molassiques d'âge Oligocène supérieur à Miocène inférieur. Ces dépôts détritiques fluviaux, à faciès lenticulaires et lithologie hétérogène, présentent des épaisseurs variables contrôlées par la structuration tectonique régionale, notamment la faille de Muret.

Dans cette partie, l'objectif est d'établir un modèle géotechnique représentatif de la zone où sont effectuées les mesures renforcées (station SMR-3). Les données étudiées proviennent d'un sondage pressiométrique 20+835 SP et d'un sondage carotté 20+830 SC+PZ, réalisés dans l'emprise de la station. La Figure 1 présente l'implantation de ces deux sondages par rapport à la station. L'axe du tunnel est situé à 20,2 m de profondeur et son diamètre est de 9,3 m. Afin de caractériser correctement le comportement des terrains influencés par le creusement, il est nécessaire d'établir un modèle géotechnique sur une profondeur d'environ 30 m. Le sondage carotté révèle une géologie hétérogène due à la diversité des faciès identifiés : fins, moyens et grossiers et une simplification est nécessaire pour l'analyse. Sur la base des observations effectuées sur les résultats du sondage pressiométrique de la Figure 2, le modèle stratigraphique retenu est organisé en trois couches : Couche de surface notée R, couche formée d'une molasse relativement moins compacte (altérée) nommée MA et une couche formée de la molasse compacte nommée MC (Tableau 1). La nappe

phréatique se trouve à une profondeur de 5,9 m sous la surface du terrain, la couche de la molasse altérée MA est ainsi subdivisée en deux sous-couches : humide (MA-hum) et saturée (MA-sat).

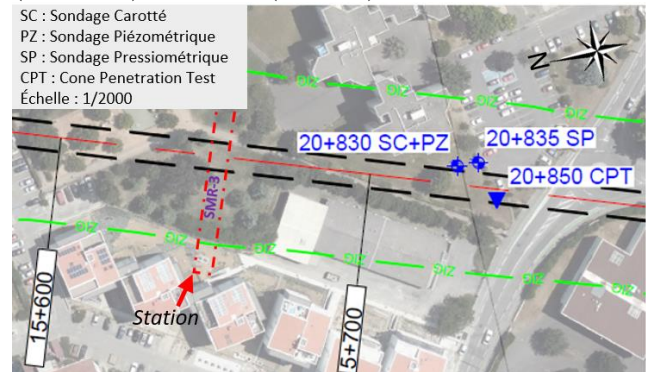


Figure 1: Localisation du sondage carotté et du sondage pressiométrique par rapport à la station de mesures renforcées SMR-3 (figure modifiée d'après Tisséo)

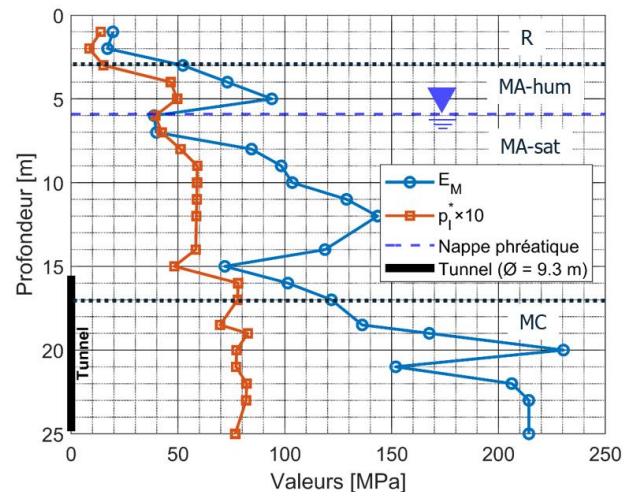


Figure 2: Variation du module pressiométrique et de la pression limite avec la profondeur

Tableau 1: stratigraphie retenue pour le massif

Couches	Profondeur	Description
Remblais et alluvions fines à grossières (R)	0-3 m	limons sablo-graveleux, calcaire
Molasse altérée humide (MA-hum)	3-5,9 m	Sable fin à moyen limoneux, marne calcaire à passage limoneux
Molasse altérée saturée (MA-sat)	5,9-17 m	
Molasse compacte saturée (MC)	17-30 m	Limons sableux, limons argileux, sables fins serrés, marne calcaire à passage limoneux

## 2.2 Évaluation des propriétés mécaniques

### 2.2.1 Paramètres de résistance

Des essais triaxiaux consolidés drainés ont été effectués sur sol intact à différentes profondeurs entre 10m et 25 m dans la molasse. L'ensemble des courbes de réponse du sol présentent un pic dans le plan  $\varepsilon_z - q$   $\varepsilon_z$  étant la déformation axiale et  $q$  est la contrainte déviatorique, traduisant un comportement dilatant. Les valeurs de la contrainte déviatorique et de la contrainte moyenne effective  $p'$ , à la rupture (valeur au pic) ainsi qu'à l'état final (valeurs résiduelles), sont présentées dans la Figure 3. Pour les états de contrainte atteignant le critère de rupture de Mohr-Coulomb, on a :

$$q = Mp' + N \quad (1)$$

où les constantes M et N sont définies en fonction de l'angle de frottement interne  $\varphi'$  et de la cohésion effective  $c'$  par les relations suivantes :

$$M = 6 \frac{\sin \varphi'}{3 - \sin \varphi'} ; N = 6 \frac{\cos \varphi'}{3 - \sin \varphi'} c' \quad (2)$$

La régression linéaire des mesures donne les paramètres de résistance récapitulés dans le Tableau 2.

Tableau 2: paramètres de résistance obtenus pour la molasse Toulousaine

Résistance maximale $M = 1,31$ $N = 208$ kPa	Résistance ultime $M = 0,95$ $N = 186$ kPa
$\varphi'_{pic} = 32^\circ$ $c'_{pic} = 100$ kPa	$\varphi'_{ult} = 24^\circ$ $c'_{ult} = 88$ kPa

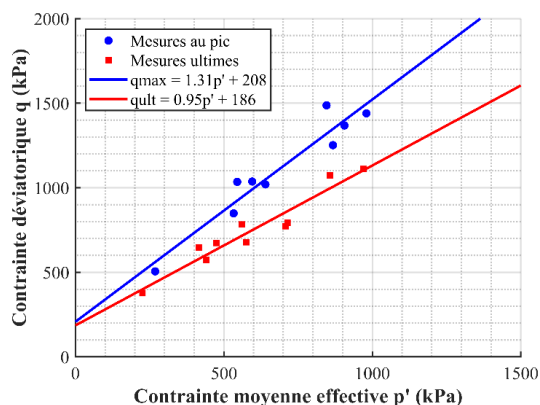


Figure 3: résultats d'essais à l'appareil triaxial sur la molasse Toulousaine

Pour la couche de remblai, les valeurs recommandées dans la note géotechnique du projet sont retenues :  $\varphi' = 25^\circ$  ,  $c' = 0$  kPa. Le comportement de la molasse étant dilatant, l'angle de dilataance  $\psi$  mesuré sur les courbes de variation des déformations volumiques en fonction de la déformation axiale pour neuf essais, varie entre 0 et  $10^\circ$  avec une valeur moyenne de  $4,32^\circ$  et un écart type de  $3,38^\circ$ . On retient pour la modélisation une valeur de

$5^\circ$  pour la molasse et on considère que la couche de remblai est lâche et contractante ( $\psi = 0^\circ$ ).

### 2.2.2 Coefficient des terres au repos $K_0$

Le coefficient des terres au repos définit l'état de contraintes géostatique en place :

$$K_0 = \frac{\sigma'_{h0}}{\sigma'_{v0}} \quad (3)$$

où  $\sigma'_{h0}$  et  $\sigma'_{v0}$  sont respectivement la contrainte horizontale et verticale effectives initiales. Le coefficient  $K_0$  peut-être évalué à partir de la formule proposée par (Mayne et Kulhawy, 1982) :

$$K_0 = (1 - \sin(\varphi'))\sqrt{OCR} \quad (4)$$

où OCR est le rapport de sur-consolidation défini par le rapport entre de la contrainte de préconsolidation  $\sigma'_p$  et la contrainte verticale en place  $\sigma'_{v0}$ . La contrainte de préconsolidation peut être déterminée à l'aide d'un essai à l'oedomètre. La Figure 4 montre une courbe de compressibilité résultat d'un essai à l'oedomètre réalisé sur une éprouvette du sol prélevée à 12 m de profondeur. Une contrainte de préconsolidation est ainsi évaluée à 407 kPa. Tenant compte de la nappe à 5,9 m la contrainte verticale effective in-situ est de l'ordre de 180 kPa à la même profondeur. On obtient ainsi pour la molasse un OCR de 2,26 et, en utilisant l'équation (4),  $K_0 = 0,7$ . On suppose que la couche de remblai est constituée de sols normalement consolidés (OCR=1), ce qui donne  $K_0 = 0,6$ .

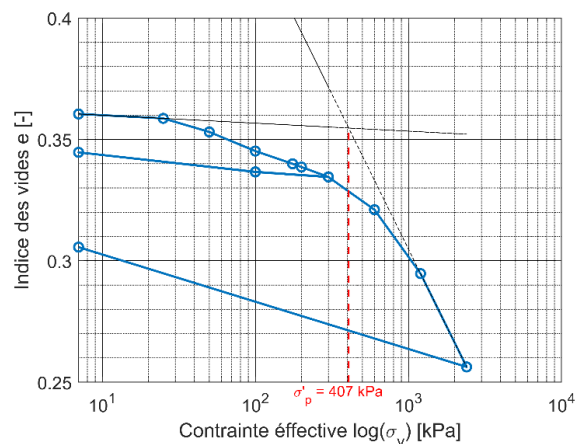


Figure 4: résultat d'un essai oedométrique sur une éprouvette prélevée à une profondeur de 12m

### 2.2.3 Propriétés élastiques du massif

La loi de comportement adoptée pour le massif est la loi Hardening Soil Model (HSM) (Schanz et al., 1999). Les caractéristiques élastiques de cette loi sont déterminées pour chaque couche en suivant la démarche suivante :

- Évaluation du module pressiométrique moyen de la couche  $E_M$  à partir du profil représenté dans la Figure 2.

- Utilisant le coefficient rhéologique du sol  $\alpha$  qui dépend de la nature du sol, on évalue le module élastique de chargement par  $E_{50,ref} = E_M/\alpha$ .
- Le module de déchargement-rechargement  $E_{ur,ref}$  est pris égal à trois fois le module de chargement  $E_{50ref}$  :  $E_{ur,ref} = 3E_{50,ref}$ .

Le modèle HSM met en œuvre une élasticité non-linéaire :

$$E = E_{ref} \left( \frac{c' + \sigma_3 \tan(\varphi')}{c' + p_{ref} \tan(\varphi')} \right)^m \quad (5)$$

L'exposant de non-linéarité  $m$  est pris ici égal à 0,5. Étant donné que les modules de référence ont été évalués comme la valeur moyenne sur chaque couche, la contrainte de référence  $p_{ref}$  est prise égale à la contrainte moyenne effective au milieu de la couche :  $p_{ref} = \frac{2K_0+1}{3} \sigma'_v$  où  $\sigma'_v$  est la contrainte verticale effective calculée au milieu de la couche. L'ensemble des paramètres nécessaire au modèle HSM est résumé dans le Tableau 3.

Tableau 3: Propriétés mécaniques retenues pour le massif

	R	MA-hum	MA-sat	MC
Profondeur (m)	0-3m	3-5.9m	5.9-17m	17m-30m
Poids volumique (kN/m <sup>3</sup> )	20	21.5	21.5	21.5
$E_M$ (MPa)	18	66	93	180
$\alpha$	1/2	2/3	2/3	2/3
$E_{50ref}$ (MPa)	36	95	139	270
$E_{ur,ref}$ (MPa)	108	284	418	811
$p_{ref}$ (kPa)	29	66	147	236
$\nu$	0.2	0.3	0.3	0.3
$c'$ (kPa)	0	100	100	100
$\varphi'$ (°)	25	32	32	32
$\psi$ (°)	0	5	5	5
$R_f$	0.95	0.95	0.95	0.95
$m$	0.5	0.5	0.5	0.5
$K_0$	0,6	0,7	0,7	0,7

### 2.3 Mesures in-situ

Le passage du tunnelier dans la zone de la station de mesures renforcées SMR-3 a eu lieu le 21 septembre 2024. Cette zone a été instrumentée au moyen de capteurs de déplacement et de prismes topographiques afin de suivre les variations longitudinales et transversales des déplacements en surface. Les

tassements mesurés dans l'emprise du tunnel, obtenus à partir des prismes topographiques (désignés par PR\_ suivis de leur point kilométrique dans la Figure 5) correspondent à des mesures automatiques et sont présentés dans la Figure 6. Ces données couvrent une période de trois semaines avant et trois semaines après le passage du tunnelier dans la zone. L'instrumentation transversale de la station SMR-3 a également permis de suivre l'évolution de la cuvette transversale de tassements pendant le creusement ; ces cuvettes sont illustrées dans la Figure 7. Ces résultats montrent un tassement final autour de 5 mm. Habituellement la cuvette de tassement est décrite selon la loi gaussienne de (Peck,1969) :

$$S(x) = S_{max} e^{-\frac{1}{2} \left( \frac{x}{i} \right)^2} \quad (6)$$

où  $x$  représente la distance à l'axe du tunnel,  $S_{max}$  est le tassement maximal et  $i$  est la distance au point d'inflexion de la cuvette. Ce paramètre caractérise sa largeur, il correspond à l'abscisse pour laquelle  $S(x)$  vaut 60% du tassement maximal ; Dans notre cas, on a :  $S_{max} = 5 \text{ mm}$  et  $i = 5 \text{ m}$ .

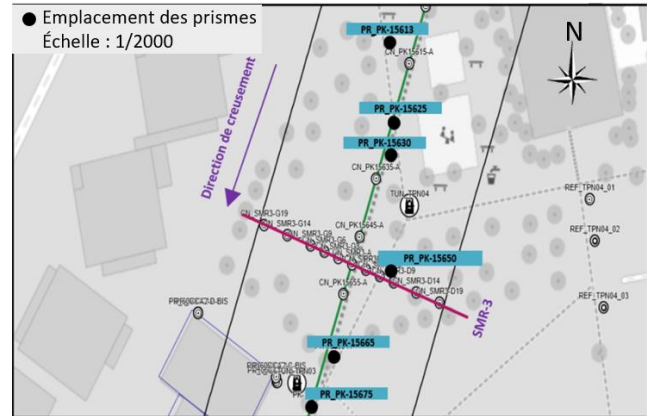


Figure 5: Station de mesures renforcées (SMR-3) et l'instrumentation

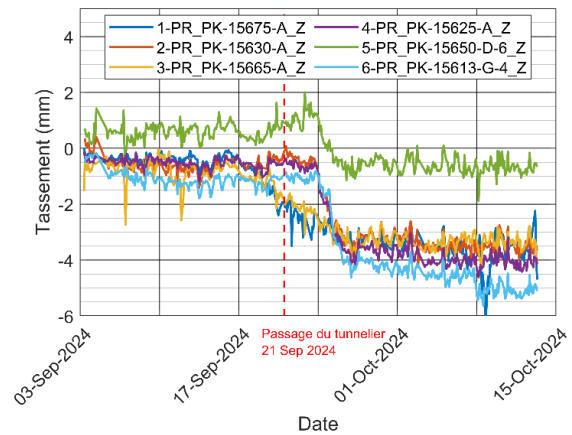


Figure 6: Tassements en surface mesurés au voisinage de la station SMR-3 entre 03 septembre et 13 octobre 2024.

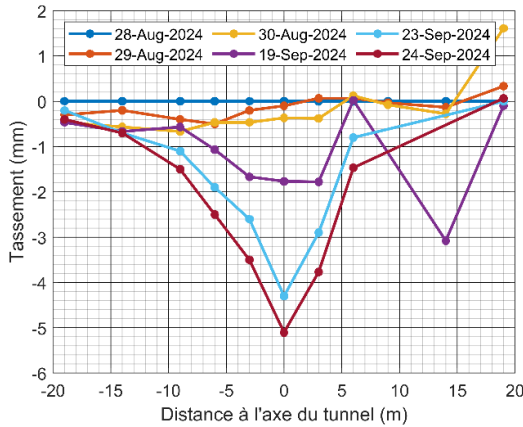


Figure 7: Cuvettes de tassement mesurés en surface sur la station SMR-3.

## 2.4 Modélisation numérique 3D sur CESAR-LCPC

### 2.4.1 Méthode de simulation de creusement

Le logiciel de calcul par éléments finis CESAR-LCPC est utilisé pour la modélisation numérique. Le massif est modélisé par des éléments de volume et le support du tunnel est modélisé avec des éléments de coques avec une largeur de 1,6 m correspondant aux anneaux mis en place pour le projet étudié. Leur comportement est considéré élastique isotrope, leur épaisseur est de 40 cm, le module de Young  $E_c$  est pris égal à celui d'un soutènement en béton 30 GPa et le coefficient de Poisson à 0,2. Pour des raisons de symétrie, seulement une moitié du massif est modélisée. La géométrie du modèle fait 144 m de longueur, 60 m de largeur et 30 m de profondeur. Elle correspond à 90 anneaux modélisés. La simulation est faite en deux étapes. La première consiste à initialiser le massif par les contraintes géostatiques définies par  $K_0$ . La deuxième étape concerne le creusement du tunnel modélisé à l'aide de la méthode des déformations imposées sur les coques ; cette méthode consiste à activer progressivement les coques et appliquer une déformation de contraction  $\varepsilon_0$  à la coque activée. CESAR-LCPC permet de faire le choix entre une déformation isotrope ou bien une déformation radiale dans un plan défini par son vecteur normal. Pour le creusement au tunnelier, on a adopté le deuxième choix : on a appliqué la déformation seulement dans le plan perpendiculaire à l'axe du tunnel.

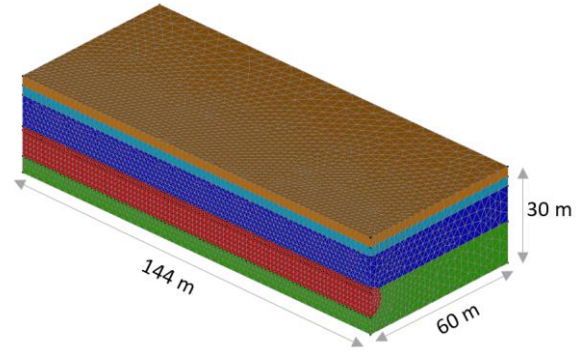


Figure 8: Maillage sur CESAR-LCPC : 195 341 nœuds et 141 704 éléments

### 2.4.2 Méthode d'estimation de la déformation imposée au soutènement

On propose d'évaluer la déformation du soutènement à l'équilibre au moyen de la méthode convergence-confinement (Panet, 1995). Ce choix permet de réaliser une prédiction de classe A au sens de (Lambe, 1973), fondée exclusivement sur les propriétés géotechniques du terrain, sans recourir aux mesures de tassement. En effet, la déformation de la paroi du tunnel est généralement corrélée au volume de la cuvette observée en surface, relation qui peut être exploitée en s'appuyant sur le retour d'expérience de chantiers similaires. La méthode de convergence-confinement permet de ramener le caractère tridimensionnel du creusement au tunnelier à une modélisation bidimensionnelle à l'aide d'un paramètre appelé taux de déconfinement  $\lambda$ , représentant la part de la pression de confinement relâchée au fur et à mesure de l'avancement du tunnel. Elle est basée sur un nombre d'hypothèses, notamment l'homogénéité et l'isotropie du massif. Au moment de la pose de soutènement, le sol atteint déjà un niveau de déconfinement dépendant de la méthode de creusement. Dans le cas du projet de construction du métro de Toulouse, le creusement est réalisé avec un tunnelier à pression de terre EPBM (Earth Pressure Balance Machine). Le tunnelier applique une pression de confinement  $p_f$  au front de taille. Si on note  $\sigma_0$  la contrainte initiale au niveau du tunnel, on peut estimer le taux de déconfinement initial  $\lambda_d$  (avant la pose du support) de la façon suivante :

$$\lambda_d = 1 - \frac{p_f}{\sigma_0} \quad (7)$$

La Figure 9 représente deux exemples de la variation de la pression de confinement  $p_f$  appliquée par le tunnelier sur le front de taille, mesurée en différents points de la roue de coupe pour deux positions différentes du tunnelier. On peut retenir une valeur moyenne de  $p_f = 2 \text{ bars} = 200 \text{ kPa}$ . L'axe du tunnel se trouve à 20 m de profondeur, soit une

contrainte de  $\sigma_0 = 400 \text{ kPa}$  pour un poids volumique du sol de  $20 \text{ kN/m}^3$ . Le sol atteint ainsi un taux de déconfinement  $\lambda_d$  de 50% juste avant l'installation du support;

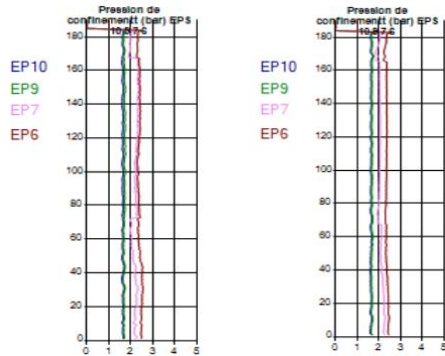


Figure 9: extrait des données de pressions de confinement mesurée en 4 points sur le front de taille en deux positions différentes du tunnelier (Tisséo)

On considère un module moyen du sol  $E_{moy} = 372 \text{ MPa}$  représentatif du massif calculé de la manière suivante :  $\frac{\sum h_i}{E_{moy}} = \sum \frac{h_i}{E_{uri}}$  où  $h_i$  et  $E_{uri}$  représentent les épaisseurs et les modules des couches.

Tableau 4: paramètres retenus pour l'application de la méthode convergence-confinement

E	$\nu$	$\phi'$	$c'$	$\psi$
372 MPa	0.3	32 °	100 kPa	5°
$E_{support}$	$\nu_{support}$	Épaisseur	$\sigma_0$	$\lambda_d$
30 GPa	0.2	40 cm	400 kPa	50%

Les courbes de réponse du sol et du support ont été établies en utilisant le critère de Mohr-Coulomb comme critère de plastification dans la méthode de convergence confinement (Panet, 1995). Elles sont présentées à la Figure 10. À l'équilibre (intersection entre les deux courbes), la déformation vaut environ  $\varepsilon_0 = 0.08\%$ .

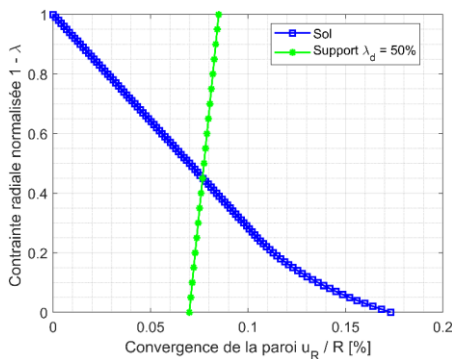


Figure 10: courbes de réponse de la paroi du tunnel et du support obtenues à l'aide de la méthode convergence confinement

### 2.4.3 Résultats de la simulation numérique

Après avoir estimé la déformation à imposer aux coques, la simulation de creusement est réalisée sur CESAR-LCPC suivant la méthode décrite dans la partie 2.4.1. La cuvette de tassement obtenue utilisant la loi de comportement HSM est représentée dans la Figure 11. Le modèle permet de reproduire la tendance générale de la cuvette de tassement, mais sous-estime sa profondeur (3,2 mm contre 5,2 mm mesurés) et surestime son extension latérale par rapport aux observations réelles : le point d'inflexion se trouve à  $i = 12\text{m}$  contre 5 m mesurés.

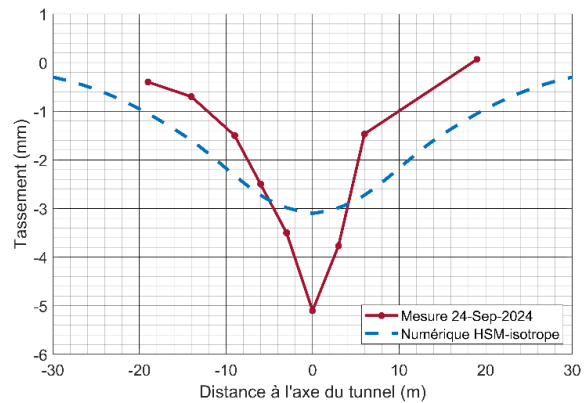


Figure 11: Comparaison entre la cuvette de tassement obtenu numériquement avec la loi HSM isotrope et les mesures.

De nombreuses études ont montré que la prise en compte d'un comportement anisotrope permet d'améliorer la forme de la cuvette obtenue par la modélisation numérique par éléments finis (par exemple Franzius et al., 2005; Gilleron, 2016; Errahali et al., 2025). On propose dans la partie suivante une démarche pour tenir compte cette anisotropie.

### 2.5 Prise en compte de l'anisotropie du sol

Le comportement élastique d'un sol à isotropie transverse est caractérisé par cinq paramètres indépendants : deux modules de Young horizontal et vertical  $E_h$  et  $E_v$ , deux coefficients de Poisson dans les deux directions  $\nu_{hh}$  et  $\nu_{vh}$  et finalement un module de cisaillement  $G_{vh}$  dans le plan vertical. Pour évaluer le niveau d'anisotropie du sol, on a utilisé l'essai au cylindre creux. Une étude analytique préalable a permis d'élaborer un protocole permettant la détermination des paramètres élastiques d'un sol à isotropie transverse (Errahali et al., 2025). Dans un tel essai, l'éprouvette de sol prend la forme d'un cylindre creux et peut être soumise à une pression interne  $p_i$ , une pression externe  $p_e$ , une force verticale (ou de manière équivalente une déformation verticale) et un moment de torsion permettant de réaliser un cisaillement en torsion. En faisant varier indépendamment les pressions interne et externe  $p_i$  et

$p_e$ , et empêcher la déformation axiale de l'éprouvette, une compressibilité horizontale de l'échantillon  $K_h$  donnée en fonction des paramètres du sol anisotrope :

$$K_h = \frac{1}{2} \frac{E_h}{1 - \nu_{hh} - 2 \frac{E_h}{E_v} \nu_{vh}^2} \quad (8)$$

Un essai a été réalisé sur une éprouvette de molasse intacte, de diamètre  $D_e = 90$  mm, prélevée à une profondeur de 23 m. L'éprouvette a été progressivement forcée jusqu'à obtenir un diamètre interne  $D_i = 60$  mm puis taillée à une hauteur  $H=180$  mm. L'étude analytique a montré qu'en domaine élastique, et quand la déformation verticale est empêchée, la variation du rayon moyen due aux variations des pressions externe et interne de l'éprouvette  $p_e$  et  $p_i$  est linéaire :

$$\frac{\Delta R_m}{R_m} = -\frac{p_e}{K_e} + \frac{p_i}{K_i} \quad (9)$$

Les constantes  $K_e$  et  $K_i$  permettent d'évaluer la compressibilité  $K_h$  :

$$K_h = \frac{1}{2} \frac{K_i K_e}{K_i - K_e} \quad (10)$$

À la fin de la consolidation, deux incréments de 10 kPa de pressions  $p_i$  et  $p_e$  ont été appliqués successivement à une vitesse de 1kPa/min. La déformation radiale a été évaluée à partir des volumes de l'échantillon et du creux intérieur. La Figure 12 représente la réponse du sol aux deux incréments de contraintes. La régression linéaire donne :  $K_i = 39,84$  MPa et  $K_e = 38,77$  MPa, soit  $K_h = 723,90$  MPa.

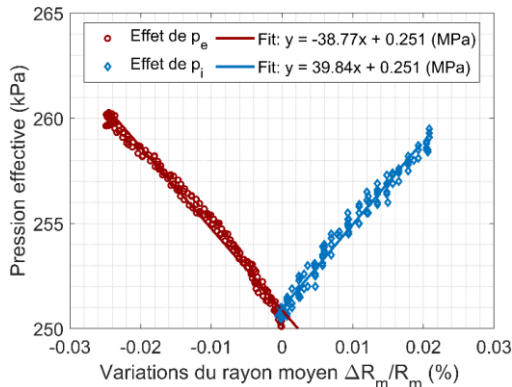


Figure 12: la réponse de l'éprouvette aux pressions interne  $p_i$  et externe  $p_e$  quand la déformation verticale est empêchée

Connaissant le paramètre  $K_h$  on peut estimer le module horizontal pour chaque couche par :

$$\frac{E_h}{E_v} = \frac{1 - \nu_{hh}}{2K_h + 2\nu_{vh}^2} \quad (11)$$

Les valeurs obtenues pour  $\nu_{vh} = \nu_{hh} = 0,3$  sont récapitulées dans le Tableau 5.

Tableau 5: Module horizontal obtenu pour chaque couche de la molasse

Couche	MA-hum	MA-sat	MC
$E_v$ (MPa)	284	418	811
$E_h/E_v$ par éq. (11)	1.86	1.50	0.95
$E_h$ (MPa)	528	624	767

Le module de cisaillement de vertical  $G_{vh}$  est évalué à partir d'un essai de torsion, la Figure 13 montre la dégradation du module de cisaillement avec la distorsion engendrée lors de la rotation ; on retient une valeur de  $G_{vh} = 33$  MPa.

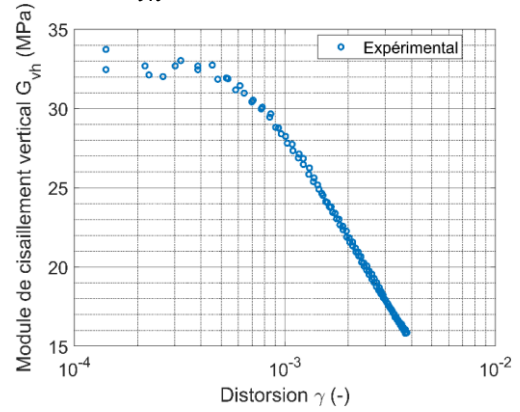


Figure 13: Dégradation du module de cisaillement vertical avec la distorsion

Le module de cisaillement horizontal est défini par  $G_{hh} = E_h/2(1 + \nu_{hh})$ . Les rapports du module de cisaillement vertical et horizontal pour les différentes couches de molasse sont récapitulés dans le Tableau 6.

Tableau 6: Ratios des modules de cisaillement obtenus

Couche	MA-hum	MA-sat	MC
$G_{vh}/G_{hh}$	0.16	0.13	0.11

La loi HSM est à l'origine formulée comme une loi isotrope. Toutefois, dans le cadre de ce travail, l'équipe de développement de CESAR-LCPC à l'Université Gustave Eiffel, y a intégré une variante comportant une élasticité anisotrope. Les informations supplémentaires à donner par l'utilisateur, en plus des propriétés dans la direction verticale, sont les niveaux d'anisotropie représentés par les ratio des paramètres dans les deux directions :  $E_v/E_h$ ,  $G_{vh}/G_{hh}$ ,  $\nu_{vh}/\nu_{hh}$ .

Un deuxième calcul a été réalisé tenant compte de l'anisotropie du sol. Les cuvettes de tassements obtenues avec et sans prise en compte de l'anisotropie sont comparées aux mesures dans la Figure 14. L'intégration de l'anisotropie dans le modèle a permis d'améliorer de manière significative la forme de la cuvette. Les cuvettes normalisées représentées dans la Figure 15 permettent de mieux visualiser leurs largeurs.

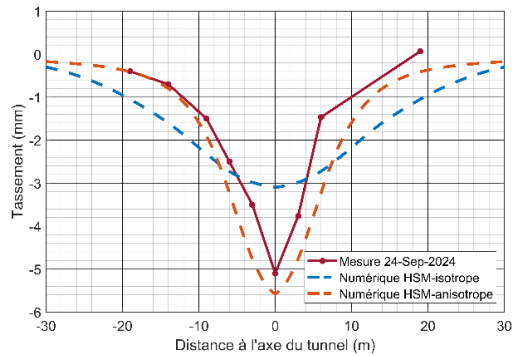


Figure 14: Comparaison entre la cuvette de tassement expérimentale et la cuvette obtenue par la loi HSM avec et sans intégration de l'anisotropie élastique du sol

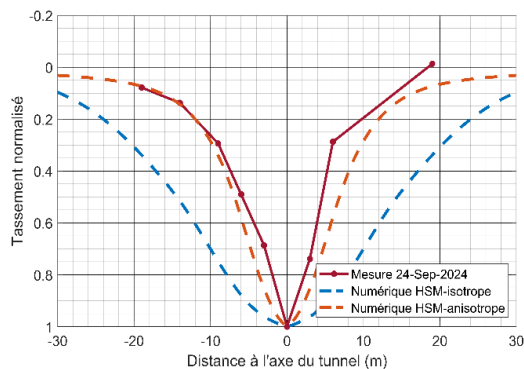


Figure 15: Comparaison entre les cuvettes de tassement normalisées

### 3 CONCLUSIONS

Cette étude a permis de démontrer la capacité d'une modélisation numérique tridimensionnelle, reposant sur les déformations imposées sur les coques, à reproduire de façon réaliste la réponse en surface du creusement de la ligne C du métro de Toulouse. L'approche adoptée, fondée exclusivement sur les données géotechniques issues des sondages et des essais en laboratoire, montre que le modèle HSM à élasticité isotrope ne représente pas bien l'étendue transversale de la cuvette de tassement observée.

L'intégration d'une élasticité anisotrope, appuyée par une méthode dédiée d'évaluation du niveau d'anisotropie à l'aide de l'essai au cylindre creux, conduit en revanche à une nette amélioration de la concordance entre les résultats numériques et les mesures de terrain. Ces résultats confirment l'importance de considérer l'anisotropie des sols dans l'analyse des déformations induites par un tunnelier en milieu urbain.

### 4 REMERCIEMENTS

Les résultats présentés dans cet article ont été obtenus dans le cadre du projet de recherche français

E-PILOT (Étude de l'impact sur les Pieux LOrs du passage d'un Tunnelier), ANR-21-CE22-0011. E-PILOT est un projet collaboratif industriel consacré à l'étude du comportement des pieux pendant le creusement de tunnels. Le projet, piloté par l'Université Gustave Eiffel, réunit quatre entreprises de construction ou de conseil du secteur du génie civil, deux maîtres d'ouvrage ainsi que quatre universités et laboratoires de recherche. Le projet est financé par les partenaires, l'ANR et le MTE. Nous tenons à remercier Tisséo Ingénierie de nous avoir autorisé à publier les mesures effectuées lors des travaux du métro de Toulouse. Nous remercions également Madame Rim Khribia de Bouygues Travaux Publics pour son accompagnement dans l'analyse des données de mesure.

### 5 REFERENCES

- Mayne, P.W., & Kulhawy, F.H. (1982).  $K_0$ -OCR relationships in soil, *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, ASCE, 108(GT6), 851–869.
- Schanz, T., Vermeer, P.A., & Bonnier, P.G. (1999). The hardening soil model: Formulation and verification, dans : *Beyond 2000 in Computational Geotechnics*, Balkema, Rotterdam, pp. 281–296.
- Panet, M. (1995). Le calcul des tunnels par la méthode convergence-confinement. Ed. Presses de l'école nationale des Ponts et Chaussées.
- Peck, R.B. (1969). Deep excavations and tunnelling in soft ground, *Proc. 7th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng.*, Mexico City.
- Lambe, T. (1973). Predictions in soil engineering, *Géotechnique*, 23(2), pp. 149–202.
- Franzius, J., Potts, D., & Burland, J. (2005). The influence of soil anisotropy and  $K_0$  on ground surface movements resulting from tunnel excavation, *Géotechnique*, 55(3), pp. 189-199.
- Gilleron, N. (2016). Méthode de prévision des tassements provoqués par le creusement des tunnels urbains et influence des présoutènements, Thèse de doctorat, Université Paris-Est.
- Errahali, A., Bourgeois, E., Badinier, T., & Le Kouby, A. (2025). The impact of soil anisotropy on surface settlements induced by tunnelling: A revealing parametric study and nomogram development to improve modelling practice. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*. <https://doi.org/10.1002/nag.70158>
- Errahali, A., Bourgeois, E., Badinier, T., Le Kouby, A., & Horabik, A. (2025). Study of natural soil anisotropy using hollow cylinder tests, dans : *Proceedings of the European Young Geotechnical Engineers Conference*, Rijeka, Croatie