

# INTERNATIONAL SOCIETY FOR SOIL MECHANICS AND GEOTECHNICAL ENGINEERING



*This paper was downloaded from the Online Library of the International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (ISSMGE). The library is available here:*

<https://www.issmge.org/publications/online-library>

*This is an open-access database that archives thousands of papers published under the Auspices of the ISSMGE and maintained by the Innovation and Development Committee of ISSMGE.*

# Modélisation 3D du creusement de tunnel par tunnelier à front pressurisé – Validation sur 3 cas d'études

Shield tunnelling - Validation of a complete 3D numerical simulation on 3 different case studies

R. Demagh

Université de Batna, Département de Génie Civil, Algérie

F. Emeriault & R. Kastner

Univ. Lyon, INSA-Lyon, LGCIE, F69621, France

## RÉSUMÉ

La réalisation de tunnels à faible profondeur en site urbain nécessite une évaluation préalable des effets du creusement sur les ouvrages existants. Dans le cas du creusement par tunnelier à front pressurisé, les différentes opérations réalisées par le tunnelier rendent très complexe une modélisation numérique complète du problème et donc l'évaluation des mouvements induits. Une procédure de simulation tridimensionnelle, utilisant le code en différences finies Flac-3D, prenant en compte de manière explicite les principales sources de mouvements dans le massif encaissant est proposée et appliquée dans trois cas de chantiers supports, différents par le type de pressurisation du front, la nature des sols traversés ou leurs caractéristiques mécaniques. La confrontation des résultats de simulation numérique avec les mesures in-situ montre que la procédure de simulation 3D proposée est pertinente, en particulier dans la représentation adoptée pour les différentes opérations réalisées par le tunnelier (excavation, soutènement du front de taille, avancement, pose du revêtement, injection du vide annulaire, ...).

## ABSTRACT

The excavation of shallow tunnels in urban areas requires a previous evaluation of their effects on the existing constructions. In the case of shield tunnel boring machines, the different achieved operations are very complex to represent in a complete numerical simulation. Therefore the assessment of the tunneling-induced soil movements is difficult. A three-dimensional simulation procedure, using finite differences code Flac-3D, taking into account in an explicit manner the main sources of movements in the soil mass is proposed and applied to three different case studies (different type of face support, nature of soils or mechanical characteristics). The comparison of the numerical simulation results with the in-situ measurements shows that the 3D procedure of simulation proposed is relevant, in particular in the adopted representation for the different operations achieved by the tunnel boring machine (excavation, confining pressure, advancement, installation of the tunnel lining, grouting of the annular void, ...).

Keywords : Tunnel boring machine, 3D numerical simulation, confining pressure, grouting, in-situ monitoring

## 1 INTRODUCTION

Lors du creusement de tunnels par tunnelier à front pressurisé, les déformations et mouvement du terrain environnant et les tassements de surface sont le résultat d'une succession d'opérations complexes : abattage et soutènement du front, avancement du tunnelier, injection de remplissage du vide annulaire, percolation de coulis et de boue le long du tunnelier, consolidation et prise du coulis... Cette complexité rend la simulation numérique explicite du creusement difficile. Des procédures de simulation numérique 3D du creusement de tunnel par bouclier à front pressurisé, dans les sols meubles et aquifères, ont été proposées par divers auteurs durant la dernière décennie: Mroueh et Shahrour (1999), Dias et al. (2000), Broere et Brinkgreve (2002), Kasper et Meschke (2004) et Bezuijzen et al. (2006). La confrontation à des résultats d'observations faites sur chantier montre que, malgré les progrès en termes de moyens et de temps de calcul, les phénomènes induits par le passage d'un tunnelier sont encore mal connus et représentés.

Cet article propose une procédure de simulation explicite du creusement par phasage d'un tunnel. Celle-ci est appliquée à la modélisation de 3 chantiers supports qui diffèrent par la taille des tunneliers, le type de pressurisation du front et par les caractéristiques mécaniques des sols rencontrés.

## 2 SUPPORTS EXPERIMENTAUX

Trois chantiers supports, pour lesquels des résultats de mesures in-situ de qualité sont disponibles, ont été retenus pour la qualification de la procédure de simulation.

Cas 1: Ligne D du métro de Lyon (1994): le tunnelier à pression de boue de 6,3m de diamètre traverse des sols alluvionnaires hétérogènes, constitués d'argiles et de limons normalement consolidés et moyennement perméables. La section S du plot P2 (Benmebarek et al., 2000) est retenue pour une confrontation avec les mesures.

Cas 2: Ligne B du métro de Toulouse (2003): le tunnelier à pression de terre de 7,7m de diamètre traverse des mollasses essentiellement argileuses, peu perméables et fortement surconsolidées (la valeur de  $K_0$  étant proche de 1,7). La rétro-analyse numérique est faite sur la section Castéra du Lot 2 (Vanoudheusden et al., 2006).

Cas 3: Yangtze River Tunnel de Shanghai (2007): le tunnelier à pression de boue de 15,4m de diamètre est actuellement le plus grand au monde. Il traverse des horizons argileux normalement consolidés et de faible résistance non drainée (Yan, 2007).

Pour ces 3 chantiers supports, les profils géotechniques utilisés ainsi que les paramètres mécaniques des couches de sols sont résumés dans les tableaux 1 à 4.

Tableau 1. Données des tunnels

Chantier	H m	D m	C/D -	conicité mm	gap cm	largeur voussoirs cm	épaisseur voussoirs cm
1-Lyon	13,6	6,3	1,66	15	27	100	35
2- Toulouse	16,5	7,7	1,64	25	20	140	35
3- Shanghai	17,5	15,4	0,64	85	23	200	65

Tableau 2. Couches et paramètres mécaniques (Cas 1- Lyon)

Type de sol	épaisseur m	$\gamma$ kNm <sup>-3</sup>	$c'$ kPa	$\phi'$ degrés	$\psi'$ degrés	E MPa
remblais	0-3	19	30	30	17	7,8
limon brun	3-5	21	10	25	15	7,3
limon beige	5-8	21	15	32	20	7,3
limon ocre	8-12	21	15	25	14	7,3
limon gris	12-15	21	5	30	14	4,2
sables	15-18,4	21	0	34	20	28
gneiss	18,4-20	21	150	45	30	140

Le niveau de la nappe phréatique est à -3m

Tableau 3. Couches et paramètres mécaniques (Cas 2- Toulouse)

Type de sol	épaisseur m	$\gamma$ kNm <sup>-3</sup>	$K_0$	$c_u$ kPa	$\phi_u$ degrés	E MPa	$\nu$
remblais	0-4	20	0,5	0	25	25	0,30
mollasse	4-10	22	1,7	300	0	165	0,45
	>10	22	1,7	300	0	E(z)	0,45

$E(z)=9,9z+66,1$  (Vanoudheusden et al., 2006).

Le niveau de la nappe phréatique est à -4m

Tableau 4. Couches et paramètres mécaniques (Cas 3- Shanghai)

Type de sol	épaisseur m	$\gamma$ kNm <sup>-3</sup>	$c'$ kPa	$\phi'$ degrés	$c_u$ kPa	E MPa
remblais	0-7,5	17,5	13	18	0	2,84
couche <sub>3</sub>	7,5-14	17,5	17	20	25	3,60
couche <sub>4</sub>	14-27,5	17,5	14	18,1	23	2,21
couche <sub>5,1</sub>	27,5-32,5	18,5	22	21,1	41	4,24
couche <sub>5,2</sub>	32,5-47,5	18,5	12	25,9	42	6,18

Le niveau de la nappe phréatique est à -5,5m

### 3 PROCEDURE DE SIMULATION DU CREUSEMENT

La procédure de simulation du creusement proposée essaie de décrire le plus finement possible l'ensemble des opérations réalisées par le tunnelier ainsi que les phénomènes associés.

Le maillage est composé d'éléments brique à huit nœuds (75000 nœuds au plus pour le Cas 2). Les conditions aux limites sont imposées en termes de déplacements nuls dans la direction perpendiculaire aux faces (troncature du modèle). L'étendue du maillage, dans le sens longitudinal, est conditionnée par la position de la section stationnaire (tout au moins pour les Cas 1 et 2). La symétrie verticale permet de limiter la taille du modèle. Le sol est modélisé en élasto-plasticité avec le critère de rupture de Mohr-Coulomb et une règle d'écoulement non-associée nécessitant peu de paramètres.

Un bouclier de forme conique, parfaitement rigide (les nœuds sont fixés selon la méthode dite de centre fixe), modélisé avec des éléments volumiques minces est installé dans un massif vierge pour lequel un état de contrainte géostatique est instauré avec un coefficient des terres au repos  $K_0$ . Dès lors que le bouclier est totalement mis en place, la procédure de phasage du creusement de la figure 1 peut être appliquée.

L'excavation est simulée par la désactivation d'un disque d'éléments de sol, de longueur fixe égale à la longueur du voussoir. La stabilité du front de taille est contrôlée par une pression normale présentant un gradient avec la profondeur. Cette pression de soutènement, nommée  $P_{conf}$ , progresse avec le bouclier. Le passage de ce dernier, simulé par l'annulation des contraintes tangentielles locales, dégage une perte de volume qui est aussitôt comblée par le déconfinement du sol (prise en

compte de grands déplacements). L'interface qui est solidaire du bouclier est activée dès lors qu'un contact est établi avec le sol environnant, le rôle de cette interface étant de bloquer le déconfinement radial du sol mais également de permettre le déconfinement tangentiel par effet de voûte. La perte de volume est partiellement compensée par la migration possible du mortier vers l'avant du bouclier (il y a une grande incertitude sur la forme de fermeture du sol autour du bouclier). Deux techniques sont utilisées pour simuler cette migration, soit par une pression appliquée sur une certaine longueur arrière du bouclier, soit par une correction de la conicité, calée de manière à reproduire un déplacement enregistré sur chantier. Pour Dias et al. (2000) et Demagh et al. (2008), cette deuxième technique est plus pertinente.

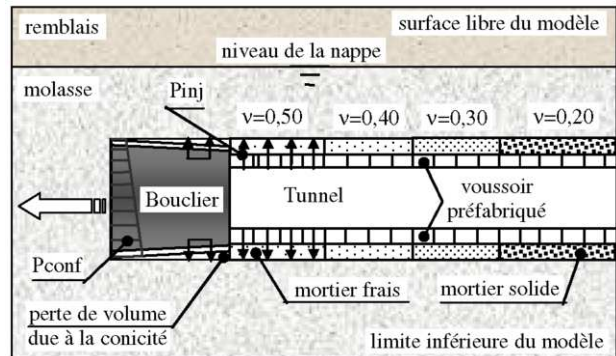


Figure 1. Phasage complet du creusement au bouclier - Cas 2 Toulouse

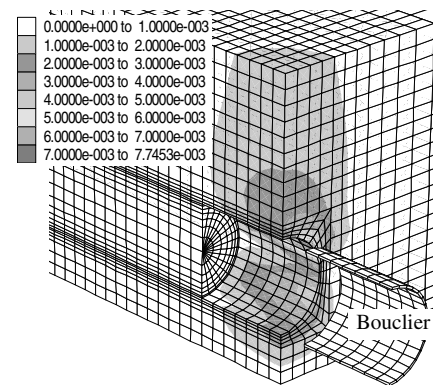


Figure 2. Maillage et contours des déplacements (Phase d'installation du bouclier - Cas 1 Lyon)

Le revêtement, simulé par un modèle en long, peut être constitué soit d'éléments coques soit d'éléments volumiques. Il est caractérisé par un module homogénéisé  $E_{réduit}$  plus faible pour tenir compte des joints d'étanchéité entre les voussoirs préfabriqués (Thépot, 1999). L'injection du coulis dans le vide annulaire est contrôlée en volume et en pression. Le choix du schéma de la pression  $P_{inj}$  (Figure 4a) est justifié par la position des pipes d'injection (réparties sur tout le périmètre de la jupe pour les Cas 1 et 3 et situées sur la partie supérieure pour le Cas 2). Le calage de la pression d'injection est fait sur la mesure d'un déplacement vertical au plus près du tunnel. Il montre en particulier que la pression réellement transmise au sol reste inférieure à la pression moyenne mesurée sur les pipes d'injection. Cette différence est due à la perte de charge par frottement suite à l'écoulement du mortier ainsi qu'à son imprégnation du sol environnant. L'incertitude sur la rhéologie du mortier amène à considérer deux phases principales (phases liquide et solide) intercalées par une ou deux phases transitoires (Figure 1).

- La phase liquide qui correspond au comportement incompressible du mortier pour combler le vide annulaire et transmettre la pression d'injection. Cette phase est simulée par l'application d'une pression  $P_{inj}$  et la réactivation

d'éléments volumes. Un gradient de pression est considéré pour tenir compte non seulement du poids propre du mortier mais également des dispositions particulières d'injection. Le mortier est considéré élastique incompressible (Dias et al., 2000), avec initialisation d'un état isotrope de compression égal au schéma de pression appliquée. Durant cette phase, le mortier est caractérisé par un fort module de compressibilité  $K$  associé à un faible module de cisaillement  $G$ ,  $10 \leq K/G \leq 10^3$  (Bezuijen et al., 2006). Cette phase dure aussi longtemps que le mortier garde entière son ouvrabilité soit environ quatre heures (Talmon et al., 2005), ce qui correspond en moyenne à la pose de quatre voussoirs. Suivant la nature du coulis, cette phase peut durer plus ou moins longtemps.

- La phase de transition, qualifiée de consolidation/prise du mortier, commence quelques mètres après l'injection. Durant cette phase, la rhéologie du mortier évolue plus ou moins rapidement, selon le type de mortier utilisé (actif ou inerte). Plus consistant, le mortier acquiert une résistance au cisaillement associée à une certaine compressibilité. Cette phase est simulée par l'annulation de la pression d'injection et une diminution progressive du coefficient de Poisson  $\nu$ .
- La phase solide correspond à la situation finale où le mortier est au moins aussi rigide que le milieu environnant et transmet les efforts du massif au revêtement (Kasper et Meschke, 2004). Cette phase est caractérisée par un rapport  $K/G \geq 1$  (Dierkens, 2005).

Cette procédure est répétée tout au long de la progression du bouclier, jusqu'à atteindre une section stationnaire après quelques dizaines de passes d'excavation.

Les simulations sont faites avec les paramètres de conduite enregistrés lors du passage des sections de mesure. Pour le Cas 1, les calculs sont menés en conditions drainées (contraintes effectives avec prise en compte du poids propre déjaugé des couches de sol). En revanche, pour les Cas 2 et 3, étant donné les matériaux traversés, les calculs sont menés en conditions non drainées (contraintes totales) avec prise en compte de la nappe phréatique, ce qui correspond au comportement à court terme.

Les résultats des simulations 3D sont confrontés aux données expérimentales collectées lors du creusement des tunnels respectifs des trois chantiers supports. Ces données incluent les mouvements de sol en surface et à l'intérieur du massif, ainsi que les paramètres de conduite du tunnelier.

#### 4 CAS 1 METRO DE LYON

Sur la figure 3, la cuvette transversale des tassements est bien représentée par l'approche de Gauss, contrairement à l'approche 2D réalisée avec les mêmes caractéristiques. On constate une bonne concordance de la demi-largeur de cuvette  $i$ , des zones de tassement et de léger soulèvement en allure et en amplitude.

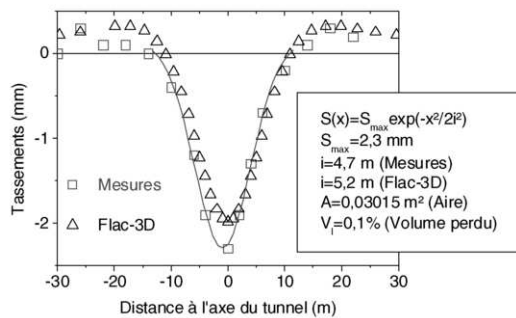


Figure 3. Cuvette transversale finale - Cas 1 Lyon

Qualitativement, sur la figure 4, les déplacements sont bien simulés, particulièrement en phase finale où on a enregistré un tassement en surface plus important que le tassement du point de mesure le plus profond, figure 4b, ce comportement est bien reproduit sur la figure 4a. Par ailleurs, le tassement brusque du point  $V_{clé}$  associé à un tassement plus atténué  $V_{surf}$  peut être

attribué à la procédure de simulation elle-même; pendant la phase de consolidation du coulis, une réduction moins brutale de la pression d'injection pourrait résulter sur un profil  $V_{clé}$  plus étalé.

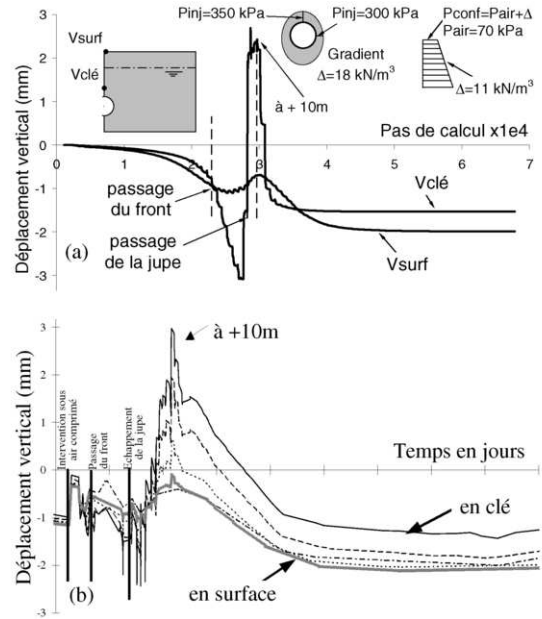


Figure 4. Historique de l'évolution des tassements  $V_{surf}$  et  $V_{clé}$  (a) Simulations 3D (b) Extensomètre EX31 section P2-S

#### 5 CAS 2 METRO DE TOULOUSE

Sur ce chantier, on a observé un soulèvement millimétrique enregistré attribué au caractère fortement surconsolidé de la molasse avec un  $K_0$  de l'ordre de 1.5. Ce type de déplacement est qualitativement bien reproduit par les simulations (figure 5). Par ailleurs, la largeur de la cuvette inversée  $i$ , égale à 8m, ainsi que les zones de tassements semblent en accord avec les mesures in-situ.

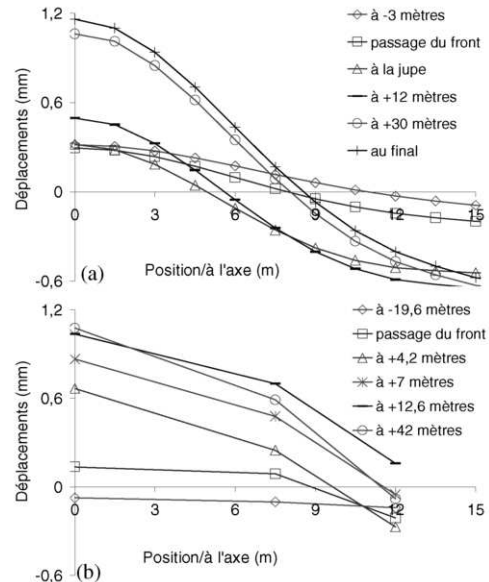


Figure 5. Evolution de la demi-cuvette de tassement (a) Simulations (b) Mesures

Les simulations 3D (Figure 6) montrent une bonne concordance avec les convergences enregistrées sur un tube inclinométrique profond situé à 1 D de l'axe du tunnel, tant en cours de creusement que sur l'état final. Une loi de variation du module de déformation de la molasse plus appropriée que celle proposée dans le tableau 3 pourrait affiner encore les résultats des déplacements de convergence entre -4 et -10m.

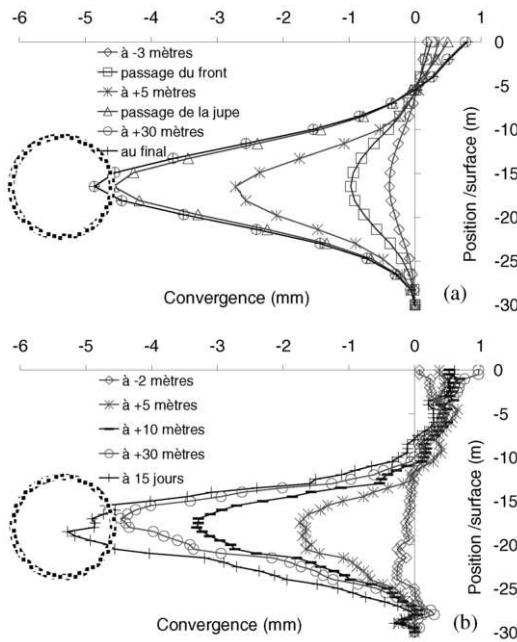


Figure 6. Evolution des déformations inclinométriques (a) Simulations 3D (b) Mesures inclinométriques I3

6 CAS 3 METRO DE SHANGHAI

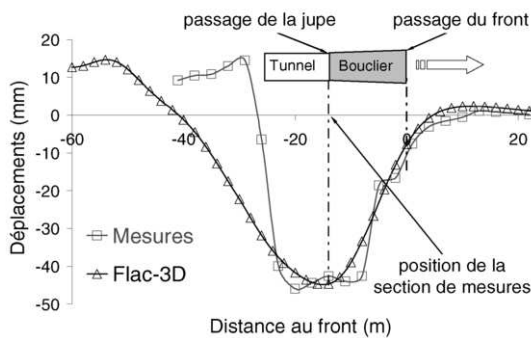


Figure 7. Cuvette longitudinale par rapport à la position du front

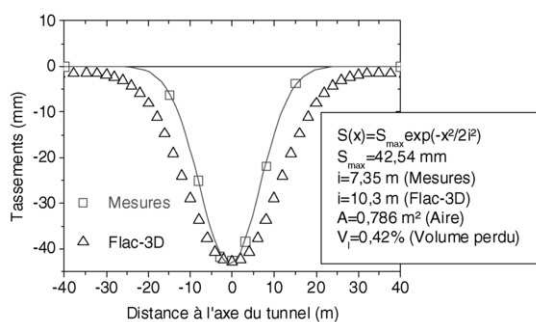


Figure 8. Cuvette transversale finale - Cas 3 Shanghai

A l'avant et au passage du tunnelier, la cuvette longitudinale (figure 7), est bien simulée par le calcul, tant pour son amplitude que pour son allure. Par contre, le soulèvement du sol lié à l'injection du vide annulaire apparaît plus rapidement dans les simulations.

De même, la cuvette transversale finale simulée est plus large que la cuvette observée (figure 8). Ceci pourrait être

expliqué, i) par la proximité de la section de mesure du puits d'entrée où les terrains ont été traités en surface, ii) par les incertitudes importantes sur le champ de pression du coulis dans le vide annulaire sur un tunnelier de si grand diamètre, iii) par le modèle élastique linéaire/ Mohr-Coulomb peu adapté pour ce type de sol.

7 CONCLUSIONS

La confrontation des résultats de simulations (évolutions des tassements longitudinaux, des cuvettes transversales et des déformations inclinométriques), avec les enregistrements de trois chantiers supports, montre que la procédure de simulation 3D proposée est pertinente, en particulier dans la représentation des différentes opérations réalisées par le tunnelier (excavation, soutènement du front de taille, avancement et pose du revêtement, injection du vide annulaire).

Qualitativement, les calculs menés en conditions drainées et non drainées ont montré une bonne concordance des déplacements évalués numériquement avec ceux mesurés.

Néanmoins, les incertitudes liées à l'injection du mortier subsistent; si la migration du mortier paraît être bien simulée par une conicité corrigée, les différentes phases de l'injection restent encore difficilement simulables.

Outre l'effet de  $K_0$ , une étude paramétrique permettra de cerner l'impact des paramètres de conduite du tunnelier, à savoir la pression de pressurisation, la conicité et la pression ainsi que la position des pipes d'injection.

REFERENCES

Benmebarek, S. et Kastner, R. 2000. Modélisation numérique des mouvements de terrain meubles induits par un tunnelier. Revue Canadienne de Géotechnique 37, 1309-1324.

Bezuijen, A. et Talmon, A.M. 2006. Grout properties and their influence on back fill grouting. Geotechnical Aspects of Underground Construction in soft Ground-Bakker et al. (eds) Taylor & Francis Group, London, ISBN 0 415 39124 5, 187-193.

Broere, W. et Brinkgreve, R.B.J. 2002. Phased simulation of a tunnel boring process in soft soil. Numerical Methods in Geotechnical Engineering, Mestat (ed.), Presses de l'ENPC/LCPC, Paris, 529-536.

Demagh, R., Emeriault F. et Kastner R. 2008. Modélisation 3D du creusement de tunnel par tunnelier à front pressurisé dans les sols surconsolidés. Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'Ingénieur (JNGG'08) Nantes, 18-20 juin 2008, 305-312.

Dias, D., Kastner, R. et Maghazi M. 2000. Three dimensional simulation of slurry shield tunnelling. Geotechnical aspects of underground construction in soft ground, Kusakabe, Fujita & Miyazaki eds., Balkema, Rotterdam, 351-356.

Dierkens, M. 2005. Mesures rhéologiques et modélisation de matériaux en cours de prise. PhD thesis, INSA-Lyon.

Kasper, T. et Meschke, G. 2004. A 3D finite element simulation model for TBM tunnelling in soft ground. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics 28, 1441-1460.

Mroueh, H. et Shahrour, I. 1999. Modélisation 3D du creusement de tunnels en site urbain. Revue Française de Génie Civil 3, 7-23.

Talmon, A.M., Aanen, L., Bezuijen, A. and van der Zon, W.H. 2005. Grout pressure around a tunnel lining. Tunnelling A Decade of Progress. GeoDelft, 77-82.

Thépot, O. 1999. Un nouvel essai d'auscultation des micro-tunnels en vue de vérifier la qualité des injections de blocage. AFTES, 197-201.

Vanoudheusden, E., Petit, G., Robert, J., Emeriault, F., Kastner, R., Lamballerie, J.-Y. et Reynaud, B. 2006. Analysis of movements induced by tunnelling with an earth-pressure balance machine and correlation with excavating parameters. Geotechnical Aspects of Underground Construction in soft Ground-Bakker et al (eds) Taylor & Francis Group, London, 81-86.

Yan, J. 2007. Impact of Tunnelling on Soil Environment. MIRA 2006 Programmes conjoints de recherche INSA. Opération n° 06 037672 01 – INS015.