

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.

Métro de Toulouse – Analyse 3D des interactions entre les tunnels de la ligne A et l’excavation de la station Jean Jaurès

D. Billaux & X. Rachez

Itasca Consultants S.A., Ecully, Lyon, France, itasca@itasca.fr

P. Varona

Itasca Consultores S.L., Llanera, Asturias, Espagne, itasca@itasca.es

B. Virollet

Solétanche Bachy, Nanterre, France

A. Bernardet

EEG Simecsol, Sèvres, France

RÉSUMÉ: La station Jean Jaurès de la ligne B du métro de Toulouse sera réalisée directement au dessus de deux tunnels existants de la ligne A, dans des molasses argileuses surconsolidées. La construction peut endommager les tunnels de la ligne A du fait de deux phénomènes : le soulèvement (déformation longitudinale) et l’ovalisation (déformation dans un plan perpendiculaire à l’axe des tunnels). Cet article présente quelques résultats obtenus avec un modèle $FLAC^{3D}$ simulant les déformations et les efforts induits dans les tunnels par l’excavation de la station.

1 INTRODUCTION

La station Jean Jaurès de la ligne B du métro de Toulouse sera excavée dans des molasses argileuses surconsolidées à l’aide de parois moulées, réalisées à l’avance de part et d’autre des deux tunnels de la ligne A et entre ceux-ci. La Figure 1 donne une vue des parois et des deux tunnels.

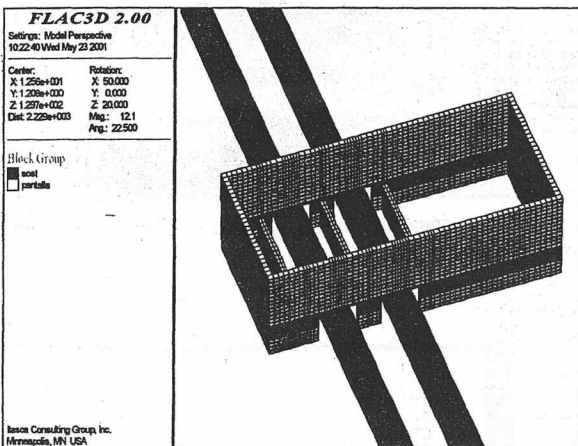


Figure 1. Modèle $FLAC^{3D}$ - Vue des parois et des tunnels.

Un modèle tridimensionnel préliminaire a été construit à l’aide du logiciel par différences finies en 3 dimensions $FLAC^{3D}$ développé par Itasca (Itasca, 2002) afin d’étudier les différents aspects du problème :

- Prise en compte des dimensions limitées de l’excavation qui rendent le problème éminemment tridimensionnel.

- Effets des interfaces entre le sol – les voussoirs préfabriqués – le revêtement béton.
- Utilisation d’un modèle de comportement de type Cam-Clay, qui permet de tenir compte de la non-linéarité du comportement du sol au voisinage des tunnels de la ligne A au cours du déchargement provoqué par l’excavation.

2 PROPRIETES DES MATERIAUX

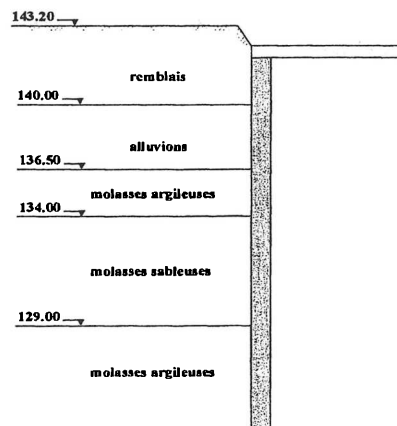


Figure 2. Profil géologique.

La Figure 2 décrit le profil géologique pris en compte. Au dessus des molasses se trouvent 3,5 m d’alluvions et 3,2 m de remblais. Les molasses sont fortement surconsolidées ; il est supposé qu’elles ont subi une érosion de 100 à 200 m. Le Tableau 1

donne les propriétés du modèle Mohr-Coulomb affectées aux matériaux.

Tableau 1. Propriétés utilisées pour les matériaux de type Mohr-Coulomb

Matériau	γ (kN/m ³)	E (Mpa)	ν	K_0	c' (kPa)	Φ'
Remblai	20	10	0.3	0.5	0	25
Alluvions de Garonne	21	40	0.3	0.4	0	36
Molasse argileuse	22	200	0.3	0.9	32	30
Molasse sableuse	21	200	0.3	0.9	0	35

Le modèle Cam-Clay utilisé pour la Molasse argileuse sous la Molasse sableuse nécessite six paramètres, résumés Tableau 2.

Tableau 2. Paramètres du modèle Cam-Clay modifié utilisés pour la Molasse argileuse sous la Molasse sableuse

λ	κ	M	ν	p'_c	V_λ
0.086	0.00266	1.2	0.3	Variable (éq. 2)	Variable (éq. 3)

La pression critique p'_c est fonction (Eq. 1 et 2) de la profondeur z , de l'intensité de l'érosion passée h (100 m) et de la valeur de K_0 pour une consolidation normale (Jâcky, 1944). Notons que la profondeur d'érosion est en fait mal connue (100 à 200 m), et que nous prenons ici la valeur minimum, qui produit les modules tangents les plus faibles.

$$p'_c = p'_{\max} + \frac{q_{\max}^2}{M_2 \cdot p'_{\max}} \quad (1)$$

$$p'_c = \frac{\gamma(z+h)}{3} \left[(1+2 \cdot K_0^{nc}) + \frac{9(1-K_0^{nc})z}{M_2 \cdot (1+2 \cdot K_0^{nc})} \right] \quad (2)$$

La ligne de consolidation normale dans le plan $\ln(p' - \nu)$ illustrée Figure 3, peut se déterminer à partir de l'indice des vides initial e_0 de 0.37 et de l'équation (3) (Wood, 1990).

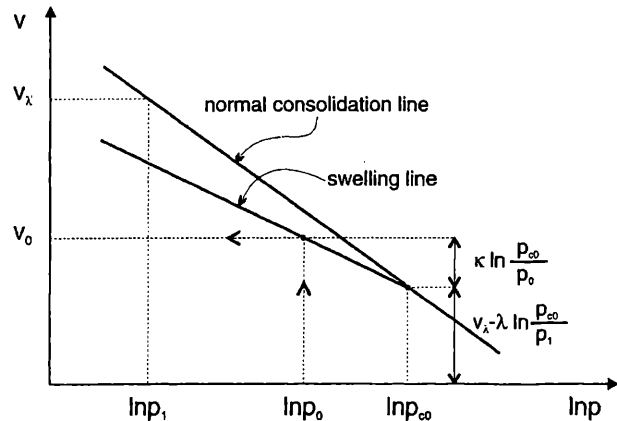


Figure 3. Détermination de l'indice des vides initial.

$$V_0 = 1 + e_0 = V_\lambda - \lambda \cdot \ln\left(\frac{p_{c0}}{p_1}\right) + \kappa \cdot \ln\left(\frac{p_{c0}}{p_0}\right) \quad (3)$$

Le module de Young tangent dans un matériau de type Cam-Clay est exprimé par l'équation (4).

$$E = 3 \cdot (1 - 2\nu) \cdot \frac{p' \cdot (1 + e)}{\kappa} \quad (4)$$

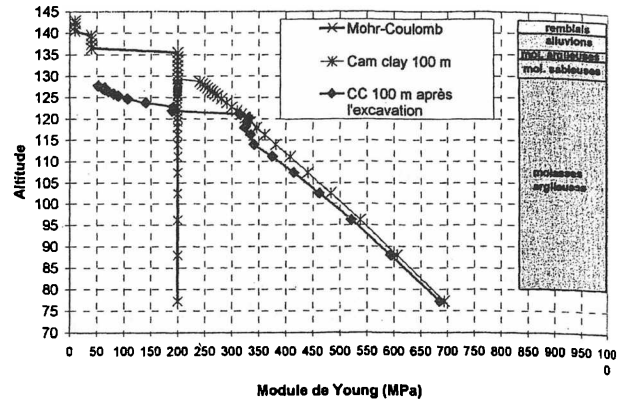


Figure 4. Variation du module de Young avec la profondeur.

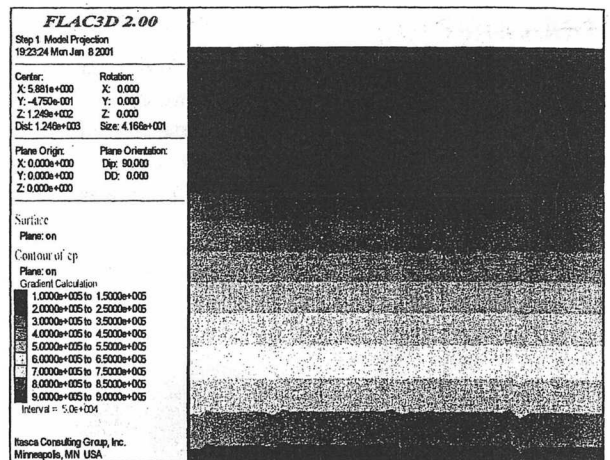


Figure 5. Contraintes moyennes avant l'excavation de la station avec le modèle Cam-Clay.

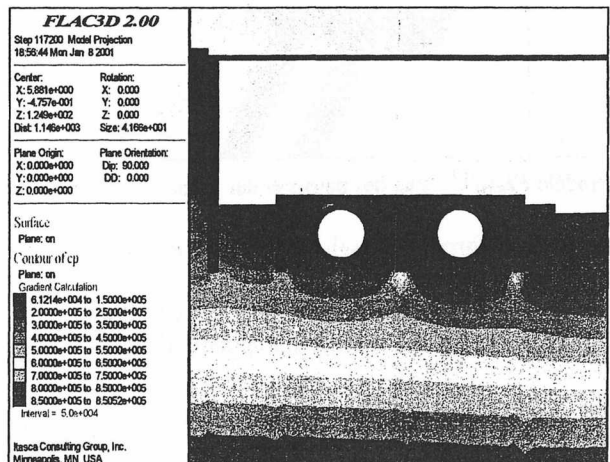


Figure 6. Contraintes moyennes après l'excavation de la station avec le modèle Cam-Clay.

La Figure 4 montre comment le module de Young instantané varie entre un matériau élastique linéaire et un matériau non linéaire de type Cam-Clay. Avant l'excavation, le modèle Cam-Clay produit des modules proches de 200 MPa à la profondeur des tunnels. Après l'excavation de la station, le module de Young est inférieur à 200 MPa jusqu'à la cote 121, en raison de la diminution des contraintes moyennes qui peut être observée en comparant les Figures 5 et 6.

3 ROLE DES INTERFACES

Le modèle inclut une interface entre le sol et les voussoirs, et une autre interface entre les voussoirs et le revêtement.

L'interface sol-voussoirs permet au sol de glisser sur les voussoirs ou même de s'en séparer, comme le montre la Figure 7 (exagération d'un facteur 100). La conséquence d'une telle séparation est que la moitié supérieure du voussoir ne reçoit pas de contrainte normale, comme le montre la Figure 8.

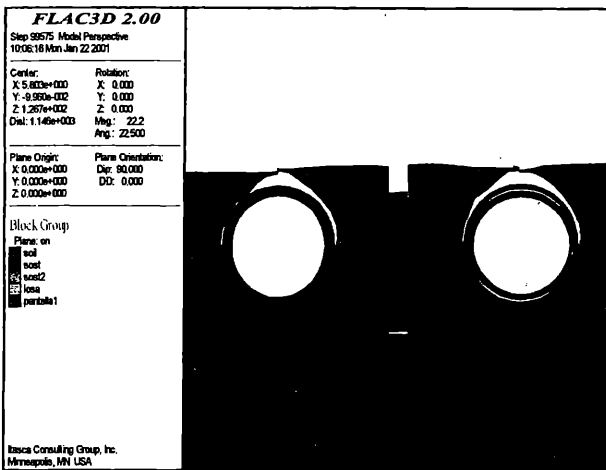


Figure 7. Séparation (exagérée) entre le sol et les tunnels.

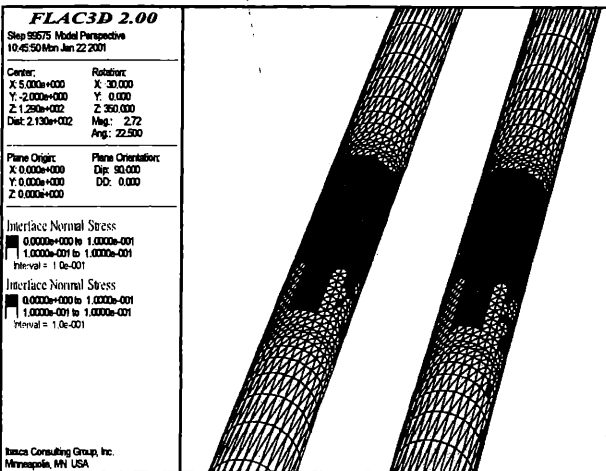


Figure 8. Régions avec contrainte normale nulle dans les interfaces sol-voussoirs (la contrainte maximale est fixée à 0.1 MPa dans le graphique pour délimiter les régions sans interaction).

4 RESULTATS

L'analyse est réalisée en termes de déplacements et de contraintes.

4.1 Déplacements

La Figure 9 donne les soulèvements dans les deux tunnels A1 et A2. La valeur maximale du soulèvement après l'excavation est de 12.4 mm. Avec un modèle 2D et un matériau élastique, le soulèvement maximal calculé est de l'ordre de 45 mm. Notons toutefois que la modélisation *FLAC*^{3D} effectuée est menée en contraintes totales (on considère que la nappe est rabattue avant tous travaux), ce qui peut avoir une grande influence sur les soulèvements calculés. Pour illustrer ces résultats, la Figure 10 montre les déplacements verticaux des deux tunnels, avec une échelle exagérée.

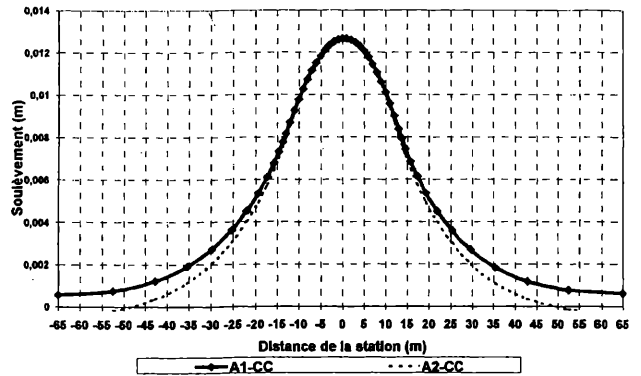


Figure 9. Soulèvements calculés avec *FLAC*^{3D} et le modèle de Cam-Clay (CC).

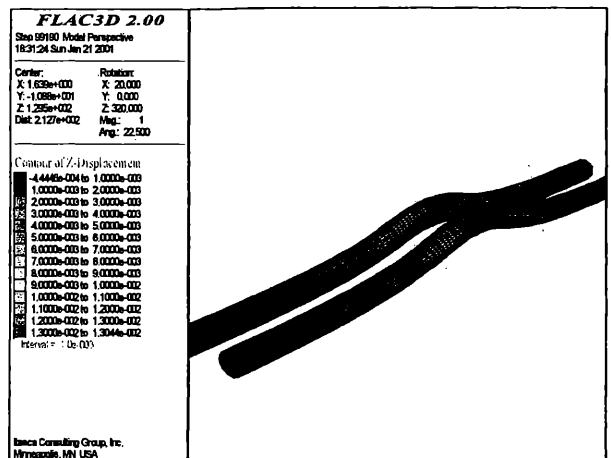


Figure 10. Déplacements verticaux des tunnels (exagérés).

La Figure 11 donne la convergence du tunnel A1. Le modèle *FLAC*^{3D} conduit à une augmentation du diamètre vertical de 2,8 mm et une diminution du diamètre horizontal de 2,7 mm. La Figure 12 représente l'allure (exagérée) de l'ovalisation des deux tunnels.

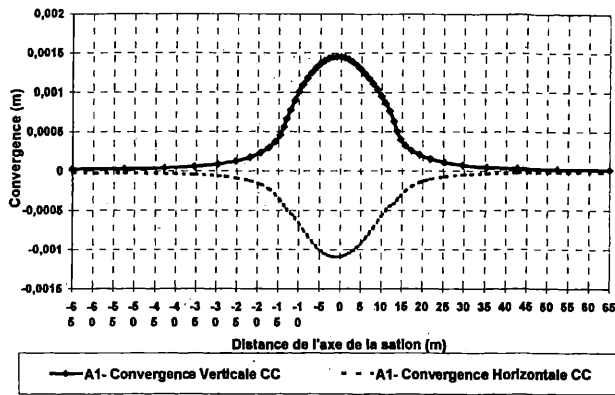


Figure 11. Convergences horizontale et verticale du tunnel A1 calculées avec *FLAC^{3D}* et le modèle Cam-Clay (CC).

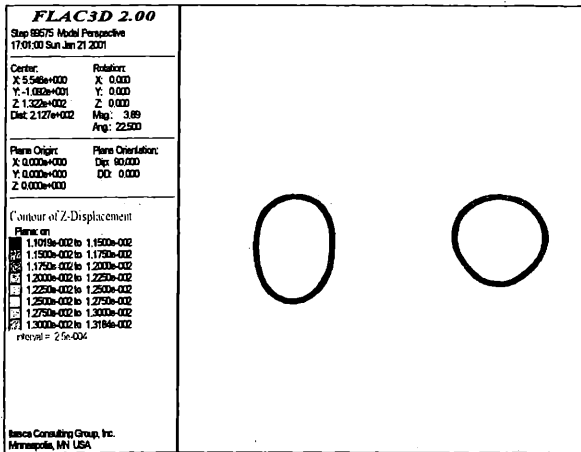


Figure 12. Ovalisation (échelle exagérée) des deux tunnels.

4.2 Contraintes et efforts

L'analyse des contraintes dans les tunnels de la ligne A est effectuée en termes de contraintes principales, de moments fléchissants et de forces axiales.

Le béton est modélisé par un matériau élastique, avec un module de Young de 21,4 GPa et un coefficient de Poisson de 0,2. Avec l'hypothèse d'une résistance en compression simple de 25 MPa, la norme française donne une résistance en traction de 2,1 MPa. Nous vérifions que les contraintes de traction restent, dans toutes les phases d'excavation, dans les voussoirs et dans le revêtement, inférieures à la résistance du béton en traction de 2,1 MPa.

4.2.1 Contraintes de traction

Les valeurs maximales de la contrainte principale minimale (traction maximale), de la contrainte longitudinale maximale, et de la contrainte tangentielle dans le tunnel A2 à la fin de l'excavation de la station est présentée dans le tableau 3. Nous obtenons des résultats similaires pour le tunnel A1. La traction, dans les voussoirs comme dans les revêtements, réagit surtout à la composante longitudinale (soulèvement) du tunnel. Mais la composante tangentielle

due à l'ovalisation est plus significative dans le revêtement que dans les voussoirs.

Tableau 3. Valeurs maximales (en MPa) des contraintes de traction dans les voussoirs et le revêtement du tunnel A2.

Voussoirs			Revêtement		
σ_3 (MPa)	σ_{yy} (MPa)	σ_{tang} (MPa)	σ_3 (MPa)	σ_{yy} (MPa)	σ_{tang} (MPa)
1.99	1.99	0.29	2.06	2.06	0.53

4.2.2 Moments fléchissants et efforts

Nous vérifions aussi qu'à chaque étape les moments produits dans les voussoirs et les revêtements des deux tunnels restent dans une plage admissible. Cette plage admissible dépend de la résistance en traction du béton σ_t , qui peut être définie par :

$$\sigma_t = \frac{A}{c} + \frac{M}{I} d \quad (4)$$

o :

- A : force axiale ;
- c : épaisseur du béton ;
- M : moment fléchissant ;
- I : moment d'inertie (dans ce cas particulier, $I = \frac{c^3}{12}$)
- d : distance au centre de l'élément (ici, $d = \frac{c}{2}$)

Pour la valeur de σ_t de 2,1 MPa, les limites de la plage admissible peuvent être calculées de la manière suivante :

- pour $M = 0$, $A = \sigma_t \cdot c$ (5)

- pour tout A, $M = \pm \left(\frac{\sigma_t \cdot c^2}{6} - \frac{c \cdot A}{6} \right)$ (6)

La Figure 13 donne le diagramme (force axiale – moment) dans un plan transversal au centre du modèle ($y=0$) pour les voussoirs du tunnels A1, après l'excavation finale. Tous les éléments sont à l'intérieur de la plage admissible.

La Figure 14 donne le même type de diagramme pour le revêtement du tunnels A1. De même que pour les voussoirs, tous les éléments sont à l'intérieur de la plage admissible.

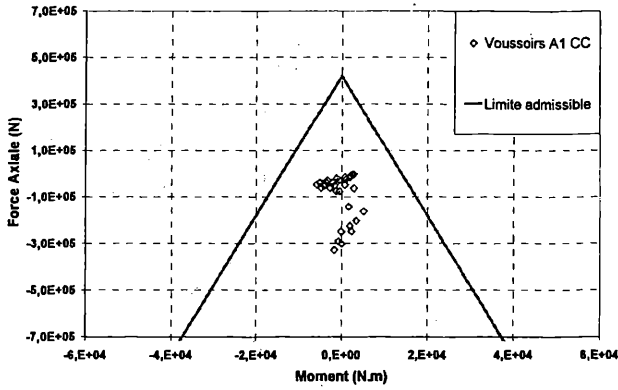


Figure 13. Diagramme (force axiale – moment) dans un plan transversal à $y=0$ pour les voussoirs du tunnel A1

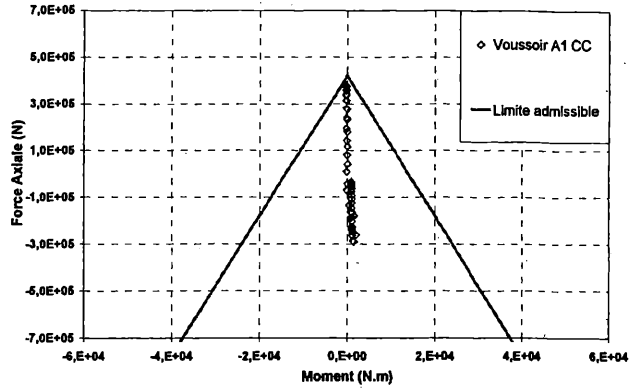


Figure 15. Diagramme (force axiale – moment) dans la direction longitudinale pour les voussoirs du tunnel A1

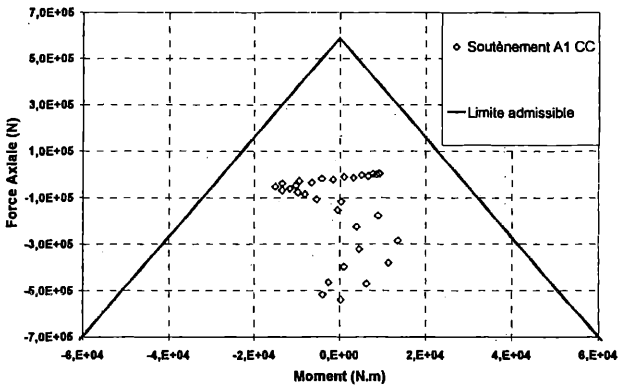


Figure 14. Diagramme (force axiale – moment) dans un plan transversal à $y=0$ pour le revêtement du tunnel A1.

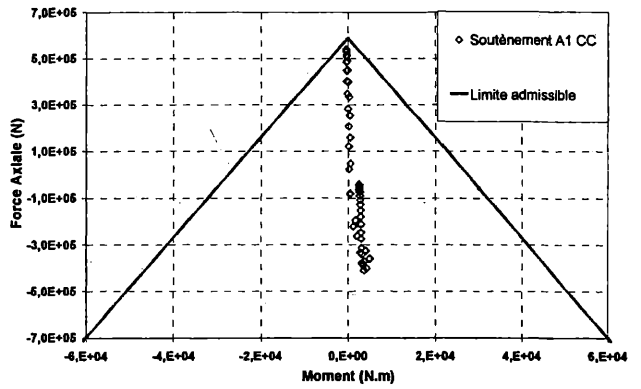


Figure 16. Diagramme (force axiale – moment) dans la direction longitudinale pour le revêtement du tunnel A1.

Nous obtenons des résultats similaires pour le tunnel A2. Le tableau 4 synthétise les couples (Moment M, Effort axial N) maximum calculés dans un plan transversal à $y = 0$ dans les voussoirs et le revêtement des deux tunnels A1 et A2.

Tableau 4. Couples de valeurs maximales (M-N) calculées dans un plan transversal à $y = 0$.

Tunnel A1				Tunnel A2			
Voussoirs		Revêtement		Voussoirs		Revêtement	
M	N	M	N	M	N	M	N
kN m	10^3 N	kN m	10^3 N	kN m	10^3 N	kN m	10^3 N
-5.7	-0.48	-15.1	-0.54	-3.54	-0.55	-8.9	-0.56

La Figure 15 donne le diagramme (force axiale – moment) dans la direction longitudinale pour les voussoirs du tunnels A1, après l'excavation finale. Certains éléments s'approchent de la frontière de la plage admissible, mais aucun ne l'atteint. On observe, Figure 16, des résultats similaires pour le revêtement du tunnel A1.

Nous obtenons des résultats similaires pour le tunnel A2. Le tableau 5 synthétise les couples (Moment M, Effort axial) maximum calculés dans la direction longitudinale dans les voussoirs et le revêtement des deux tunnels A1 et A2.

Tableau 5. Couples de valeurs maximales (M-N) calculées dans la direction longitudinale.

Tunnel A1				Tunnel A2			
Voussoirs		Revêtement		Voussoirs		Revêtement	
M	N	M	N	M	N	M	N
kN m	10^3 N	kN m	10^3 N	kN m	10^3 N	kN m	10^3 N
-0.21	3.74	-0.39	5.40	-0.49	3.76	-1.18	5.51

5 CONCLUSION

La modélisation tridimensionnelle a mis en évidence les mécanismes de déformation dus à l'excavation de la station, et permis de quantifier de manière plus réaliste qu'une modélisation bidimensionnelle leurs effets sur les tunnels de la ligne A.

L'analyse par $FLAC^{3D}$, avec un modèle de comportement non linéaire de type Cam-Clay conduit à un soulèvement maximum de l'ordre de 12,4 mm, très inférieur au soulèvement de 45 mm obtenu par ailleurs avec un matériau élastique linéaire sur un modèle 2D. Les efforts calculés avec le modèle de type Cam-Clay montrent que les tractions restent inférieures à la résistance conventionnelle en traction

du béton, contrairement à ce qui est obtenu avec un modèle élastique linéaire.

A l'issue de ce calcul préliminaire, une nouvelle simulation prenant en compte le projet définitif permettra de définir les seuils d'alerte des mesures d'auscultation mises en place. Pour cela, des hypothèses plus précises sur le régime hydraulique, ainsi que quelques mesures complémentaires (oedomètres qui fourniront la pression de préconsolidation) permettront une simulation plus réaliste. L'utilisation de la méthode observationnelle permettra ainsi de s'assurer que les travaux n'auront pas d'effet néfaste pour la stabilité des deux tunnels existants.

REFERENCES

- Itasca Consulting Group 2002. *FLAC^{3D} User's Manual Version 2.1*, Minneapolis, Minnesota, USA.
- Jáky, J. 1944. *The coefficient of earth pressure at rest*. J. of the Union of Hungarian Engineers and Architects, 355-8
- Wood D.M. 1990. *Soil Behaviour and Critical State Soil Mechanics*. Ed. Cambridge University Press. Cambridge