

Numerical modeling of the face reinforcement of Djebel El-Kantour tunnel face (highway east-west)

Modélisation numérique du renforcement du front de taille du tunnel Djebel El-Kantour (autoroute est-ouest)

Salah Messast^{1✉}, Mustapha Hazem², Nawel Bousbia¹, Hichem Mokhbi³

¹ Département de Génie Civil, Laboratoire LMGHU, Université 20 Aout 1955 de Skikda, Algérie

² Département de Génie Civil, Université de Bejaia, Algérie

³ Département de Génie Civil, Université de Jijel, Algérie

The present paper was presented at the
'Workshop CMG14, Caractérisation et
Modélisation des Géomatériaux'
Biskra, 25-26 February 2014
Published online: 28 June 2014

Keywords

Reinforcement
Soil
Homogenization
Tunnel
Displacement

Abstract: The extension of communication ways (roads, highways, railways) often involves difficult crossings that usually lead to the construction of important structures such as tunnels. Similarly congestion on ground surface in cities necessitates the construction of underground structures (roads and metros). Terrain stability during construction especially in the coalface is one of the major problems related to the construction of these structures. This paper presents numerical modeling of the mechanical behavior of the rock face of the Djebel El-Kantour tunnel (East West Highway) reinforced by fits. In order to minimize on maximum the cost of numerical simulations, the reliability of three methods of homogenization of reinforced soil (improving cohesion, improving the cohesion and angle of friction and ultimately improve the Young's modulus) is tested by comparing the results of numerical simulations to the displacements measured insitu.

© 2014 The authors. Published by the Faculty of Sciences & Technology, University of Biskra. This is an open access article under the CC BY license (<http://creativecommons.org/licenses/by/3.0/>)

Résumé : L'extension des voies de communication (routes, autoroutes, voies ferrées) impose souvent des franchissements difficiles qui conduisent généralement à la construction d'ouvrages importants tel que les tunnels. De même l'encombrement de la surface de sol dans les villes rend nécessaire la construction d'ouvrages souterrains (voiries et métros). La stabilité du terrain pendant les travaux notamment au front de taille est l'un des problèmes majeurs liés à la construction de ces ouvrages. Cet article présente la modélisation numérique du comportement mécanique du front de taille du tunnel Djebel El-Kantour (Autoroute est ouest) renforcé par des fits. Dans le but de minimiser au maximum le cout des simulations numériques, la fiabilité de trois méthodes d'homogénéisation des sols renforcés (amélioration de la cohésion, amélioration de la cohésion et l'angle de frottement et en fin amélioration du module de Young) sera testée, en comparant les résultats des simulations numériques aux mesures des déplacements insitu.

Mots clés : Renforcement, sol, homogénéisation, tunnel, déplacement.

1. Introduction

Les problèmes majeurs liés à la construction des ouvrages souterrains sont :

- la stabilité du terrain pendant les travaux notamment au front de taille ;
- le choix du type de soutènement et de revêtement à adopter pour assurer la tenue des parois à court terme et à long terme ;
- la maîtrise des mouvements engendrés en surface par le creusement, en particulier lorsque l'ouvrage est construit à une faible profondeur ou à proximité d'autres structures (en site urbain) ;
- la maîtrise des phénomènes hydrauliques (présence d'une nappe aquifère).

Les ouvrages souterrains sont entièrement contenus dans un massif de sol ou de roche. Leurs dimensionnements nécessitent une reconnaissance géotechnique précise sur toute la longueur de l'ouvrage.

Le creusement d'un tunnel entraîne, en amont du front de taille, une modification de l'état de contrainte et de déformation du massif. La compréhension du comportement mécanique de celui ci est nécessaire.

A partir de cette analyse et de celle des contraintes liées aux caractéristiques fonctionnelles du projet et à son environnement, le projeteur est appelé à définir le principe des interventions à effectuer pour maîtriser les effets du creusement. En premier lieu, il convient d'examiner s'il est nécessaire de procéder à une intervention de préservation du terrain avant excavation.

✉ Corresponding author. E-mail address: smessast@yahoo.fr Algeria

De nombreux auteurs se sont penchés sur l'étude de la stabilité du front de taille par des approches expérimentales, analytiques et numériques (Dias 1999 ; Mokhbi et al. 2010).

Dans cet article le front de taille du tunnel d'El-Kantour, renforcé par des fits, sera modéliser par un calcul en élément finis au moyen du code de calcul Plaxis 3D Tunnel, pour vérifier la fiabilité et l'applicabilité de trois méthodes d'homogénéisation des sols à savoir : amélioration de la cohésion, amélioration de la cohésion et l'angle de frottement et en fin amélioration du module de Young.

2. Présentation du tunnel d'El-Kantour

Le tunnel T4 fait partie de la section 4 de l'Autoroute Est-Ouest, traverse Djebel El-Kantour au Nord Est de la ville de Constantine sur une longueur totale de 2500 m. L'investigation géotechnique effectuée sur site indique que la zone en question est constituée essentiellement de marnes et d'argillites altérées surmontées par des conglomérats et des argiles dans les couches supérieures. La couverture maximale du tunnel est d'environ 235m. La section la plus critique correspond à la plus faible couverture qui est de 17m (Mokhbi et al. 2010).

Comme le montre la figure 1, ce tunnel autoroutier comprend deux tubes séparés par un écartement de 22m. Chaque tube a un gabarit de 15m de largeur et 11.50 m de hauteur lors de l'excavation. Un tunnel d'accès de 320m de longueur a été conçu et connecté au tube principal à 811m du Portail Nord, son objectif est d'améliorer l'avancement des travaux en ouvrant deux autres fronts d'attaque au milieu du tunnel tout en excavant vers le Portail Sud, ceci permet de procéder au creusement sur six (06) fronts d'attaques : deux (02) au Portail Nord (NG et ND), deux (02) au milieu du tunnel vers le sud (MGS et MDS) et deux fronts au Portail Sud (SG et SD) (Mokhbi et al. 2010).

Le tracé du tunnel est relevé sur la carte géologique de Smendou à l'échelle 1/50.000^{ème} (Figure 2). La structure géologique prédominante de la région est orientée selon l'axe Est – Ouest, ce qui résulte en une intersection presque normale à la direction du tunnel.

La géologie du massif traversée par le tunnel est essentiellement de l'âge crétacé inférieur (Nappes Telliennes) et se compose de marnes et de calcaires sous forme de blocs fortement pliés et cisailés. Ceux-ci sont recouverts par des dépôts du Quaternaire, comprenant des argiles, des limons et des conglomérats.

3. Méthodes d'homogénéisation

Le renforcement du noyau de terrain par des tubes peut être schématisé dans un modèle mathématique de deux manières différentes.

Une première possibilité est d'adopter pour le terrain renforcé des caractéristiques mécaniques équivalentes. Dans ce cas quatre méthodes principales sont à citer:

- l'augmentation du module élastique du noyau d'avancement (Lunardi et al. 1992 ; Lunardi 2000).
- l'augmentation de la cohésion du sol dans le noyau (Korbin et Brekke 1976).
- l'augmentation de l'angle de frottement et de la cohésion du noyau (Indraratna et Kaiser 1990).
- l'application d'une pression au front de taille (Peila 1994).

L'autre possibilité consiste à réaliser un maillage mixte avec des éléments tridimensionnels pour le terrain et des éléments monodimensionnels pour les tubes.

Dans cette étude, les trois premières méthodes d'homogénéisation seront testées dans le but de réduire au maximum le cout des simulations numériques.

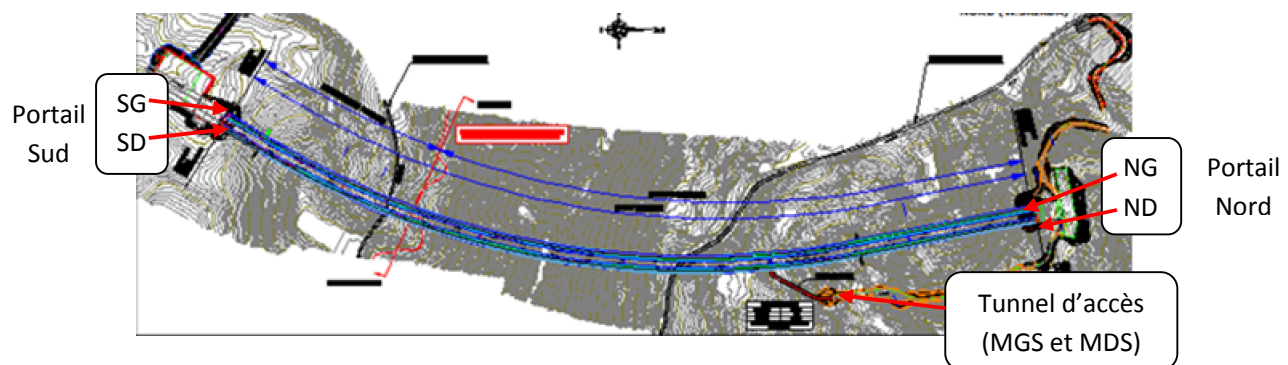


Fig. 1. Tracé en plan du Tunnel T4.

Grasso et al. (1989) ont proposé de simuler l'effet du renforcement longitudinal du front par une augmentation des propriétés du sol et en particulier en agissant sur la valeur de la cohésion qui peut être exprimée par l'équation 1 :

$$c' = c + \frac{\Delta\sigma_3}{2} \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) \quad (1)$$

Avec :

c' : cohésion du sol renforcé

c : cohésion du terrain naturel

ϕ : angle de frottement du terrain

$\Delta\sigma_3$: incrément de contrainte principale mineure due au renforcement (Equation 2) :

$$\Delta\sigma_3 = \frac{n \cdot F_a}{S} \quad (2)$$

Avec :

n : nombre de boulons

F_a : force axiale dans un boulon (Equation 3).

$$F_a = A \cdot \sigma_{adm} \quad (3)$$

Où :

A : section de résistance d'un boulon.

σ_{adm} : contrainte maximale admissible en traction dans un boulon.

S : section du front.

3.2. Amélioration de la cohésion et de l'angle de frottement

Indraratna et Kaiser (1990) ont réalisés des calculs axisymétriques en simulant la roche renforcée avec des propriétés géomécaniques améliorées (c_{renf} et ϕ_{renf}). Ces caractéristiques sont liées à la densité de boulonnage par le coefficient de densité exprimé par l'équation 4.

$$\beta = \pi \cdot d \cdot \lambda \cdot a / (S_l \cdot S_t) \quad (4)$$

Avec :

$d=25\text{cm}$: diamètre du boulon,

$\lambda=0.7$: coefficient de frottement entre le sol et la roche,

$a = 9.15\text{m}$: rayon du tunnel,

$S_l = 1.5\text{m}$ et $S_t = 2.5\text{m}$ représentent respectivement la distance longitudinale et transversale entre les boulons.

Après renforcement, le sol sera caractérisé par des caractéristiques améliorées (l'angle de frottement et la cohésion).

$$\sin \phi_{renf} = \frac{\beta \cdot 1 + \sin \phi + 2 \sin \phi}{\beta \cdot 1 + \sin \phi + 2} \quad (5)$$

$$c_{renf} = \frac{2c \cos \phi (1 - \sin \phi_{renf})(1 + \beta)}{2 \cos \phi_{renf} (1 - \sin \phi)} \quad (6)$$

3.3. Amélioration du module élastique (Young)

D'après Lunardi (1989), le sol renforcé sera caractérisé par un module d'élasticité amélioré exprimé par l'équation 7.

$$E = \frac{E_s + E_c A_c + E_{fit} A_{fit}}{A_{app}} \quad (7)$$

E_s : module d'élasticité du sol ;

E_c : module d'élasticité du ciment ;

A_c : section du ciment ;

E_{fit} : module d'élasticité du FIT ;

A_{fit} : section du FIT ;

A_{app} : section du front.

4. Simulations numériques

Pour tester la fiabilité des trois méthodes sus citées, le comportement du tunnel est modélisé par un calcul en éléments finis au moyen du code de calcul Plaxis 3D Tunnel.

Le modèle géométrique est représenté dans la figure 3.

Les caractéristiques mécaniques du terrain naturel de la section étudiée sont résumées dans le tableau 1.

Le soutènement provisoire des parties excavées se compose de cintres HEB200 et du béton projeté plus des boulons d'ancrage. La même structure est adoptée pour le radier. Les caractéristiques mécaniques des différentes composantes sont les suivantes :

- **Béton projeté**

Surface = 0.3 m², densité = 2400 kg/m³, E = 28.106 KN/m², I = 1/12bh³ = 0.00225 m⁴.

- **Cintre réticulé**

Surface = 1970 mm², E = 210.106 KN/m²

- **Boulons d'ancrage D25**

E = 210.106 KN/m², L = 6 m, surface pour Ø25 = $\frac{25^2}{4} \pi = 490.62 \text{ mm}^2$.

Dans cette étude on se propose de renforcer le front de taille par des Fits (Caractéristiques mécaniques des tubes en fibre de verre sont indiquées dans le tableau 2). Cette technique consiste à utiliser des inclusions tubulaires en « GRFP » de grande longueur à base de polymère renforcé par des fibres de verre scellés dans le terrain par un système d'injection en utilisant un coulis de ciment afin de stabiliser le front de taille des sections Calotte et Stross et de s'opposer aux déformations et sollicitations engendrées par le mouvement du terrain dans des différents directions :

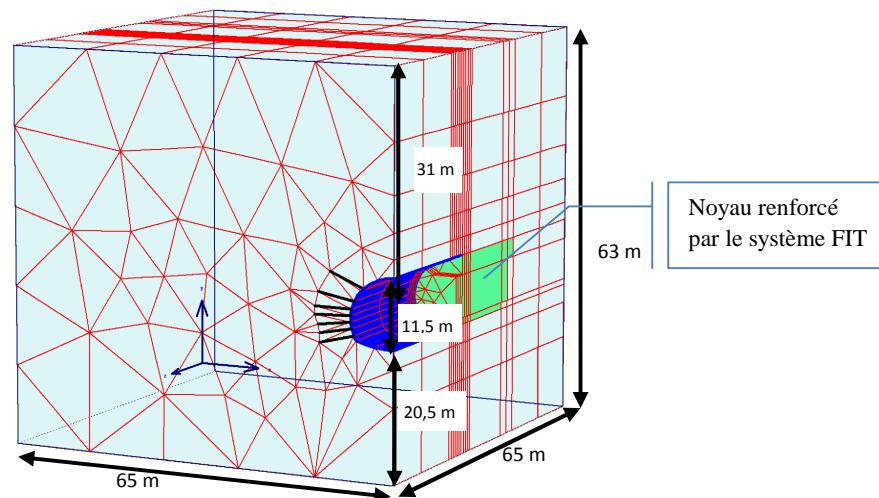


Fig. 3. Modèle géométrique de l'ouvrage.

Tableau 1. Caractéristiques mécaniques du sol naturel du front de taille

| Tunnel T4 | γ_d (kN/m ³) | γ_{sat} (kN/m ³) | C (kN/m ²) | φ (°) | Ψ | E (kN/m) | N |
|-----------------|---------------------------------|-------------------------------------|------------------------|---------------|--------|----------|-----|
| Terrain naturel | 19.5 | 21 | 50 | 15 | 0 | 3.10^5 | 0.3 |

Tableau 2. Caractéristiques mécaniques des tubes « GRFP »

| | | |
|---|----------------------------|----------------------|
| 1 | Résistance à la traction | 600N/mm ² |
| 2 | Resistance au cisaillement | 100N/mm ² |
| 3 | Module d'élasticité | 20.000 ~ 30.000 Mpa |
| 4 | Poids linéique | 3 Kg/m |
| 5 | Section résistante | 346mm ² |

Les simulations numériques sont faites par un calcul en éléments finis au moyen du code de calcul Plaxis 3D Tunnel. Le comportement du sol est décrit par la loi de Mohr Coulomb. Deux phases sont décrites : la première est l'excavation de 3m et la deuxième atteint 9m. Le tableau 3 résume les caractéristiques mécaniques du soutènement provisoire et des boulons d'ancrage.

Les figures 3 et 5 présentent les courbes de variation du tassement de la clef en fonction du PK après excavation de 3m et 9m. Ces figures montrent que le tassement est plus important, plus que la section considérée est plus proche du front de taille. D'autre part, on constate que le renforcement du terrain conduit à une nette réduction du tassement. Le renforcement du terrain est modélisé par trois méthodes (renforcement de la cohésion, le module de Young et le renforcement de l'angle de frottement et la cohésion). L'examen des courbes de la figure 4 montre que la plus efficace est la méthode de renforcement par amélioration de l'angle de frottement et la cohésion du sol homogénéisé.

La figure 6 présente les courbes de variation de l'extrusion U_z en fonction du PK après excavation de 9m. Cette figure montre que l'extrusion est plus importante plus que la section considérée est plus proche du front de taille. D'autre part, on constate que le renforcement du terrain conduit à une réduction nette de l'extrusion.

Tableau 3. Caractéristiques mécaniques du soutènement provisoire et des boulons d'ancrage

| Matériau | Soutènement provisoire | Boulon d'ancrage |
|-------------------------|------------------------|------------------|
| Coefficient de Poisson | 0.2 | - |
| EA (kN/m) | 8,874E+06 | 10.3E+04 |
| EI (kN.m ²) | 7.50E+04 | 4.02 |
| d (m) | 0.3 | - |

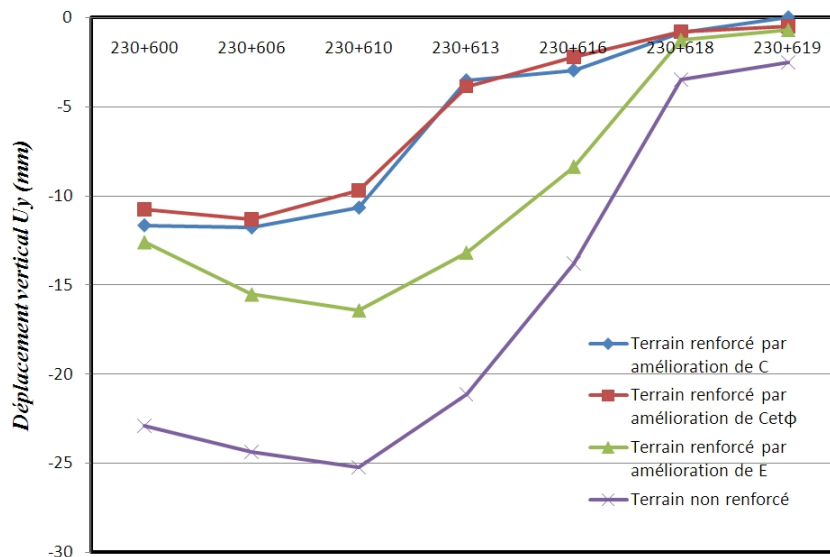


Fig. 4. Déplacement vertical U_y en fonction du PK (cas d'une excavation de 3m).

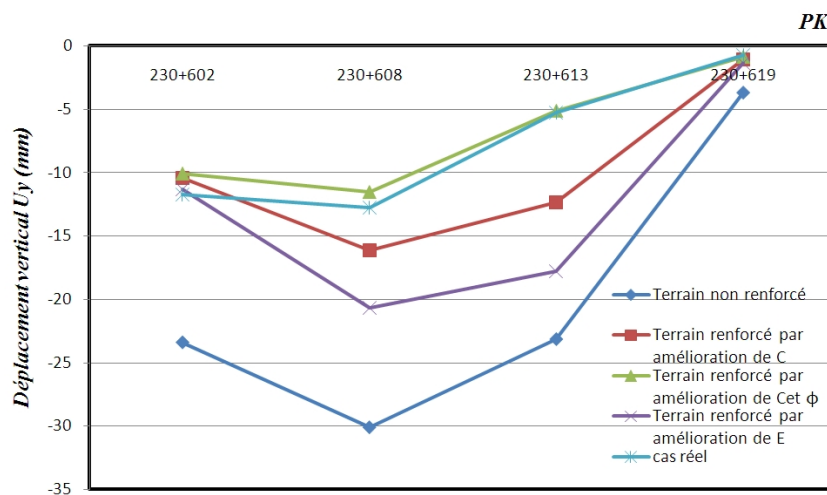


Fig. 5. Déplacement vertical U_y en fonction du PK (cas d'une excavation de 9m).

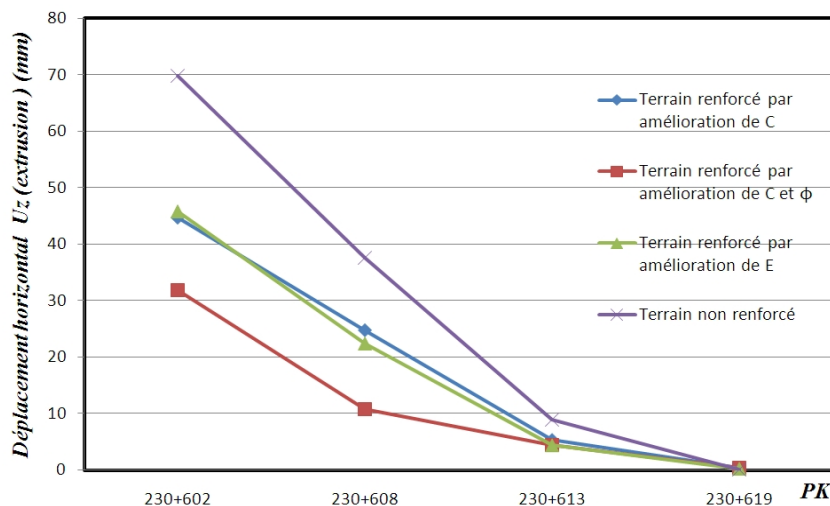


Fig. 6. Déplacement horizontal U_z (extrusion) en fonction du PK(cas d'une excavation de 9m).

5. Conclusions

Le renforcement du front de taille des tunnels constitue un facteur important dans la sécurité des intervenants et la préservation du matériel de creusement contre d'éventuels éboulements du front de taille.

Dans cet article, le front de taille du tunnel de Djebel El-Kantour, faisant partie de l'autoroute est ouest, est renforcé par des tubes GFRP. Pour mieux comprendre le comportement des zones renforcées, un calcul en éléments finis au moyen du code de calcul Plaxis 3D Tunnel a permis de mettre en évidence l'adaptation de l'homogénéisation du terrain du front de taille par amélioration de l'angle de frottement et de la cohésion. Cette technique permet d'économiser considérablement le temps des simulations numériques.

Références

- Dias, D. (1999) Renforcement du front de taille des tunnels par boulonnage : Etude numérique et application à un cas réel en site urbain, Thèse de Doctorat, Institut national des sciences appliquées de Lyon, France.
- Grasso, P., A. Mahtab, S. Pelizza (1989) Reinforcing a rock zone for stabilizing a tunnel in complex formations. Proc. Int. Congr. Progress innovation in tunnelling, Toronto, Vol. 2, pp. 671-678.
- Indraratna, B., P.K. Kaiser (1990) Analytical Model for the Design of Fully Grouted Rock Bolts. International Journal of Numerical and Analytical Methods in Geomechanics 14(4): 227-251.
- Korbin, G.E., T.I. Brekke (1976) Model study of tunnel reinforcement, ASCE. Journal of the geotechnical engineering division 102: 895-908.
- Lunardi, P., A. Focaracci, P. Giorgi, A. Papacella (1992) Tunnel face reinforcement in soft ground design and controls during excavation. Towards New words in tunneling, Rotterdam, pp. 897-908.
- Lunardi, P. (2000) The design and construction of tunnels using the approach based on analysis of controlled deformation in rocks and soils. T & T International ADECO-RS Approach, Rocksoil S.p.A.
- Mokhbi, H., S. Messast, F. Hamoud (2011) Comparaison entre deux méthodes de renforcement du front de taille : étude d'un cas réel. Proceeding of the second International Conference on Geotechnical Engineering, 25-26 October 2010, Hammamet, Tunis.
- Peila, D. (1994) A theoretical study of reinforcement influence on the stability of tunnel face. Geotechnical and geological engineering 12: 145-168.