



MODELISATION DE LA CONSTRUCTION D'UN TUNNEL EN SOL

SATURE

S. Louadj^{1,*}, M. Saadi¹

¹Laboratoire Géomatériaux Environnement et Aménagement (LGEA), Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou, BP. 17, RP 15000, Algérie

RÉSUMÉ

La réalisation des tunnels dans des zones aquifères a toujours posé des problèmes pour les géotechniciens pendant le creusement ou pendant l'exploitation de l'ouvrage. Les risques liés à la stabilité du contour du tunnel sont essentiellement dus aux faibles caractéristiques des terrains en place et un danger de débouffrage sous de forts gradients hydrauliques est à craindre. Grâce au développement des moyens de creusement, les ingénieurs sont arrivés à mieux anticiper les mouvements engendrés dans les sols encaissants, et la réalisation des tunnels dans ce type de terrains est devenue possible. Dans ce travail, il s'agit de modéliser le comportement d'un tunnel circulaire construit en sol saturé dans le but d'investiguer la méthode qui conviendrait à sa réalisation. Deux méthodes de creusement sont proposées et consistent à utiliser le Tunnelier et la nouvelle méthode Autrichienne (NATM). L'analyse est effectuée tout en respectant les étapes de construction pour déterminer les forces et les moments qui se développent dans le revêtement final à long terme.

Keywords: Tunnels ; Zones Aquifères ; Puits d'Assèchement ; Méthode NATM ; Tunnelier.

1. INTRODUCTION

La réalisation des ouvrages souterrains est en expansion permanente à cause de leur utilisation dans divers domaines. Aujourd'hui, cette branche du génie civil est soutenue par une série d'innovations technologiques modernes permettant de répondre aux besoins croissants de communication, de transport (marchandise, eau), mais aussi pour assurer le stockage de matières dangereuses (pétrole, gaz), pour décongestionner la surface des villes (parkings souterrains) ou pour loger des unités de production d'énergie (centrales enterrées). La longueur cumulée des ouvrages souterrains construits dans le monde montre ainsi l'importance du nombre d'ouvrages souterrains construits au fil des années [1].

La construction en souterrain engendre des risques spécifiques pendant tous les stades du projet ; durant sa construction, son exploitation et même après son abandon. L'histoire des tunnels mentionne en effet des effondrements spectaculaires et autres désastres qui

démontrent l'existence d'un potentiel d'accidents à grande échelle pendant le creusement et l'exploitation de ces ouvrages. Les risques principaux rencontrés ont plusieurs origines. Ils sont liés aux risques géotechniques et géologiques, aux risques hydrologiques et aux risques d'étude. Les risques liés aux instabilités dans ces ouvrages sont classés selon une échelle de gravité des impacts correspondants [2], [3].

Les méthodes de dimensionnement, les outils de calcul, les techniques de creusement et les modes de soutènement ont significativement évolué au cours du temps, mais l'histoire de la construction en souterrain réserve beaucoup de surprises et est parcourue d'accidents tragiques avec des pertes de vies humaines. Ces accidents peuvent avoir par ailleurs des répercussions économiques et des impacts sociaux qui ne doivent pas être négligés [4]. En site urbain, les ingénieurs sont confrontés à un problème majeur concernant la protection des ouvrages existants contre les risques induits par le creusement. Aussi, les premiers travaux dans ce domaine ont été orientés vers la détermination des mouvements de sols induits par le creusement en l'absence de ces ouvrages. Pour cela, diverses approches ont été élaborées et se basent sur l'auscultation et les mesures in-situ pour apporter des renseignements précieux sur les mouvements de terrains induits par le creusement et ont permis de constituer une bonne base des connaissances dans ce domaine [5], [6], [7], [8], [9], [10].

En zones aquifères, la construction d'un tunnel a toujours posé d'énormes problèmes qui ne sont pas entièrement résolus à l'heure actuelle. La difficulté est d'autant plus grande que les terrains ont une faible cohésion et un risque de débouillage sous de forts gradients hydrauliques est à craindre, provoquant inévitablement l'envahissement de la galerie pendant le creusement du tunnel.

Les méthodes d'excavations et de soutènements ne cessent d'évoluer pour répondre aux différents problèmes qui surviennent pendant tous les stades du projet. Dans les terrains de bonne tenue, l'excavation est généralement réalisée avec les méthodes conventionnelles (explosifs ou avec des machines à attaque ponctuelles) qui nécessitent rarement les soutènements provisoires tels que le béton projeté et les boulons d'ancrage. En terrain de faibles caractéristiques, le maintien frontal et latéral de l'excavation et la maîtrise des pressions hydrostatiques sont indispensables. L'emploi de la nouvelle méthode Autrichienne (excavation par partie) ou le tunnelier sont envisageables. L'utilisation de la méthode autrichienne permet de limiter le déconfinement des sols autour de l'excavation mais elle ne permet pas de contrôler les pressions hydrostatiques ce qui exige l'assèchement du sol. L'utilisation de tunnelier (TBM) permet d'assurer la stabilité du front de taille et le maintien des pressions hydrostatiques grâce à l'application des pressions frontales, et de minimiser la convergence du sol grâce à la présence de la jupe métallique ainsi que la possibilité d'injecter un mortier de bourrage à l'extrados du revêtement.

Pour la construction de tunnels souterrains profonds, l'un des problèmes importants est la

conception du revêtement en tenant compte de l'écoulement des eaux souterraines dans le tunnel en particulier lorsque l'infrastructure est située sous l'eau [11]. Les contraintes effectives autour du tunnel sont affectées par les forces d'infiltration qui en résultent. La détermination de la répartition des contraintes autour du tunnel est essentielle pour son influence sur la sécurité des travailleurs et sur la maintenance quotidienne, en particulier lorsque les ouvertures souterraines sont creusées dans des zones à fort potentiel sismique [12]. Les modèles analytiques peuvent fournir les champs de contrainte et de déplacement dans l'ensemble du domaine grâce à une dérivation mathématique rigoureuse qui prend en compte les paramètres physiques pertinents [13]. Les solutions analytiques sont considérées comme plus avantageuses que les autres méthodes car elles permettent d'explorer plus efficacement la physique régissant et de vérifier l'exactitude des résultats. Cependant, les méthodes numériques permettent d'étudier les instabilités poro-mécaniques des roches et le comportement non linéaire des géomatériaux qui sont difficiles à atteindre analytiquement [14], [15].

L'apport d'eau dans un tunnel a été largement étudié ces dernières années [16], [17], [18], [19], [20], [21]. Dans ces études, les nappes phréatiques ont été considérées en utilisant une cartographie conforme, qui a cartographié le domaine hydraulique semi-infini entièrement saturé sur un anneau circulaire. [22] ont montré que la variation de la pression interstitielle a une grande influence sur la répartition des contraintes et des déplacements autour des tunnels.

Il s'agit dans ce travail de modéliser la construction d'un tunnel circulaire situé à une profondeur de 65 m au-dessous de la surface du sol. Le problème majeur dans la réalisation de cet ouvrage est la présence d'une nappe d'eau à 5 m de la surface du sol. Deux solutions sont investiguées pour le creusement de ce tunnel dans les conditions particulières ; la méthode de creusement au tunnelier et la méthode de creusement par la nouvelle méthode Autrichienne. Pour chaque solution envisagée, la démarche suivie pour la modélisation numérique et les principaux résultats obtenus sont présentés. On s'intéressera particulièrement à la détermination des forces et des moments qui se développent dans le revêtement final lorsque le soutènement provisoire perd de sa résistance.

2. PRESENTATION DU CAS D'ETUDE ET CONTEXTE GEOTECHNIQUE

Le cas considéré dans cette étude est une représentation simple d'un tunnel à grande profondeur en sol saturé [23]. Il s'agit d'un tunnel circulaire de 12 m de diamètre, situé à 65 m au-dessous de la surface sol tel que le montre la Fig. 1. Pour la réalisation du tunnel, la première solution proposée consiste en l'utilisation du tunnelier (TBM) pour l'excavation et la mise en place du revêtement final (installation des voussoirs). Un mortier de bourrage est injecté pour combler les vides entre le revêtement final et le terrain encaissant. L'utilisation de cette méthode ne demande pas le rabattement de la nappe, mais dépend de la disponibilité du

tunnelier. La deuxième solution consiste en l'utilisation de la Nouvelle Méthode Autrichienne qui utilise un mode d'excavation en demi-section et un soutènement provisoire renforcé par des boulons d'ancrage avant l'installation d'un revêtement final. L'utilisation de cette méthode exige le rabattement de la nappe à l'aide des puits d'assèchement, qui seront actifs pendant la construction de l'ouvrage.

Les sols en place sont constitués par une roche tendre homogène constituée par du calcaire dont les caractéristiques, en conditions drainées, sont synthétisées dans le Tableau 1. [23]

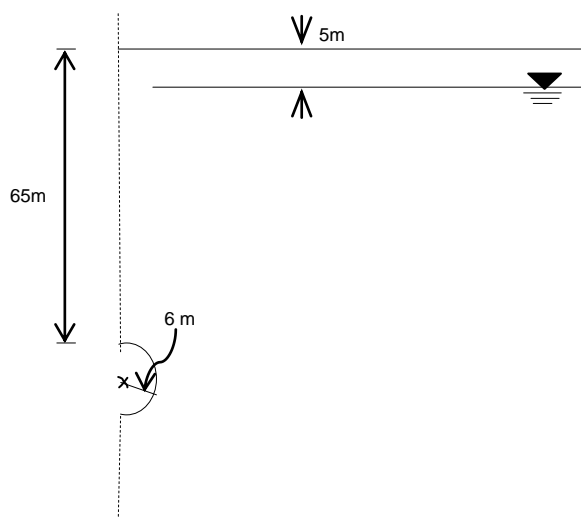


Fig.1. Conditions du cas étudié

Tableau 1. Propriétés de la roche en place [23]

	Unités	Roche
Poids volumique humide (γ_{unsat})	(kN/m ³)	21.40
Poids volumique saturé (γ_{sat})	(kN/m ³)	22.40
Module de Young (E)	(MPa)	1375
Coefficient de poisson (ν)		0.3
Cohésion (C)	(kPa)	20
Angle de frottement (ϕ)	(Degree)	20
Perméabilité	m/s	10^{-8}

3. MODELE NUMERIQUE ET CONDITIONS AUX LIMITES

L'analyse numérique est effectuée moyennant le logiciel en éléments finis PLAXIS-2D. Le maillage adopté pour le modèle numérique exploité dans le cadre de cette étude est montré en Fig. 2. La symétrie du problème nous permet de traiter la moitié du modèle en considérant une ligne de symétrie qui correspond à $X = 0$. Les dimensions du modèle considéré sont de 0.0 à 120.0 m dans la direction X et de -80.0 m à 65.0 m dans la direction Y.

Les conditions aux limites sont imposées de manière à empêcher tout déplacement horizontal sur les frontières latérales et la base du modèle est considérée fixe.

Pour la modélisation du comportement du sol en place, la loi de comportement élastique parfaitement plastique de Mohr-Coulomb est utilisée. Les valeurs des paramètres nécessaires pour ce modèle sont indiquées dans le Tableau 1.

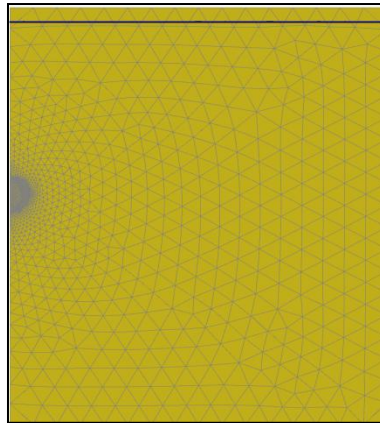


Fig.2. Maillage adopté pour le modèle numérique du tunnel

4. ETAT INITIAL DES CONTRAINTES ET DES PRESSIONS INTERSTITIELLES DES SOLS EN PLACE

La répartition des contraintes initiales des sols en place avant tout chargement est obtenue en utilisant la procédure K_0 . Sur la Fig. 3 sont présentées les contraintes verticales et les contraintes horizontales dans les sols avant la construction du tunnel.

Dans ce projet, le niveau de la nappe est à 5m de la surface, la répartition initiale des pressions interstitielles dans les sols en place est illustrée en Fig. 4.

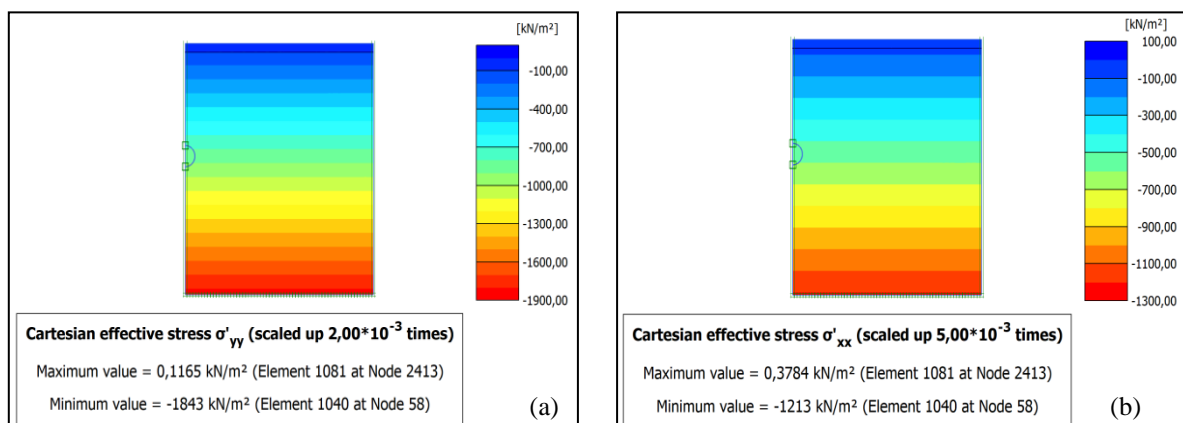


Fig.3. Distribution des contraintes dans le sol à l'état initial : a- contraintes verticales, b- contraintes horizontales

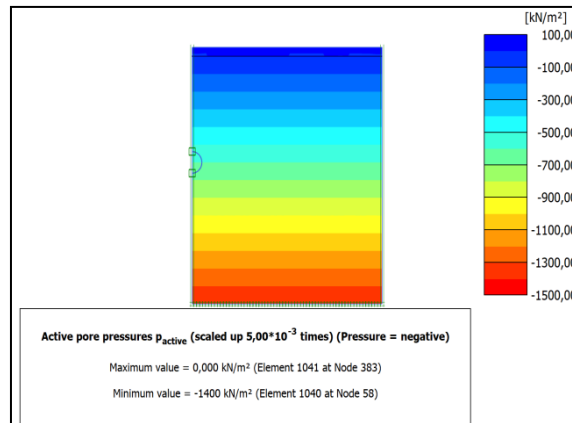


Fig.4. Distribution des pressions interstitielles dans le sol à l'état initial

5. MODELISATION DE LA CONSTRUCTION DU TUNNEL PAR LA METHODE DE CREUSEMENT AU TUNNELIER

La procédure de simulation consiste à vérifier la stabilité du tunnel pendant l'excavation au tunnelier et après la mise en place le revêtement final (voussoirs) et injection du mortier de bourrage tout en activant une contraction $C_{ref} = 0,5$. Les éléments structuraux (voussoirs) sont modélisés sous forme de plaques quadrilatères au comportement élastique linéaire, ayant une rigidité à la flexion EI et une raideur normale EA . Les propriétés des voussoirs utilisés sont résumées dans le Tableau 2.

Tableau 2. Propriétés des voussoirs

	Unités	Voussoirs
Poids volumique	(kN/m ³)	25
Module de Young (E)	(GPa)	15
Coefficient de poisson (ν)		0.2
Rigidité normale (EA)	(kN/ml)	6×10^6
Rigidité à la flexion (EI)	(kN.m ² /ml)	79500
Epaisseur	m	0.4

Sur la Fig. 5 sont présentés les déplacements obtenus après le creusement du tunnel et installation du revêtement final. On remarque que le déplacement vertical maximal de l'ordre de 1.67 cm est localisé au sommet (voûte du tunnel) (Fig. 5a). Un déplacement horizontal maximal de l'ordre de 2.33 cm est enregistré au niveau de la partie latérale du tunnel (Fig. 5b).

Sur la Fig. 6 sont indiqués les déplacements induits une fois le mortier de bourrage se dégrade et le sol se détend sur le revêtement final. On constate une augmentation insignifiante de ces déplacements par rapport à la situation précédente (0.02 cm pour le déplacement vertical et 0.05 cm pour le déplacement horizontal). Cela signifie que le mortier de bourrage ne joue

aucun rôle en terme de résistance. Un déplacement vertical de l'ordre de 1.7 cm est induit dans le revêtement final tel que montré en Fig. 7.

La distribution des efforts internes dans le revêtement final est représentée en Fig. 8 pour la résultante des forces axiales et pour les moments fléchissant. Une force maximale de 4615 kN/ml et un moment maximal de 39.81 kN.m/ml sont induits. Ces sollicitations sont nécessaires pour calculer le ferrailage adéquat pour les voussoirs utilisés dans ce tunnel.

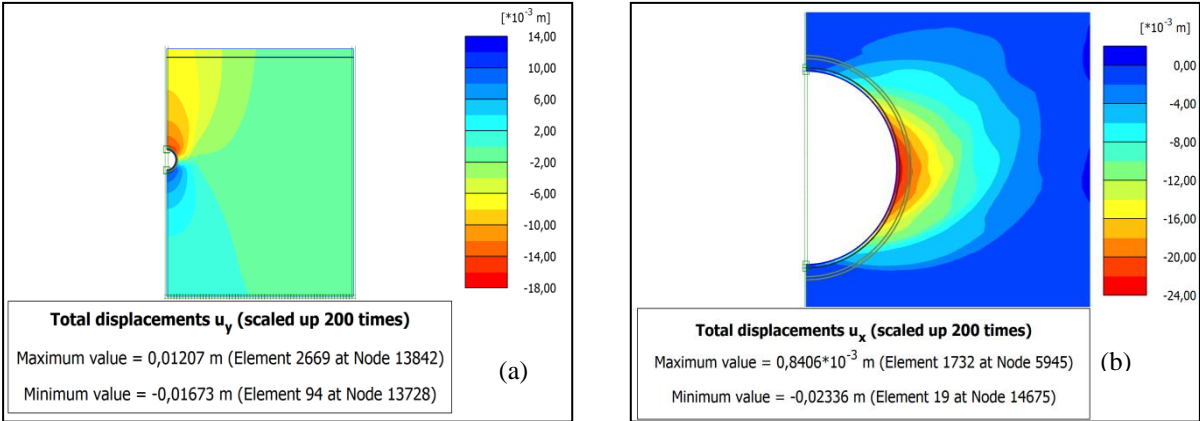


Fig.5. Déplacements induits dans le sol après creusement du tunnel et mise en place du revêtement final (voussoirs) : a- déplacement vertical, b- déplacement horizontal

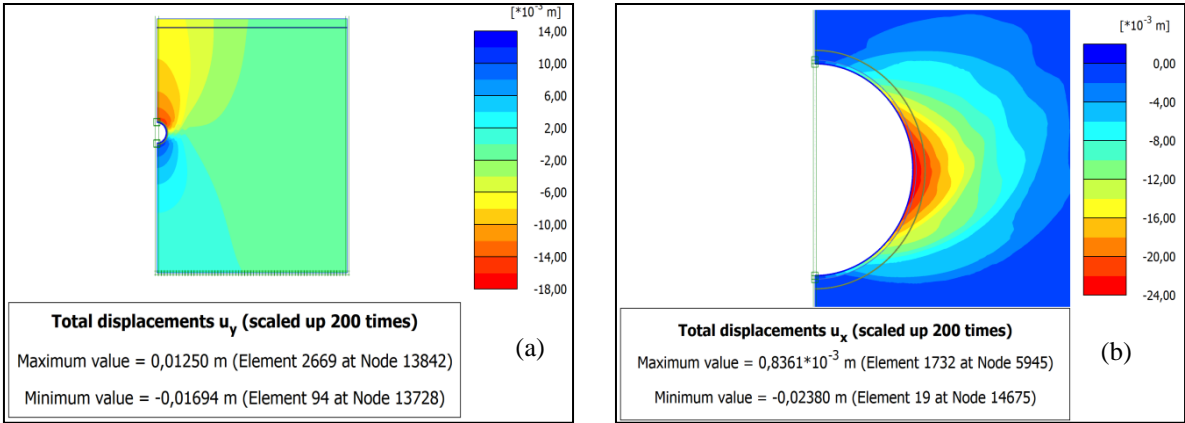


Fig.6. Déplacements induits dans le sol à long terme: a- déplacement vertical, b- déplacement horizontal.

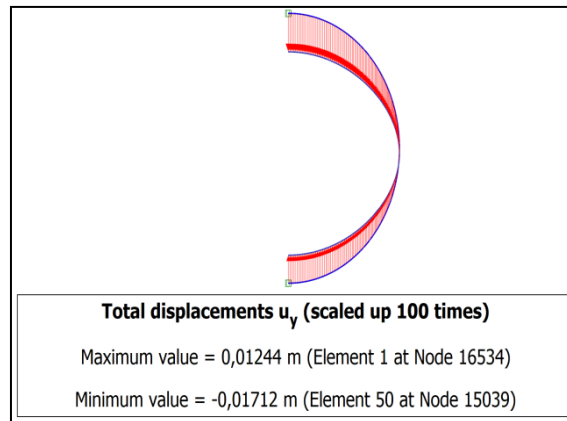


Fig.7. Déplacement vertical induit dans le revêtement final

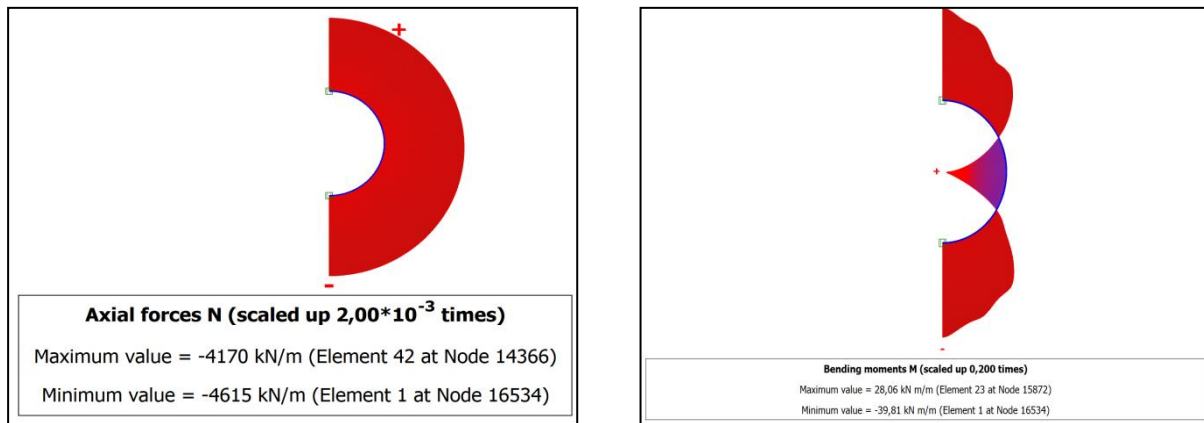


Fig.8. Force axiale et moments fléchissant dans le revêtement final

6. MODELISATION DE LA CONSTRUCTION DU TUNNEL PAR LA NOUVELLE METHODE AUTRICHIENNE (NATM)

La deuxième solution proposée consiste à réaliser le tunnel en question par excavation en demi-section. Les éléments structuraux (soutènement provisoire et revêtement final) sont modélisés sous forme de plaques quadrilatères au comportement élastique linéaire, et ayant une rigidité à la flexion (EI) et une raideur normale (EA). Les caractéristiques nécessaires sont présentées dans le Tableau 3 pour le béton projeté et les boulons d'ancrage et dans le Tableau 4 pour le revêtement final. Une épaisseur équivalente pour les éléments structuraux d_{eq} est obtenue par la relation (1) suivante :

$$d_{eq} = \sqrt{12 \frac{EI}{EA}} \quad (1)$$

La démarche adoptée pour modéliser la construction du tunnel par la méthode NATM comporte sept étapes. Chacune d'elle représente une étape de réalisation in-situ :

- 1- Rabattement de la nappe à l'aide de cinq puits d'assèchement disposés tous les 20 m, avec un débit de $20 \text{ m}^3/\text{jour}$ chacun.

- 2- Excavation de la partie supérieure de tunnel avec un déconfinement du sol ($1-\beta$) = 60%.
- 3- Application d'un soutènement en béton projeté et installation des boulons d'ancrages avec fin de déconfinement ($1-\beta$) = 100%.
- 4- Excavation de la partie inférieure (Stoss), avec un déconfinement ($1-\beta$) = 60%.
- 5- Application du soutènement de la partie inférieure (Stoss) et installation des boulons d'ancrages avec application de fin de déconfinement ($1-\beta$) = 100%.
- 6- Installation du revêtement final (béton coulé sur place).
- 7- Calcul à long terme, le niveau de la nappe est à son niveau d'origine et le béton projeté perd sa résistance.
- 8-

Tableau 3. Propriétés du béton projeté et des boulons d'ancrage

	Unités	Béton projeté	Boulons d'ancrage
Poids volumique	(kN/m ³)	24	29.40
Module de Young (E)	(GPa)	10	210
Coefficient de poisson (ν)		0.2	0.2
Rigidité normale (EA)	(kN/ml)	2×10^6	-
Rigidité à la flexion (EI)	(kN.m ² /ml)	6600	-
Epaisseur	(m)	0.2	-
Diamètre	(m)	-	0.022
Section	(m ²)	-	0.379
Longueur d'ancrage	(m)	-	6

Tableau 4. Propriétés du revêtement final

	Unités	Béton coulé sur place
Poids volumique	(kN/m ³)	25
Module de Young (E)	(GPa)	25
Coefficient de poisson (ν)		0.2
Rigidité normale (EA)	(kN/ml)	10^7
Rigidité à la flexion (EI)	(kN.m ² /ml)	132500
Epaisseur	m	0.4

6.1. Rabattement de la Nappe en Utilisant des Puits d'Assèchement

Comme déjà mentionné, cinq puits d'assèchement disposés tous les vingt mètres sont utilisés pour rabattre la nappe à un niveau 10 m au-dessous du tunnel avec un débit de 20 m³/ jour. Après le rabattement de la nappe, les puits d'assèchements sont actifs durant toutes les étapes

de construction afin de garder le même niveau de la nappe. La Fig. 9 permet de visualiser le fonctionnement des puits avant le creusement du tunnel. Le degré de saturation des sols en place avant et après le rabattement de la nappe est montré en Fig. 10. Cette figure nous montre le bon fonctionnement des puits d'assèchement. Le rabattement du niveau de la nappe a généré des tassements en surface d'environ 5 cm tel que montré en Fig. 11.

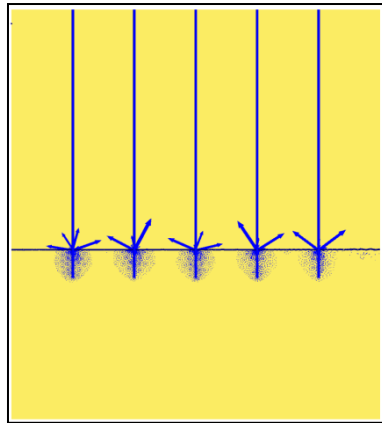


Fig.9. Fonctionnement des puits d'assèchement

6.2. Excavation de la Partie Supérieure et Mise en Place du Soutènement

Les déplacements induits après excavation de la partie supérieure du tunnel sont montrés en Fig. 12 après le creusement et en Fig. 13 après la mise en place du soutènement provisoire et les boulons d'ancrage. On remarque que les déplacements induits sont de quelques millimètres pendant l'excavation et application d'un déconfinement de 60%. Ces déplacements atteignent une valeur de l'ordre de 5.1 cm après l'application d'un déconfinement de 100% et l'installation du soutènement.

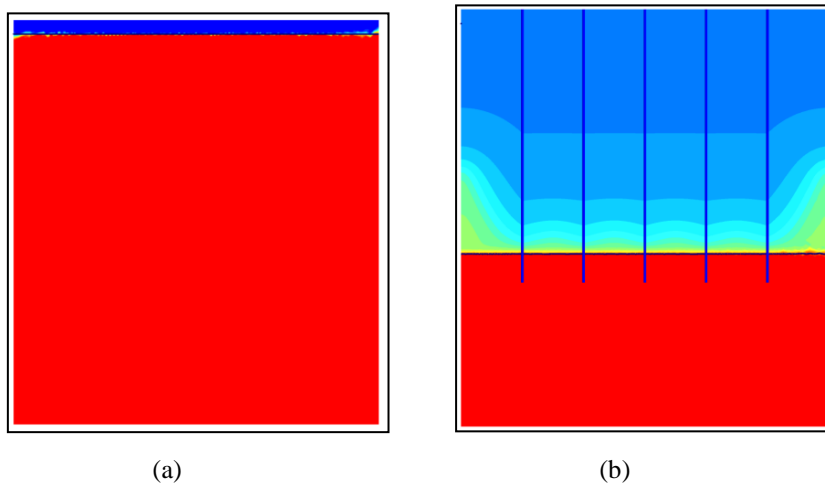


Fig.10. Degré de saturation des sols : (a) avant le rabattement de la nappe – (b) après le rabattement de la nappe

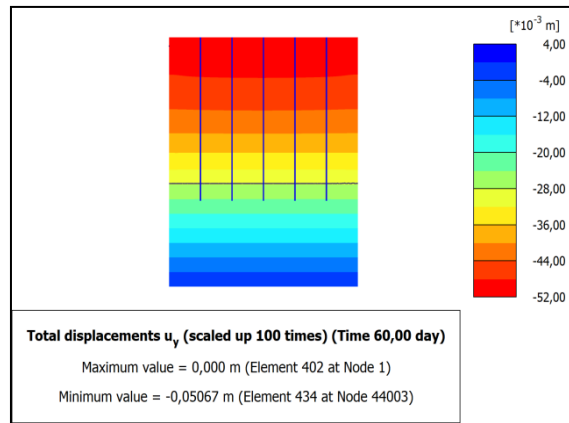


Fig.11. Déplacements verticaux induits dans le sol par le rabattement de la nappe

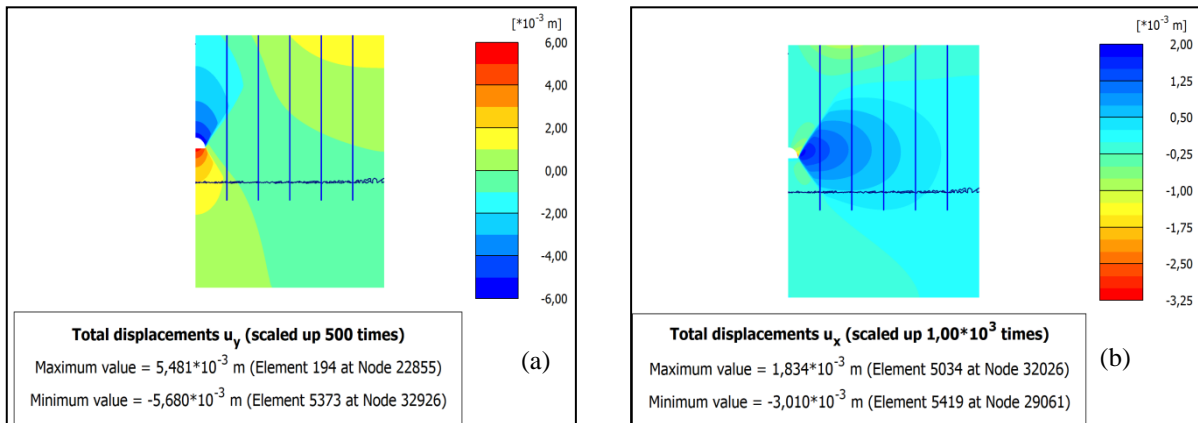


Fig.12. Déplacements induits dans le sol après excavation de la partie supérieure: a- déplacement vertical, b- déplacement horizontal

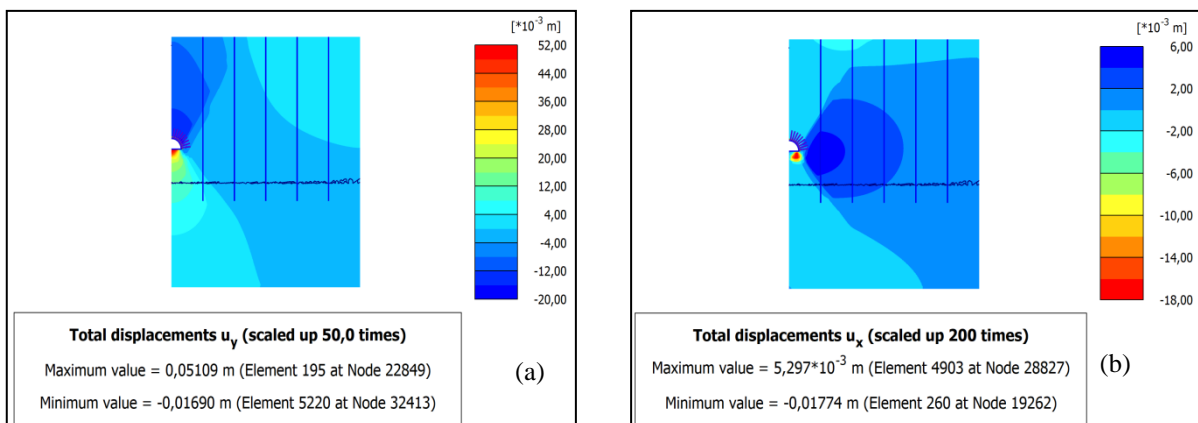


Fig.13. Déplacements induits dans le sol après mise en place du soutènement de la partie supérieure : a- déplacement vertical, b- déplacement horizontal

6.3. Excavation et Soutènement de la Partie Inférieure

Les déplacements obtenus après le creusement et la mise en place du soutènement de la partie inférieure sont montrés en Fig. 14 et en Fig. 15 respectivement. A la fin du déconfinement, on enregistre un tassement maximal de l'ordre de 3.61 cm

6.4. Application du Revêtement Final

Les déplacements enregistrés après la mise en place du revêtement final sont indiqués sur la Fig. 16. L'état des déformations reste quasiment inchangé par rapport à l'étape précédente. Cela vérifie la bonne résistance à court terme du soutènement appliqué.

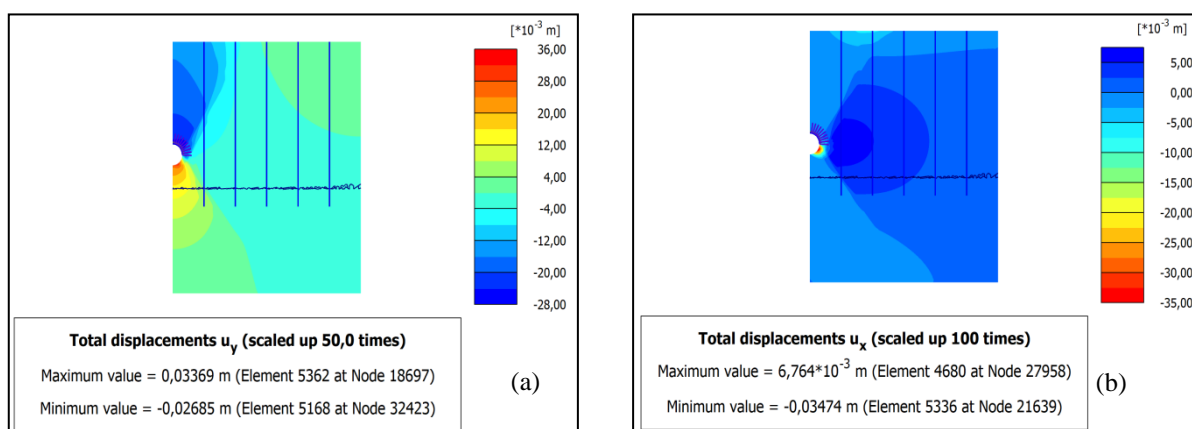


Fig.14. Déplacements induits dans le sol après excavation de la partie inférieure : a- déplacement vertical, b- déplacement horizontal

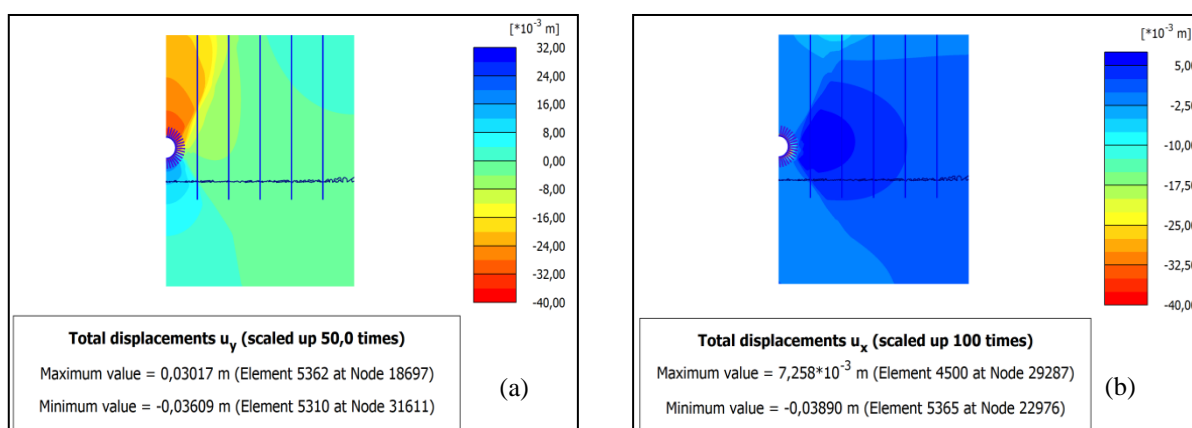


Fig.15. Déplacements induits dans le sol après mise en place du soutènement de la partie inférieure : a- déplacement vertical, b- déplacement horizontal

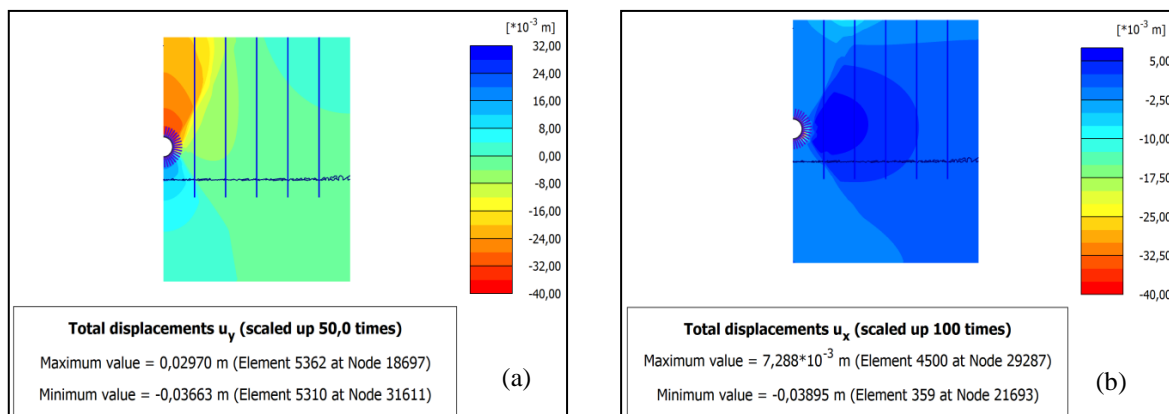


Fig.16. Déplacements induits dans le sol après mise en place du revêtement final : a- déplacement vertical, b- déplacement horizontal.

6.5. Comportement à Court Terme une Foix la Nappe est Rétablie à son Niveau Initial

Une fois le revêtement final est installé, les puits d’assèchements sont arrêtés et la nappe remonte à son niveau d’origine. Les pressions interstitielles sont rétablies dans le sol en place ce qui engendre des forces axiales dans le revêtement. Les déplacements induits après l’arrêt des puits d’assèchements sont montrés en Fig. 17. Un déplacement maximal de 4,8 cm sous forme d’un soulèvement est enregistré en surface.

6.6. Comportement à Long Terme

Dans cette étape de calcul, l’état des déplacements est vérifié à long terme une fois le béton projeté perd sa résistance et le niveau de la nappe est toujours à son niveau d’origine. On constate que les déformations sont très insignifiantes ce qui indique un bon comportement à long terme de l’ouvrage et des sols en place tel que montré en Fig. 18. Le déplacement vertical enregistré sur le revêtement final est de l’ordre de 1.77 mm comme indiqué sur la Fig. 19. La distribution des efforts internes dans le revêtement final, représentée en Fig. 20 pour la résultante des forces axiales et pour les moments fléchissant, nous renvoie une force axiale maximale de 4614 kN/ml et un moment maximal de 60.77 kN.m/ml. Ces valeurs sont utiles pour le calcul du ferrailage de cet élément structural.

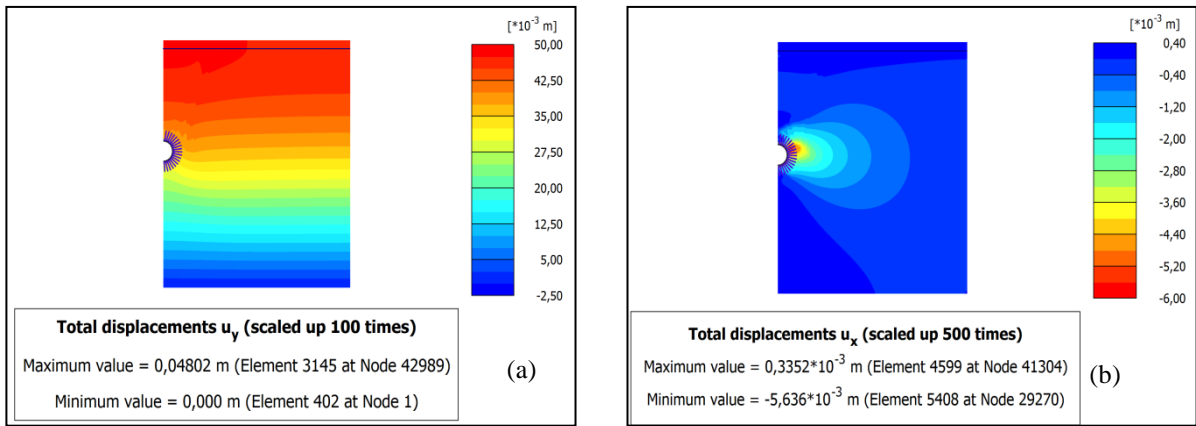


Fig.17. Déplacements induits dans le sol avec le niveau de la nappe à son niveau d'origine : a- déplacement vertical, b- déplacement horizontal.

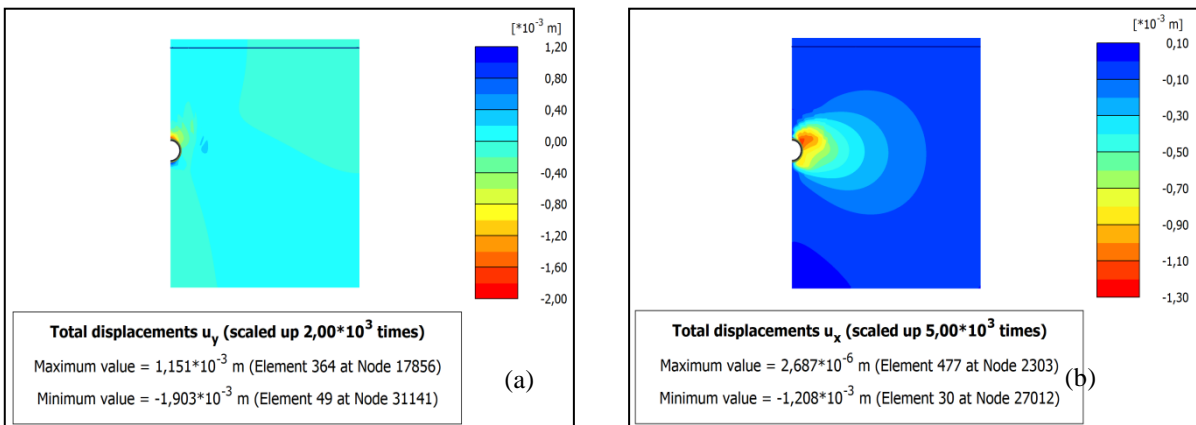


Fig.18. Déplacements induits dans le sol avec le niveau de la nappe à son niveau d'origine : a- déplacement vertical, b- déplacement horizontal.

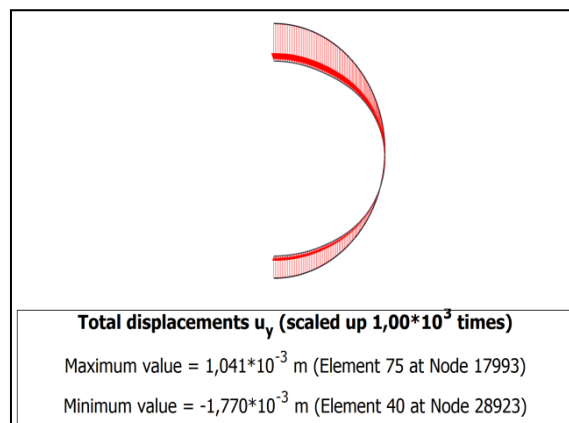


Fig.19. Déplacement vertical induit dans le revêtement final

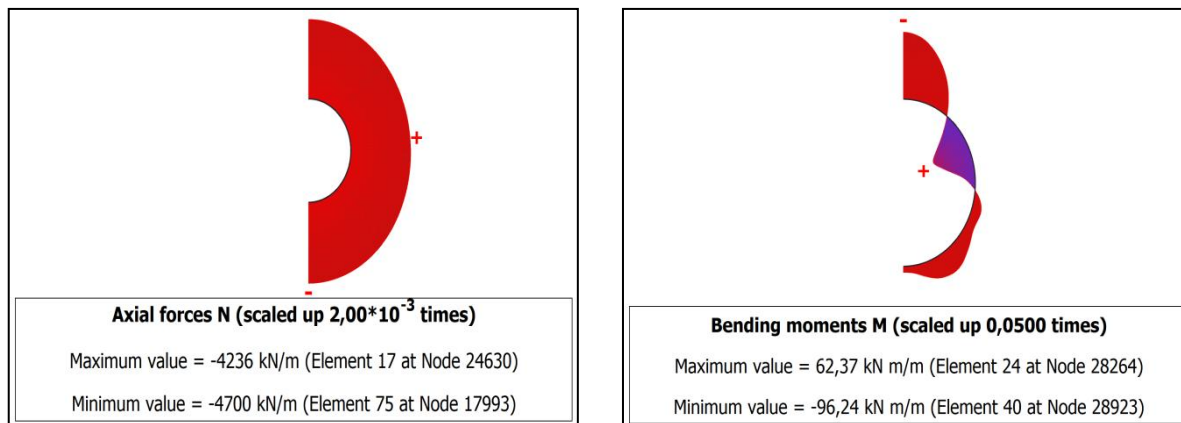


Fig.20. Force axiale et moments fléchissant dans le revêtement final une fois le béton projeté perd sa résistance

7. CONCLUSION

Le choix de la méthode de creusement d'un tunnel dépend généralement du type de la roche ou du sol à excaver en liaison avec la situation du niveau phréatique (niveau de la nappe), la profondeur du tunnel, et de la géométrie du tunnel.

Le moyen de creusement au tunnelier permet de réaliser des ouvrages dans tous types de géologies, des terrains meubles très perméables jusqu'aux roches les plus dures, sous forte charge d'eau, et quand les conditions de stabilité ne sont pas assurées. L'excavation de la section du tunnel à réaliser se fait en une seule fois (attaque globale) et comprend un système de protection des parois de l'excavation entre le front de taille et le revêtement. L'exécution très rapide et efficace rend cette méthode privilégiée mais sa disponibilité, son cout très élevé et la section qui doit rester toujours circulaire avec un même diamètre constituent des limites à son utilisation non moins importantes. La nouvelle méthode autrichienne (NATM) peut se faire suivant différents modes d'attaque, en fonction de la qualité du terrain rencontré, son utilisation permet de limiter le déconfinement des sols autour de l'excavation mais elle ne permet pas de contrôler les pressions hydrostatiques ce qui exige l'assèchement du sol.

Dans le cas de cette étude, le creusement du tunnel a donné lieu à des perturbations de l'état initial des contraintes dans le sol. La redistribution de ces dernières est variable selon la méthode et la phase de creusement. En terrain de faibles caractéristiques que présente le cas étudié, le maintien frontal et latéral de l'excavation et la maîtrise des pressions hydrostatiques sont indispensables.

La modélisation numérique a montré que l'excavation avec le Tunnelier donne lieu à des tassements moins importants que ceux engendrés par l'excavation avec la nouvelle méthode autrichienne. Les déplacements obtenus en utilisant cette dernière, qui nécessite la variation du niveau de la nappe, mettent en évidence l'importance des conditions hydrogéologiques sur les déplacements susceptibles d'être induits lors du creusement d'un tunnel dans des massifs

saturés. Il est possible de recourir à d'autres méthodes qui permettent de traiter le problème de la nappe tel que l'utilisation de la méthode de la congélation de l'eau autour du tunnel ou bien l'utilisation de la méthode Jet-grouting pour consolider et étanchéifier le sol autour de tunnel. Le choix entre les deux méthodes du creusement dépendra forcément de la disponibilité de tunnelier et de l'étude technico-économique.

8. REFERENCES

- [1] Atkins W. S. et al. The risk to third parties from bored tunneling in soft ground (2006). Research report, 453, Crown publications.
- [2] Grasso P., E. Chiriotti, S. Xu La maîtrise des risques, une approche indispensable dans le développement des études de tunnels en terrains difficiles. *Revue française de géotechnique*, 2004, No 109, pp. 3-21
- [3] Oggeri C., G. Ova Quality in tunneling: ITA-AITES Working Group., 16 Final reports. *Tunneling and Underground Space Technology*, 2004, Vol 4, pp. 239–272
- [4] Anderson J. Minimizing underground construction risks requires maximum engineering efforts. *Tunneling and Underground Space Technology*, 1998, Vol. 13, No 4, pp. 365-368
- [5] Peck R. B. Excavations and tunneling in soft ground. stat of the art report. 7th Int. Conf. Soil Mech. And Fdn Engng, Mexico, 1969, pp. 225-29
- [6] Attewell P.B., I.W. Farmer Ground settlement above shield driven tunnels in clays. *Tunnels and Tunneling* (1), 1975, pp. 58-62
- [7] Atkinson J.H., D.M. Potts Subsidence above shallow tunnels in soft ground. *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE GT4*, 1977, pp. 307-325
- [8] Davis E.H., M.J. Gunn, R.J. Mair, H.N. Seneviratne The stability of shallow tunnels and underground openings in cohesive material. *Géotechnique*, 1980, Vol. 30, No. 4, pp. 397-419
- [9] Clough G.W., Schmidt B. Design and performance of excavations and tunnels in soft clays. *Soft Clay Engineering.*, Brand & Brenner (Eds), Elsevier, Chapter 8, 1981, pp. 569-631
- [10] Rowe R. K., Kack G. J. A theoretical examination of the settlements induced by tunneling: four cases histories. *Canadian Geotechnical Journal*, 1983, Vol. 20, pp. 299-314
- [11] Li P., Wang F., Long Y., Zhao X. Investigation of steady water inflow into a subsea grouted tunnel. *Tunn. Undergr. Space Technol.*, 2018, 80 : 92–102
- [12] Yu H., Chen J., Bobet A., Yuan Y. Damage observation and assessment of the longxi tunnel during the wenchuan earthquake. *Tunn. Undergr. Space Technol.*, 2016, 54 : 102–116
- [13] Dong X., Karrech A., Basarir H., Elchalakani M., Qi C. Analytical solution of energy redistribution in rectangular openings upon in-situ rock mass alteration. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, 2018, 106 : 74–83
- [14] Karrech A., Beltaief O., Vincéc R., Poulet T., Regenauer-Lieb K. Coupling of thermal-hydraulic-mechanical processes for geothermal reservoir modeling. *J. Earth Sci.*, 2015, 26 (1): 47–52

- [15] Karrech A., Abbassi F., Basarir H., Attar M. Self-consistent fractal damage of natural geo-materials in finite strain. *Mech. Mater.*, 2017, 104 : 107–120
- [16] El Tani M. Circular tunnel in a semi-infinite aquifer. *Tunn. Undergr. Space Technol.*, 2003, 18 (1) 49–55
- [17] Park K A. Owatsiriwong, Lee J. Analytical solution for steady-state groundwater inflow into a drained circular tunnel in a semi-infinite aquifer: a revisit. *Tunn. Undergr. Space Technol.*, 2008, 23 (2) : 206–209
- [18] Arjnoi P., Jeong J., Kim C., Park K. Effect of drainage conditions on pore water pressure distributions and lining stresses in drained tunnels. *Tunn. Undergr. Space Technol.*, 2009, 24 (4) pp. 376–389
- [19] Ming H., Wang M., Tan Z., Wang X. Analytical solutions for steady seepage into an underwater circular tunnel. *Tunn. Undergr. Space Technol.*, 1010, 25 (4): 391–396
- [20] Fang Q., Song H., Zhang D. Complex variable analysis for stress distribution of an underwater tunnel in an elastic half plane. *Int. J. Numer. Anal. Methods Geomech.*, 2015, 39 (16) : 1821–1835
- [21] Hassani A. N., Farhadian H., Katibeh H. A comparative study on evaluation of steady-state ground-water inflow into a circular shallow tunnel. *Tunn. Undergr. Space Technol.*, 2018, 73: 15–25
- [22] Tran N., Do D., Hoxha D. A closed-form hydro-mechanical solution for deep tunnels in elastic anisotropic rock. *Eur. J. Environ. Civ. Eng.*, 2017, pp. 1–17
- [23] Panet M. Time-Dependent Deformations in Underground Works. In *Proceedings of the 4th ISRM Congress (Montreux)*, Rotterdam: A. A. Balkema and the Swiss Society for Soil and Rock Mechanics, 1979, Vol. 3, pp. 279-289