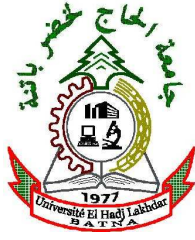


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'Enseignement Supérieur
et de la Recherche Scientifique



Université Hadj lakhdar –Batna

Institut de Génie Civil, d'Hydraulique et d'Architecture

Département de Génie Civil

Mémoire de Magistère en Génie Civil

Option : Géotechnique

Présenté par
Djelloul Chafia

Pour obtenir le diplôme de Magistère en **Génie Civil**

***ETUDE NUMERIQUE DE L'INTERACTION ENTRE
DEUX TUNNELS CIRCULAIRES EN ZONE URBAINE***

Sous la direction de Dr : Demagh Kamel

Mémoire soutenu le : 30.04.2011

Devant le jury composé de :

<u>Jury</u>	<u>Grade</u>	<u>Affiliation</u>	<u>Qualité</u>
H.CHABIL	Pr.	Univ. Constantine	Président
K.DEMAGH	M.C (A)	Univ. Batna	Rapporteur
K.ABBECHE	Pr.	Univ. Batna	Examinateur
M.BAHEDDI	M.C(A)	Univ. Batna	Examinateur
R.DEMAGH	M.C(B)	Univ. Batna	Invité

DÉDICACE

A la mémoire de ma mère, celle qui été toujours présente pour faire mon bonheur. Merci pour tes sacrifice. Merci d'avoir trimer sans relâche ,malgré les péripéties de l'âge , de la santé , de la vie pour mon bien être Enfin !Merci tout simplement d'être ...ma maman. « Maman j'aurai bien aimé que tu sois là aujourd'hui ».

A mon papa pour tous ce qu'il ma donné.

À celui qui ma soutenu et épaulé dans les galères, c'est a toi fares que cette thèse est dédiée, Fares, ce travail te doit beaucoupQu'il soit pour toit le témoignage de mon infinie reconnaissance pour ces années de compréhension et d'efforts communs.

A Anes Abdelmouiz et Mohamed Yazane nos enfants, tout étonnés que leur maman est enfin terminé « sa Thèse » !

REMERCIEMENTS

Je remercie en premier lieu ALLAH qui m'a donné le courage et la volonté afin de poursuivre des études en post-graduation.

Je tiens ensuite à remercier Monsieur Demagh Rafik, qui a dirigé cette thèse. Il s'y est grandement impliqué par ses directives, ses remarques et suggestions, mais aussi pour ses encouragements dans les moments clés de son élaboration. Je lui exprime mes profonds remerciements pour l'aide compétente qu'il m'a apportée, pour sa patience et son encouragement. Son œil critique m'a été très précieuse pour structuré le travail et pour améliorer la qualité des différentes partie.

Je remercie aussi Monsieur Demagh Kamel, le président et les membres du jury d'avoir accepter d'examiner ce mémoire.

Je saisisrai aussi cette occasion pour prononcer un mot de gratitude à l'égard de Monsieur Mekairi Mohamed pour ces encouragements, ces aides et son soutien morale le long de ces deux années d'études, et donc ma dette est envers lui.

A Madame Zabar Dallila qui a été toujours présente dans les moments de solitude et de souffrance, où l'on a terriblement besoin d'un petit mot, d'un petit geste de soutien moralmerci pour tous Madame.

Merci à mes frères et sœurs, et spécialement Salima mon exemple et ma deuxième mère d'être toujours à mes côtés, par leur présence, leur amour, pour donner du goût et du sens à notre vie de famille. A mes belles sœurs et mon beau frère Mous. A mes nièces et mes neveux. A ma tante et mon oncle.

A mes amies Imen Gridi, Soubila Haddad, Lamia Ketaf, Sabrina Babori, Wafia Ben Dadda, et beaucoup d'autre que je n'est involontairement pas citer, étaient l'oxygène qui me ressourçait dans les moments pénibles.

TABLES DES MATIERES

CHAPITRE I : Synthèse bibliographique	1
I.1 Techniques de creusement au tunnelier	1
I.1.1 Utilisation d'un tunnelier.....	1
I.1.2 Classification des tunneliers.....	2
I.1.3 Principes de fonctionnement des tunneliers à front pressurisé.....	3
I.1.3.1 Principe d'un bouclier.....	3
I.1.3.2 Fonctions d'un bouclier.....	3
I.1.4 Guidage du tunnelier.....	5
I.1.5 Surcoupe.....	6
I.2 Description générale des mouvements de sols.....	7
I.2.1 Sources des mouvements de sol.....	7
I.2.1.1 Mouvements en avant et au droit du front.....	8
I.2.1.2 Mouvements le long du bouclier.....	8
I.2.1.3 Mouvements à l'extraction de la jupe.....	9
I.2.1.4 Mouvements dus à l'ovalisation du revêtement.....	9
I.2.3 Transmission des déformations vers la surface.....	10
Mécanismes de transmission.....	10
I.2.4 Mouvements horizontaux.....	11
I.2.4.1 Mouvements inclinométriques transversaux.....	11
I.2.4.2 Mouvements inclinométriques longitudinaux.....	13
I.2.5 Mouvements dans une section transversale.....	13
I.2.6 Mouvements longitudinaux.....	17
I.3 Problèmes d'interactions entre deux tunnels.....	18
I.4 La méthode dite convergence-confinement.....	29
CHAPITRE II: Présentation de l'outil de calcul Flac	31
II.1 Introduction	31
II.2 Présentation du code numérique Flac	31

II.2.1 Généralité.....	31
II.3 Description du code numérique utilise.....	33
II.3.1 Généralités	33
II.3.2 Comparaison avec d'autres méthodes numériques.....	38
II.3.3 Méthode de différence finie explicite.....	39
II.3.3.1 Différences finies.....	39
II.3.3.2 Avancement de la résolution explicite dans le temps.....	40
II.3.3.3 Formulation lagrangienne.....	42
II.3.4 Formulation numérique.....	42
II.3.5 Chargement et modélisation séquentielle.....	42
II.3.6 Force non équilibré (Unbalanced force)	42
CHAPITRE III : Etude du cas de référence (tunnel seul)	44
III.1 Aspect géométrie et matériaux.....	44
III.1.1 Caractéristique des matériaux pour le cas de référence.....	44
III.2 Aspect maillage.....	45
III.3 Phase d'étude du cas de référence.....	45
III.4 Méthode de simulation (avec Flac 2D)	46
III.5 Paramètres de contrôles du creusement.....	46
CHAPITRE IV : Etude paramétrique.....	49
IV.1 Influence du domaine et du maillage	49
IV.2 Influence du module d'Young E.....	56
IV.3 Comparaison entre l'influence de E_c , $E(vl/z)$ et $E(vnl/z)$	57
IV.4 Influence du rapport de profondeur $\left(\frac{z}{D}\right)$	59
IV.5 Influence du coefficient de pression de terre au repo K_0	60
IV.6 Influence de la cohésion du sol	62
IV.7 Influence de l'angle de dilatance du sol.....	64
IV.8 Influence de l'angle de frottement du sol.	65
IV.9 Influence du taux de déconfinement λ	67
Conclusion.....	68

CHAPITRE V : Interaction entre le creusement de deux tunnels	70
V.1 Méthodologie de l'étude.....	70
V.1.1 Position des tunnels.....	70
V.1.2 Caractéristique des matériaux pour le cas de deux tunnels jumeaux.....	71
V.1.3 Modélisation numérique pour le cas de deux tunnels jumeaux.....	71
V.1.4 Représentation des maillages respectifs	71
V.2 Scénarios Possibles	73
V.2.1- 1 ^{er} Scénario : Croisement d'un tunnel existant.....	73
V.2.1.1 Deux tunnels parallèles horizontalement	73
a. Influence de la distance (d_x) entre axe des deux tunnels sur le tassement de surface et les efforts internes dans le revêtement du 1 ^{er} tunnel (tunnel de gauche).....	74
b. Influence du rapport de profondeur $\frac{E}{D}$ sur l'interaction entre les deux tunnels	80
V.2.1.2 Deux tunnels parallèles verticalement.	82
a. Influence de la distance entre axe d_y sur le tassement de surface et les efforts internes dans le revêtement du 1 ^{er} tunnel (tunnel existant).....	82
1. Le tunnel supérieur est construit en 1 ^{er}	82
2. Le tunnel inférieur est construit en 1 ^{er}	85
b. Influence de la distance entre axe d_y sur la distribution de plasticité.....	87
1. Le tunnel supérieur est construit en premier	87
2. Le tunnel inférieur est construit en premier	88
c. Influence de l'ordre de creusement sur la distribution de plasticité.....	89
d. Influence de la distance entre axe d_y sur la convergence de la paroi du 1 ^{er} tunnel.....	89
1. Le tunnel supérieur est construit en 1 ^{er}	89
2. Le tunnel inférieur est construit en 1 ^{er}	90
e. Influence de l'ordre de creusement sur le 1 ^{er} tunnel.....	91
V.2.1.3 Deux tunnels parallèles inclinés.....	93
a. Influence de la distance entre axe d_{xy}	93
1. Le tunnel supérieur est construit en 1 ^{er}	93
2. Le tunnel inférieur est construit en 1 ^{er}	95
b. Influence de la distance entre axe d_{xy} sur la distribution de plasticité.....	96
1. Le tunnel supérieur est construit en premier.....	98
2. Le tunnel inférieur est construit en premier	98

c.	Influence de l'ordre de creusement sur la distribution de plasticité	98
d.	Influence de la distance d_{xy} sur la convergence de la paroi du tunnel	100
1.	Le tunnel supérieur est construit en premier.....	100
2.	Le tunnel inférieur est construit en premier	101
e.	Influence de l'ordre de creusement de deux tunnels parallèles inclinés (2TPI) ($\alpha=45^\circ$) sur le Tassement de surface et les efforts internes dans le revêtement du tunnel existant.....	101
f.	Influence de l'angle d'inclinaison α sur la convergence de la paroi du 1 ^{er} tunnel	104
g.	Influence de l'angle d'inclinaison α sur la convergence de la paroi du 1er tunnel	108
1.	Le tunnel supérieur est construit en premier.....	108
2.	Le tunnel inférieur est construit en premier	109
	Conclusion.....	110
V.2.2	2 ^{ième} Scénario : Creusement de deux tunnels en même temps.....	112
V2.2.1	Deux tunnels parallèles horizontalement :	112
a.1	Influence de la distance entre axe d_x des deux tunnels sur le tassement de surface et les efforts internes dans le revêtement du tunnel de gauche.....	112
a.2	Comparaison entre les deux scénarios de creusement pour les tunnels parallèles horizontalement	114
	Conclusion.....	116
V.2.2.2	Deux tunnels parallèles verticaux:	116
b.1	Influence de la distance entre axe d_y des deux tunnels sur le tassement de surface et les efforts internes dans le revêtement du tunnel supérieur.....	116
b.2	Comparaison entre les deux scénarios de creusement pour les tunnels parallèles verticalement.....	118
b.2.1	Le tunnel supérieur est construit en premier.....	118
	Conclusion.....	120
b.2.2	Le tunnel inférieur est construit en premier.....	120
	Conclusion.....	122
V.2.2.3	Deux tunnels parallèles inclinés.....	123
c.1	Influence de la distance entre axe d_{xy} des deux tunnels sur le tassement de surface et les efforts internes dans le revêtement du tunnel supérieur.....	123
c.2	Comparaison entre les deux scénarios de creusement pour les tunnels parallèles inclinés.....	124
c.2.1	Le tunnel supérieur est construit en premier.....	124
	Conclusion.....	128
c.2.2	Le tunnel inférieur est construit en premier.....	128
	Conclusion.....	130
CHAPITRE VI	Influence du temps sur l'interaction.....	131
VI.1	Diminution de l'épaisseur du revêtement 1 ^{er} tunnel.....	131

VI.1.1 Tunnels parallèles horizontalement.....	131
VI.1.2 Tunnels parallèles verticalement.....	133
a. Le tunnel supérieur est construit en premier.....	133
b. Le tunnel inférieur est construit en premier.....	134
VI.1.3 Tunnels parallèles inclinés.....	136
a. Le tunnel supérieur est construit en premier.....	136
b. Le tunnel inférieur est construit en premier.....	138
VI.2 Changement du taux de déconfinement du deuxième tunnel	140
VI.2.1 Influence du changement du taux de déconfinement du 2 ^{ième} tunnel (tunnel de droite) pour le cas de deux tunnels parallèles horizontaux sur le tassement de surface et les efforts internes dans le revêtement du tunnel de gauche.....	140
VI.2.2 Influence du changement du taux de déconfinement du deuxième tunnel cas de deux tunnels parallèles verticaux (2TPV) sur le tassement de surface et les efforts internes dans le revêtement du premier tunnel.....	153
a. Le tunnel supérieur est construit en premier.....	153
b. Le tunnel inférieur est construit en premier	159
VI.2.3 Influence du changement du taux de déconfinement du deuxième tunnel cas de deux tunnels parallèles inclinés (2TPI) sur le tassement de surface et les efforts internes dans le revêtement du premier tunnel.....	164
a. Le tunnel supérieur est construit en premier	164
b. Le tunnel inférieur est construit en premier	170
Conclusion générale.....	174

LISTE DES FIGURES

Figure I.1 : Principe d'un bouclier.

Figure I.2 : Vue 3D d'un tunnelier à front pressurisé (source Vanoudheusden, 2006).

Figure I.3 : Séquence d'avancement d'un tunnelier (source Vanoudheusden, 2006).

Figure I.4 : Différentes phases de progression d'un bouclier (source : Kasper, 2004 modifiée).

Figure I.5 : Schéma explicatif des paramètres CH et CV (source : Vanoudheusden, 2003).

Figure I.6 : Evolution des tassements le long d'un tunnelier (AFTES 1995).

Figure I.7 : Fontis à Madrid (1991).

Figure I.8 : Mécanismes de transmission Pantet (1991), source AFTES (1995).

Figure I.9 : Déplacements longitudinaux.

Figure I.10 : Déplacements transversaux .

Figure I.11 : Inclinomètres de Lyon, ancienne ligne D Ollier (1997).

Figure I.12 : Déplacements horizontaux transversaux pour le tube I1et I3 Métro de Toulouse, lot 2, (Vanoudheusden, 2006)

Figure I.13 : Mouvements dus au creusement par un tunnelier à pression de boue dans des argiles meubles (d'après Hashimoto et al., 2000)

Figure I.14 : Répartition des volumes de déplacement de sol et de changement de volume (d'après Cording, 1977).

Figure I.15 : Mouvements de sol consécutifs à une perte de volume (Uriel, 1989).

Figure I.16 : Définition du *Gap parameter* (d'après Lee et Rowe, 1991).

Figure I.17 : Cumul des tassements de surface lors de la construction de tunnels multiples.

Figure I.18 : Tassements en surface Attewell (1986).

Figure I.19 : Evolution des tassements pendant le creusement, Hanya (1997).

Figure I.20 : Evolution des tassements pendant le creusement de la Fuentes et Oteo (1996).

Figure I.21: Superposition des tassements pour deux tunnels parallèles horizontalement.

Figure I.22 : Superposition des tassements pour deux tunnels parallèles verticalement.

Figure I.23 : Principe de la méthode convergence confinement (AFTES, 2000).

Figure II.1 : Séquences de calcul général.

Figure III.1 : Aspect géométrie.

Figure III.2 : Aspect matériaux.

Figure III.3 : Aspect maillage.

Figure III.3 : Etendu du domaine.

Figure III.4 : Modèle de référence.

Figure III.5 : Maximum Unbalanced Force (Force maximale non équilibrée).

Figure IV.1 : extension de domaine.

Figure IV.2 : Tassement de surface.

Figure IV.3 : Moment fléchissant dans le revêtement du tunnel.

Figure IV.4 : Effort tranchant dans le revêtement du tunnel.

Figure IV.5 : Effort normal dans le revêtement du tunnel.

Figure IV.6 : Déplacement horizontaux (U_x) du terrain.

Figure IV.7 : extension de domaine.

Figure IV.8 : Tassement de surface.

Figure IV.9 : Moment fléchissant dans le revêtement du tunnel.

Figure IV.10 : Effort tranchant dans le revêtement du tunnel.

Figure IV.11 : Effort normal dans le revêtement du tunnel.

Figure IV.12 : extension de domaine.

Figure IV.13 : Tassement de surface .

Figure IV.14 : Moment fléchissant dans le revêtement du tunnel.

Figure IV.15 : Effort tranchant dans le revêtement du tunnel.

Figure IV.16 : Effort normal dans le revêtement du tunnel.

Figure IV.17 : Déplacement horizontaux (U_x) du terrain.

Figure IV.18 : Tassement de surface.

Figure IV.19 : Tassement de surface .

Figure IV.20 : Moment fléchissant dans le revêtement du tunnel.

Figure IV.21 : Effort tranchant dans le revêtement du tunnel.

Figure IV.22 : Effort normal dans le revêtement du tunnel.

Figure IV.23 : Déplacement horizontaux (U_x) du terrain.

Figure IV.24 : Tassement de surface.

Figure IV.25: Déplacement horizontaux (U_x) du terrain.

Figure IV.26: Moment fléchissant dans le revêtement du tunnel.

Figure IV.27: Effort tranchant dans le revêtement du tunnel.

Figure IV.28 : Effort normal dans le revêtement du tunnel.

Figure IV.29 : Tassement de surface,

Figure IV.30: Déplacement horizontaux (U_x) du terrain.

Figure IV.31: Moment fléchissant dans le revêtement du tunnel.

Figure IV.32: Effort tranchant dans le revêtement du tunnel.

Figure IV.33: Effort normal dans le revêtement du tunnel.

Figure IV.34: Tassement de surface,

Figure IV.35 : Déplacement horizontaux (U_x) du terrain.

Figure IV.36: Moment fléchissant dans le revêtement du tunnel.

Figure IV.37 : Effort tranchant dans le revêtement du tunnel.

Figure IV.38 : Effort normal dans le revêtement du tunnel.

Figure IV.39 : Tassement de surface,

Figure IV.40 : Déplacement horizontaux (U_x) du terrain.

Figure IV.41 : Moment fléchissant dans le revêtement du tunnel.

Figure IV.42 : Effort tranchant dans le revêtement du tunnel.

Figure IV.43 : Effort normal dans le revêtement du tunnel.

Figure IV.44 : Tassement de surface .

Figure IV.45 : Ovalisation à grand axe horizontal pour $K_0=0.4$.

Figure IV.46 : Ovalisation à grand axe vertical pour $K_0=1$.

Figure IV.47 : Moment fléchissant dans le revêtement du tunnel.

Figure IV.48 : Effort tranchant dans le revêtement du tunnel.

Figure IV.49 : Effort normal dans le revêtement du tunnel.

Figure IV.50 : Déplacement horizontaux (U_x) du terrain.

Figure IV.51 : Tassement de surface,

Figure IV.52 : Déplacement horizontaux (U_x) du terrain.

Figure IV.53 : Moment fléchissant dans le revêtement du tunnel.

Figure IV.54 : Effort tranchant dans le revêtement du tunnel.

Figure IV.55 : Effort normal dans le revêtement du tunnel.

Figure IV.56: Tassement de surface.

Figure V.57 : Déplacement horizontaux (U_x) du terrain.

Figure IV.58 : Moment fléchissant dans le revêtement du tunnel.

Figure IV.59 : Effort tranchant dans le revêtement du tunnel.

Figure IV.60 : Effort normal dans le revêtement du tunnel.

Figure IV.61 : Tassement de surface.

Figure IV.62 : Déplacement horizontaux (U_x) du terrain.

Figure IV.63 : Moment fléchissant dans le revêtement du tunnel.

Figure IV.64 : Effort tranchant dans le revêtement du tunnel.

Figure IV.65: Effort normal dans le revêtement du tunnel.

Figure IV.66 : Tassement de surface.

Figure IV.67 : Déplacement horizontaux (U_x) du terrain.

Figure IV.68 : Moment fléchissant dans le revêtement du tunnel.

Figure IV.69 : Effort tranchant dans le revêtement du tunnel.

Figure IV.70 : Effort normal dans le revêtement du tunnel.

Figure V.1 : Positions respectives des tunnels.

Figure V.2 : Modèle "1" pour deux tunnels parallèles horizontalement (2TPH).

Figure V.3 : Modèle "2" pour deux tunnels parallèles verticalement (2TPV).

Figure V.4 : Modèle "3" pour deux tunnels parallèles inclinés (2TPI).

Figure V.5 : Positions respectifs des deux tunnels.

Figure V.6 : Tassement de surface.

Figure V.7 : Distribution des vecteurs de déplacement pour $d_x=2D$.

Figure V.8 : Moment fléchissant dans le revêtement du 1^{er} tunnel (Tunnel de gauche).

Figure V.9 : Moment fléchissant dans le revêtement du 2^{ième} tunnel (Tunnel de droite).

Figure V.10 : Effort tranchant dans le revêtement du 1^{er} tunnel (tunnel de gauche).

Figure V.11 : Convergence des parois des tunnels pour $d_x=2D$.

Figure V.12 : Convergence des parois des tunnels pour $d_x=3D$.

Figure V.13 : Effort normal dans le revêtement du 1^{er} tunnel (tunnel de gauche).

Figure V.14 : Tassement de surface .

Figure V.15 : Distribution des vecteurs déplacements pour une couverture de l'épaisseur $\frac{C}{D}=3.5m$.

Figure V.16 : Distribution des vecteurs déplacements pour une couverture l'épaisseur $\frac{C}{D}=5.5m$.

Figure V.17 : Positions spatial des deux tunnels.

Figure V.18 : Tassement de surface .

Figure V.19 : Moment fléchissant dans le revêtement du 1^{er} tunnel (tunnel supérieur).

Figure V.20 : Effort tranchant dans le revêtement du 1^{er} tunnel (tunnel supérieur).

Figure V.21 : Effort normal dans le revêtement du 1^{er} tunnel (tunnel supérieur).

Figure V.22 : Moment fléchissant dans le revêtement du 2^{ième} tunnel (tunnel inférieur).

Figure V. 23 : Positions spatial des deux tunnels.

Figure V.24 : Tassement de surface .

Figure V.25 : Moment fléchissant dans le revêtement du 1^{er} tunnel (tunnel supérieur).

Figure V.26 : Effort tranchant dans le revêtement du 1^{er} tunnel (tunnel supérieur).

Figure V.27 : Effort normal dans le revêtement du 1^{er} tunnel (tunnel supérieur).

Figure V.28 : Distribution de la plasticité pour $d_y=2D(C=3\text{ Kpa},K_0=0.3)$.

Figure V.29 : Distribution de la plasticité pour $d_y=5D(C=3\text{ Kpa},K_0=0.3)$.

Figure V.30 : Distribution de la plasticité pour $d_y=2D(C=3\text{ Kpa},K_0=0.3)$.

Figure V.31 : Distribution de la plasticité pour $d_y=5D(C=3\text{ Kpa},K_0=0.3)$.

Figure V.32 : Distribution de la plasticité pour le cas où le tunnel inférieure est construit en premier ($C=3\text{ Kpa},K_0=0.3$) .

Figure V.33 : Distribution de la plasticité pour le cas où le tunnel supérieur est construit en premier ($C=3\text{ Kpa},K_0=0.3$).

Figure V.34 : Distribution des vecteurs de déplacements pour un tunnel seul.

Figure V.35 : Distribution des vecteurs déplacements pour $d_y=2D$.

Figure V.36 : Distribution des vecteurs déplacements pour $d_y=3D$.

Figure V.37 : Distribution des vecteurs déplacements pour $d_y=5D$.

Figure V.38 : Distribution des vecteurs de déplacements pour un tunnel seul.

Figure V.39 : Distribution des vecteurs déplacements pour $d_y=2D$.

Figure V.40 : Distribution des vecteurs déplacements pour $d_y=3D$.

Figure V.41 : Distribution des vecteurs déplacements pour $d_y=5D$.

Figure V.42 : Positions spatial des deux tunnels.

Figure V.43 : Tassement de surface .

Figure V.44 : Moment fléchissant dans le revêtement du 1^{er} tunnel.

Figure V.45 : Effort tranchant dans le revêtement du 1^{er} tunnel.

Figure V.46 : Effort normal dans le revêtement du 1^{er} tunnel.

Figure V.47 : Positions spatial des deux tunnels.

Figure V.48 : Tassement de surface.

Figure V.49 : Moment fléchissant dans le revêtement du 1^{er} tunnel (tunnel supérieure).

Figure V.50 : Effort tranchant dans le revêtement du 1^{er} tunnel (tunnel supérieure).

Figure V.51 : Effort normal dans le revêtement du tunnel existant (tunnel supérieure).

Figure V.52 : Position spatial des deux tunnels.

Figure V.53 : Tassement de surface.

Figure V.54 : Moment fléchissant dans le revêtement du 1^{er} tunnel (tunnel inférieur).

Figure V.55 : Effort tranchant dans le revêtement du 1^{er} tunnel (tunnel inférieur).

Figure V.56 : Effort normal dans le revêtement du 1^{er} tunnel (tunnel inférieur).

Figure V.57 : Distribution de la plasticité pour $d_{xy}=2D(C= 3 \text{ Kpa}, K_0=0.3)$.

Figure V.58 : Distribution de la plasticité pour $d_{xy}=5D(C= 3 \text{ Kpa}, K_0=0.3)$.

Figure V.59 : Distribution de la plasticité pour $d_{xy}=2D(C= 3 \text{ Kpa}, K_0=0.3)$.

Figure V.60 : Distribution de la plasticité pour $d_{xy}=5D(C= 3 \text{ Kpa}, K_0=0.3)$.

Figure V.61 : Distribution de la plasticité pour la le cas ou le tunnel supérieur est construit en premier($C= 3\text{Kpa}, K_0=0.3$).

Figure V.62 : Distribution de la plasticité pour la le cas ou le tunnel inférieur est construit en premier($C= 3\text{Kpa}, K_0=0.3$).

Figure V.63 : Distribution de la plasticité pour la le cas ou le tunnel supérieur est construit en premier ($C= 3 \text{ Kpa}, \varphi=15^\circ$).

Figure V.64 : Distribution de la plasticité pour la le cas ou le tunnel inférieur est construit en premier ($C= 3 \text{ Kpa}, \varphi=15^\circ$).

Figure V.65 : Convergence de la paroi du tunnel supérieur pour $d_{xy}(\alpha=45^\circ)=5D$.

Figure V.66 : Convergence de la paroi du tunnel supérieur pour $d_{xy}(\alpha=45^\circ)=4D$.

Figure V.67 : Convergence de la paroi du tunnel supérieur pour $d_{xy}(\alpha=45^\circ)=3D$.

Figure V.68 : Convergence de la paroi du tunnel supérieur pour $d_{xy}(\alpha=45^\circ)=2D$.

Figure V.69 : Distribution des vecteurs déplacements pour $d_{xy}(\alpha=45^\circ)=5D$.

Figure V.70 : Distribution des vecteurs déplacements pour $d_{xy}(\alpha=45^\circ)=3D$.

Figure V.71 : Distribution des vecteurs déplacements pour $d_{xy}(\alpha=45^\circ)=2D$.

Figure V.72 : Position spatial des deux tunnels.

Figure V.73 : Tassement de surface.

Figure V.74 : Moment fléchissant dans le revêtement du 1^{er} tunnel.

Figure V.75 : Effort tranchant dans le revêtement du 1^{er} tunnel.

Figure V.76 : Effort normal dans le revêtement du 1^{er} Tunnel.

Figure V.77 : Position spatial des deux tunnels.

Figure V.78 : Tassement de surface.

Figure V.79 : Moment fléchissant dans le revêtement du 1^{er} tunnel (tunnel supérieur).

Figure V.80 : Effort tranchant dans le revêtement du 1^{er} tunnel (tunnel supérieur).

Figure V.81 : Effort normal dans le revêtement 1^{er} tunnel (tunnel supérieur).

Figure V.82 : Rotation des efforts pour $\alpha=30^\circ$.

Figure V.83 : Rotation des efforts pour $\alpha=45^\circ$.

Figure V.84 : Rotation des efforts pour $\alpha=60^\circ$.

Figure V.85 : Convergence de la paroi du 1^{er} tunnel (sup) $d_{xy}(\alpha=30^\circ)$.

Figure V.86 : Convergence de la paroi du 1^{er} tunnel (sup) pour $d_{xy}(\alpha=45^\circ)$.

Figure V.87 : Convergence de la paroi du 1^{er} tunnel (sup) pour $d_{xy}(\alpha=60^\circ)$.

Figure V.88 : Convergence de la paroi du 1^{er} tunnel (inf) pour $d_{xy}(\alpha=30^\circ)$.

Figure V.89 : Convergence de la paroi du 1^{er} tunnel (inf) pour $d_{xy}(\alpha=45^\circ)$.

Figure V.90 : Convergence de la paroi du 1^{er} tunnel (inf) pour $d_{xy}(\alpha=60^\circ)$.

Figure V.91 : Tassement de surface.

Figure V.92 : Moment fléchissant dans le revêtement du 1^{er} tunnel (tunnel gauche).

Figure V.93 : Effort tranchant dans le revêtement du 1^{er} tunnel (tunnel gauche).

Figure V.94 : Effort normal dans le revêtement du 1^{er} tunnel (tunnel gauche).

Figure V.95 : Tassement de surface .

Figure V.96 : Moment fléchissant dans le revêtement du 1^{er} tunnel (tunnel de gauche).

Figure V.97 : Effort tranchant dans le revêtement du 1^{er} tunnel (tunnel de gauche).

Figure V.98 : Effort normal dans le revêtement du 1^{er} tunnel (tunnel supérieure).

Figure V.99 : Tassement de surface .

Figure V.100 : Moment fléchissant dans le revêtement du 1^{er} tunnel (tunnel supérieure).

Figure V.101 : Effort tranchant dans le revêtement du 1^{er} tunnel (tunnel supérieure).

Figure V.102 : Effort normal dans le revêtement du 1^{er} tunnel (tunnel supérieure).

Figure V.103 : Tassement de surface.

Figure V.104 : Moment fléchissant dans le revêtement du 1^{er} tunnel (tunnel supérieure).

Figure V.105 : Effort tranchant dans le revêtement du 1^{er} tunnel (tunnel supérieure).

Figure V.106 : Effort normal dans le revêtement du 1^{er} tunnel (tunnel supérieure).

Figure V.107 : Tassement de surface .

Figure V.108 : Moment fléchissant dans le revêtement du 1^{er} tunnel (tunnel inférieur).

Figure V.109 : Effort tranchant dans le revêtement du 1^{er} tunnel (tunnel inférieur).

Figure V.110 : Effort normal dans le revêtement du 1^{er} tunnel (tunnel inférieur).

Figure V.111 : Tassement de surface .

Figure V.112 : Moment fléchissant dans le revêtement du 1^{er} tunnel (tunnel supérieure).

Figure V.113 : Effort tranchant dans le revêtement du 1^{er} tunnel (tunnel supérieure).

Figure V.114 : Effort normal dans le revêtement du 1^{er} tunnel (tunnel supérieure).

Figure V.115 : Tassement de surface .

Figure V.116 : Moment fléchissant dans le revêtement du 1^{er} tunnel (tunnel supérieure).

Figure V.117 : Effort tranchant dans le revêtement du 1^{er} tunnel (tunnel supérieure).

Figure V.118 : L'effort normal dans le revêtement du 1^{er} tunnel (tunnel supérieure).

Figure V.119 : Déplacement vertical (2^{ième} scénario).

Figure V.120 : Déplacement vertical (1^{er} scénario).

Figure V.121 : Déplacement horizontal (2^{ième} scénario).

Figure V.122 : Déplacement horizontal (1ier scénario).

Figure V.123 : Convergence des parois (2ième scénario).

Figure V.124 : Convergence des parois (1ier scénario).

Figure V.125 : Tassement de surface.

Figure V.126 : Moment fléchissant dans le revêtement du 1^{er} tunnel (tunnel inférieur).

Figure V.127 : Effort tranchant dans le revêtement du 1^{er} tunnel (tunnel inférieur).

Figure V.128 : L'effort normal dans le revêtement du 1^{er} tunnel (tunnel inférieur).

Figure VI.1 : Position spatial des deux tunnels.

Figure VI.2 : Tassement de surface .

Figure VI.3 : Moment fléchissant dans le revêtement du 1^{er} tunnel (tunnel de gauche).

Figure VI.4 : Effort tranchant dans le revêtement du 1^{er} tunnel (tunnel de gauche).

Figure VI.5 : Effort normal dans le revêtement du 1^{er} tunnel (tunnel de gauche).

Figure VI.6 : Position spatial des deux tunnels.

Figure VI.7 : Tassement de surface.

Figure VI.8 : Moment fléchissant dans le revêtement du 1^{er} tunnel (tunnel supérieure).

Figure VI.9 : Effort tranchant dans le revêtement du 1^{er} tunnel (tunnel supérieure).

Figure VI.10 : Effort normal dans le revêtement du 1^{er} tunnel (tunnel supérieure).

Figure VI.11 : Position spatial des deux tunnels.

Figure VI.12 : Tassement de surface.

Figure VI.13 : Moment fléchissant dans le revêtement du 1^{er} tunnel (tunnel inférieure).

Figure VI.14 : L'effort tranchant dans le revêtement du 1^{er} tunnel (tunnel inférieure).

Figure VI.15 : Effort normal dans le revêtement du 1^{er} tunnel (tunnel inférieure).

Figure VI.16 : Position spatial des deux tunnels.

Figure VI.17 : Tassement de surface.

Figure VI.18 : Moment fléchissant dans le revêtement du 1^{er} tunnel (tunnel supérieure).

Figure VI.19 : Effort tranchant dans le revêtement du 1^{er} tunnel (tunnel supérieure).

Figure VI.20 : Effort normal dans le revêtement du 1^{er} tunnel (tunnel supérieure).

Figure VI.21 : Position spatial des deux tunnels.

Figure VI.22 : Tassement de surface .

Figure VI.23 : Moment fléchissant dans le revêtement du 1^{er} tunnel (tunnel inférieure).

Figure VI.24 : Effort tranchant dans le revêtement du 1^{er} tunnel (tunnel inférieure).

Figure VI.25 : Effort normal dans le revêtement du 1^{er} tunnel (tunnel inférieure).

Figure VI.26 : Tassement de surface .

Figure VI.27 : Distribution des vecteurs déplacements correspondant à $\lambda_2=0.5$.

Figure VI.28 : Distribution des vecteurs déplacements correspondant à $\lambda_2=0.8$.

Figure VI.29 : Distribution des vecteurs déplacements correspondant à $\lambda_2 =0.9$.

Figure VI.30 : Distribution des vecteurs déplacements correspondant à $\lambda_2 =0.9$.

Figure VI.31 : Distribution des vecteurs déplacements correspondant à $\lambda_2 =0.7$.

Figure VI.32 : Distribution des vecteurs déplacements pour la combinaison ($\lambda_1=\lambda_2 =0.6$).

Figure VI.33 : Moment fléchissant dans le revêtement du 1^{er} tunnel (tunnel de gauche).

Figure VI.34 : Moment fléchissant dans le revêtement du 2^{ième} tunnel (tunnel de droite).

Figure VI.35 : Asymétrie de la distribution des efforts dans le tunnel de gauche pour $\lambda_2 < \lambda_1$ ($\lambda_2=0.2$).

Figure VI.36 : Asymétrie de la distribution des efforts dans le tunnel de gauche pour $\lambda_2 < \lambda_1$ ($\lambda_2=0.4$).

Figure VI.37 : Asymétrie de la distribution des efforts dans le tunnel de gauche pour $\lambda_2 > \lambda_1$ ($\lambda_2=0.7$).

Figure VI.38 : Asymétrie de la distribution des efforts dans le tunnel de gauche pour $\lambda_2 > \lambda_1$ ($\lambda_2=0.8$).

Figure VI.39 : Distribution du moment fléchissant pour $T_R =0.5+T_0$.

Figure VI.40 : Distribution du moment fléchissant pour $T_R =0.9+T_0$.

Figure VI.41 : Distribution du moment fléchissant pour le cas d'un tunnel seul (tunnel de gauche).

Figure VI.42 : Convergence des parois du tunnel pour $\lambda_2=0.6$.

Figure VI.43 : Convergence des parois du tunnel pour $\lambda_2=0.8$.

Figure VI.44 : Effort tranchant dans le revêtement du 1^{er} tunnel (tunnel de gauche).

Figure VI.45 : Effort normal dans le revêtement du 1^{er} tunnel (tunnel de gauche).

Figure VI.46 : Tassement de surface .

Figure VI.47 : Moment fléchissant dans le revêtement du 1^{er} tunnel.

Figure VI.48 : L'effort tranchant dans le revêtement du 1^{er} tunnel.

Figure VI.49 : L'effort normal dans le revêtement du 1^{er} tunnel.

- Figure VI.50** : Distribution des vecteurs déplacements pour $T_R = T_0 + \lambda_1 \cdot \lambda_2$ ($\lambda_2 = 0.7$).
- Figure VI.51** : Distribution des vecteurs déplacements pour $T_R = T_0 + \lambda_1 \cdot \lambda_2$ ($\lambda_2 = 0.9$).
- Figure VI.52** : Moment fléchissant dans le revêtement du 2^{ième} tunnel (tunnel inférieur).
- Figure VI.53 (a,b)** : Présence d'une plus grande zone décomprimé.
- Figure VI.54 (a,b)** : Déchargement du tunnel inférieur et chargement du tunnel supérieur.
- Figure VI.55** : Tassement de surface .
- Figure VI.56** : Moment fléchissant dans le revêtement du 1^{er} tunnel (tunnel inférieure).
- Figure VI.57** : L'effort tranchant dans le revêtement du 1^{er} tunnel (tunnel inférieure).
- Figure VI.58** : L'effort normal dans le revêtement du 1^{er} tunnel (tunnel inférieure).
- Figure VI.59** : Moment fléchissant dans le revêtement du 2^{ième} tunnel (tunnel inférieure).
- Figure VI.60 (a,b)** : Chargement des deux tunnel ($\lambda_2 < \lambda_1$).
- Figure VI.61 (a,b,c)** : Déchargement des deux tunnel ($\lambda_2 > \lambda_1$).
- Figure VI.62** : Tassement de surface .
- Figure VI.63** : Moment fléchissant dans le revêtement du 1^{er} tunnel (tunnel supérieure).
- Figure VI.64** : Moment fléchissant dans le revêtement du 2^{ième} tunnel (tunnel inférieure).
- Figure VI.65** : Effort tranchant dans le revêtement du 1^{er} tunnel (tunnel supérieure).
- Figure VI.66** : Effort normal dans le revêtement du 1^{er} tunnel (tunnel supérieure).
- Figure VI.67 (a,b)** : Déchargement du tunnel supérieur ($\lambda_2 < \lambda_1$).
- Figure VI.68 (a,b)** : chargement du tunnel supérieur ($\lambda_2 > \lambda_1$).
- Figure VI.69** : Tassement de surface .
- Figure VI.70** : Moment fléchissant dans le revêtement du 1^{er} tunnel (tunnel inférieure).
- Figure VI.71** : Moment fléchissant dans le revêtement 2^{ième} tunnel (tunnel supérieur).
- Figure VI.72** : Effort tranchant dans le revêtement du 1^{er} tunnel (tunnel inférieure).
- Figure VI.73** : Effort normal dans le revêtement du 1^{er} tunnel (tunnel inférieure).
- Figure VI.74 (a,b,c)** : Déchargement du tunnel inférieur et chargement du tunnel supérieur ($\lambda_2 < \lambda_1$).
- Figure VI.75 (a,b)** : chargement du tunnel inférieur et déchargement du tunnel supérieur ($\lambda_2 > \lambda_1$).

LISTE DES TABLEAUX

Tableau III.1 : Caractéristique géotechnique du sol et du revêtement.

Tableau III.2 : Caractéristique géotechnique du sol et du revêtement (Références de F.Hage chehade et .Shahrour (2007)).

Tableau IV.1: Influence l'angle de dilatance " Ψ " sur le tassement de surface (étude comparative avec le modèle de référence).

Tableau IV.2 : Influence de l'angle de frottement " ϕ " sur les déformations horizontales et les efforts internes (étude comparative avec le modèle de référence).

Tableau V.1 : Positions respectives des tunnels.

Tableau V.2 : Influence de d_x sur le tassement de surface (étude comparative avec le modèle de référence).

Tableau V.3 : Valeurs des Moments max dans les deux tunnels pour les différentes distances d_x .

Tableau V.4 : Influence du taux de déconfinement " λ " sur le revêtement du tunnel (étude comparative avec le modèle de référence).

Tableau V.5 : Influence de la distance entre axe d_y sur les déformations horizontales et les efforts internes (étude comparative avec le modèle de référence).

Tableau V.6 : Moment Max des deux tunnels.

Tableau V.7 : Influence de l'angle d'inclinaison α sur le tassement de surface (étude comparative avec le modèle de référence).

Tableau V.8 : Influence de l'angle d'inclinaison α sur les efforts internes (étude comparative avec le modèle de référence).

Tableau V.9 : Comparaison de l'influence de d_x pour les deux scénarios de creusement sur le tassement de surface.

Tableau V.10 : Comparaison de l'influence de d_x pour les deux scénarios de creusement sur les efforts internes dans le revêtement du tunnel de gauche.

Tableau V.11 : Comparaison de l'influence de d_y pour les deux scénarios de creusement sur le tassement de surface.

Tableau V.12: Comparaison de l'influence de d_y pour les deux scénarios de creusement sur les efforts internes dans le revêtement du tunnel supérieur.

Tableau V.13 : Comparaison de l'influence de d_y pour les deux scénarios de creusement sur le tassement de surface.

Tableau V.14 : Comparaison de l'influence de d_y pour les deux scénarios de creusement sur les efforts internes dans le revêtement du tunnel supérieur.

Tableau V.15 : Comparaison de l'influence de d_{xy} pour les deux scénarios de creusement sur le tassement de surface.

Tableau V.16 : Comparaison de l'influence de d_y pour les deux scénarios de creusement sur les efforts internes dans le revêtement du tunnel supérieur.

Tableau V.17: Comparaison de l'influence de d_{xy} pour les deux scénarios de creusement sur le tassement de surface.

Tableau V.18 : Comparaison de l'influence de d_{xy} pour les deux scénarios de creusement sur les efforts internes dans le revêtement du tunnel supérieur.

Tableau VI.1 : Influence de la diminution de l'épaisseur du revêtement du 1^{er} tunnel sur le tassement de surface (étude comparative avec le modèle de référence).

Tableau VI.2 : Influence de la diminution de l'épaisseur du revêtement du 1^{er} tunnel sur les efforts internes (étude comparative avec le modèle de référence).

Tableau VI.3 : Influence de la diminution de l'épaisseur du revêtement du 1^{er} tunnel sur le tassement de surface (étude comparative avec le modèle de référence).

Tableau VI.4 : Influence de la diminution de l'épaisseur du revêtement du 1^{er} tunnel sur les efforts internes (étude comparative avec le modèle de référence).

Tableau VI.5 : Influence de la diminution de l'épaisseur du revêtement du 1^{er} tunnel sur le tassement de surface (étude comparative avec le modèle de référence).

Tableau VI.6 : Influence de la diminution de l'épaisseur du revêtement du 1^{er} tunnel sur les efforts internes (étude comparative avec le modèle de référence).

Tableau VI.7 : Influence de la diminution de l'épaisseur du revêtement du 1^{er} tunnel sur le tassement de surface (étude comparative avec le modèle de référence).

Tableau VI.8 : Influence de la diminution de l'épaisseur du revêtement du 1^{er} tunnel sur les efforts internes (étude comparative avec le modèle de référence).

Tableau VI.9 : Influence de la diminution de l'épaisseur du revêtement du 1^{er} tunnel sur le tassement de surface (étude comparative avec le modèle de référence).

Tableau VI.10 : Influence de la diminution de l'épaisseur du revêtement du 1^{er} tunnel sur les efforts internes (étude comparative avec le modèle de référence).

Tableau VI.11 : Moments Max des deux tunnels.

Tableau VI.12 : Tassement de surface .

Tableau VI.13 : Moment fléchissant Max des deux tunnels.

Tableau VI.14 : Influence du changement du taux de déconfinement du 2^{ième} tunnel sur les efforts internes (étude comparative avec le modèle ou $\lambda_2=0.6$).

Tableau VI.15 : Influence du changement du taux de déconfinement du 2^{ième} tunnel sur le tassement de surface (étude comparative avec le modèle ou $\lambda_2=0.6$).

Tableau VI.16 : Influence du changement du taux de déconfinement du 2^{ième} tunnel sur les moments max dans les deux tunnels.

Tableau VI.17 : Influence du changement du taux de déconfinement du 2^{ième} tunnel sur les efforts internes dans le revêtement du 1^{er} (étude comparative avec le modèle ou $\lambda_2=0.6$).

Tableau VI.18 : Influence du changement du taux de déconfinement du 2^{ième} tunnel sur le tassement de surface (étude comparative avec le modèle ou $\lambda_2=0.6$).

Tableau VI.19 : Influence du changement du taux de déconfinement du 2^{ième} tunnel sur les moments max dans le revêtement des deux tunnels.

Tableau VI.20 : Influence du changement du taux de déconfinement du 2^{ième} tunnel sur les efforts internes dans le revêtement du 1^{er} tunnel (étude comparative avec le modèle ou $\lambda_2=0.6$).

Tableau VI.21 : Influence du changement du taux de déconfinement du 2^{ième} tunnel sur le tassement de surface (étude comparative avec le modèle ou $\lambda_2=0.6$).

Tableau VI.22 : Influence du changement du taux de déconfinement du 2^{ième} tunnel sur les moments max dans les revêtements des deux tunnels.

Tableau VI.23 : Influence du changement du taux de déconfinement du 2^{ième} tunnel sur les efforts internes (étude comparative avec le modèle ou $\lambda_2=0.6$).

NOTATION ET ABBREVIATION

U_x : Déplacement horizontal.....	[m]
D : Diamètre du tunnel.....	[m]
$\frac{C}{D}$: Déplacement vertical.....	[-]
δ_{max} : Déplacement vertical.....	[m]
M_f : Moment fléchissant.....	[KN.m]
T : Effort tranchant	[KN]
N : Effort normal.....	[KN]
M_{Max} : Moment fléchissant max.....	[KN.m]
T_{Max} : Effort tranchant max.....	[KN]
N_{Max} : Effort normal max.....	[KN]
K_0 : Coefficient de pression des terres au repos	[-]
Ψ : Angle de dilatance.....	[°]
c : Cohésion	[KN/m ²]
Φ : Angle de frottement.....	[°]
λ : Taux de déconfinement.....	[-]
λ_1 : Taux de déconfinement du tunnel creusé en 1 ^{er}	[-]
λ_2 : Taux de déconfinement du tunnel creusé en 2 ^{eme}	[-]
$E(vn/z)$: Module d'Young avec une variation non linéaire.....	[KN/m ²]
$E(v/z)$: Module d'Young avec une variation linéaire.....	[KN/m ²]
E_C : Module d'Young constant avec la profondeur.....	[KN/m ²]
d_x : Distance entre les centre des deux tunnels parallèles horizontalement.....	[m]
d_y : Distance entre les centre des deux tunnels parallèles verticalement.....	[m]
d_{xy} : Distance entre les centre des deux tunnels parallèles inclinés.....	[m]
2TPH : Deux tunnels parallèles horizontalement.....	[-]
2TPV : Deux tunnels parallèles verticalement.....	[-]
2TPI : Deux tunnels parallèles inclinés.....	[-]
T_R : Temps de retard	[s]
α : Angle du deuxième tunnel par rapport au premier	[°]
e : Epaisseur du revêtement du tunnel.....	[m]

T_0 : Différence du temps entre la fin de mise du revêtements du
1^{er} tunnel et le début de creusement du 2^{eme}[s]

I : Moment D'inertie.....[m⁴]

A : Section.....[m²]

ملخص:

الملاحظات و البحوث ثنائية الأبعاد تظهر أنه عند حفر نفقين متوازيين على بعد ضعيف (بقيمة القطر) فإن التساؤلات تطرح من جهة حول التأثيرات التي تسببها عملية انجاز النفق الثاني على الأول خاصة إذا لم تتم عملية انجاز هاذين النفقين في نفس المرحلة الزمنية, و من جهة أخرى عن التشوهات العمودية و الأفقية للأرضية .

تعالج هذه المذكرة تحليل عددي ثنائي الأبعاد للتأثير المتبادل بين نفقين دائريي الشكل على عمق ضعيف تحت سطح الأرضية في جميع الأوضاع الفضائية المتوازية. رد فعل الأرضية و تكسية النفقين تم تحليلهما خلال المراحل المتوالية للحفر و التكسية. تم أخذ التأثير ثلاثي الأبعاد لعملية الحفر بعين الاعتبار عن طريق قيمة الانكماش الداخلي للنفق.

تم إعداد دراسة لعدة عوامل جيوتقنية و شملت على الأخص البعد بين مركزي النفقين و الترتيب التسلسلي لعمليتي الحفر و التكسية, تمت هذه الدراسة بواسطة برنامج « فلاك » ثنائي الأبعاد المبني على طريق الفروقات المنتهية للتشوهات المستوية.

Abstract:

The observations as well as the experimentations two-dimensional show that when two parallel tunnels must be dug at a short distance (of the order of the diameter), the interrogations relate on the one hand to the efforts which the construction of the second tube induce on that dug in first, in particular when the two tunnels are dug with a shift in time and in addition on the office plurality and the shift of the transverse basin of compressings of with dimensions of the second tube.

This research task aims the two-dimensional digital simulation of the interaction between two circular tunnels at low depth in all the space configurations, the tunnels being parallel.

The behaviors of the ground and the lining in the tunnels are analyzed during the successive phases digging and coating. The three-dimensional effect of the digging (proximity of the coal face) is taken into account using the rate of déconfinement λ ground in the vicinity of the excavation, application of the method convergence-confinement. A parametric study on various levels is carried out. It relates to in particular the distance between the centers of the two tunnels and the order of digging and coating. Simulations are carried out using the code of finished differences FLAC in a two-dimensional case and with an elastoplastic behavior of the ground.

Key words: Tunnel, Flac, Young modulus, plan strain

Résumé :

Les observations ainsi que les expérimentations bidimensionnelles montrent que lorsque deux tunnels parallèles doivent être creusés à une faible distance (de l'ordre du diamètre), les interrogations portent d'une part sur les efforts que la construction du deuxième tube induisent sur celui creusé en premier, en particulier lorsque les deux tunnels sont creusés avec un décalage dans le temps et d'autre part sur le cumul et le décalage de la cuvette transversale de tassements du côté du second tube.

Ce travail de recherche vise la simulation numérique bidimensionnelle de l'interaction entre deux tunnels circulaires à faible profondeur dans toutes les configurations spatiales, les tunnels étant parallèles.

Les comportements du sol et du revêtement dans les tunnels sont analysés pendant les phases successives du creusement et du revêtement. L'effet tridimensionnel du creusement (proximité du front de taille) est pris en compte à l'aide du taux de déconfinement λ du sol au voisinage de l'excavation, application de la méthode convergence-confinement. Une étude paramétrique à divers niveaux est effectuée. Elle concerne en particulier la distance entre les centres des deux tunnels et l'ordre de creusement et de revêtement. Les simulations sont effectuées à l'aide du code en différences finies FLAC dans un cas bidimensionnel et avec un comportement élasto-plastique du sol.

Introduction général

La plupart des grandes villes présentent des difficultés de circulation pour surmonter ces difficultés il faut soit élargir les lignes de circulations actuelles soit construire de nouvelles lignes. L'adoption de la premier solution est pratiquement impossible à cause du développement urbain des centres villes (présence d'obstacles). Il devient inévitable d'utiliser de manière rationnelle et fiable l'espace souterrain par la construction de tunnels. Généralement, on prévoit deux tunnels de circulation et un tunnel de service (maintenance, évacuation..).

La solution requise par la construction de deux tunnels présente beaucoup d'avantages tels que la réduction du diamètre des deux tunnels et le mouvement du sol résultants de la construction du tunnel.

Pour plusieurs raisons (conditions géotechniques, utilisation antérieure du sous-sol), les tunnels peuvent se trouver très proches et aussi ils peuvent prendre une configuration quelconque. En effet, les centres des tunnels se trouvent soit sur une même droite horizontale (tunnels parallèles horizontalement), soit sur une même droite verticale (tunnels parallèles verticalement) ou soit sur une droite inclinée (tunnels parallèles inclinés).

Les phases successives de construction (creusement et mise en place du revêtement du premier tunnel et de même pour le second tunnel) ainsi que l'ordre de construction des tunnels peuvent influencer les résultats obtenus .Ce dernier cas est important lorsque les tunnels sont soit parallèles verticalement ou parallèles inclinés.

Dans ce mémoire on s'intéresse à l'interaction entre deux tunnels à faibles profondeur .On présente les cas correspondants aux différentes configurations spatiales possibles .L'ordre de creusement et de revêtement des tunnels a été investigués .Une étude paramétrique est également effectuée et elle porte sur la distance entre les centres des tunnels. La modélisation de ce phénomène est basée sur la méthode des différences finis dans le cas bidimensionnel en déformation plane .Le comportement du sol est prédit avec un modèle élastoplastique et avec un module d'élasticité constant quelque soit la profondeur.

CHAPITRE I : Synthèse bibliographique

La construction d'un tunnel entraîne inévitablement des modifications dans la répartition des contraintes dans le sol autour de cet ouvrage souterrain et donc entraîne des déformations au sein du massif. Afin de limiter l'impact de cette excavation, il est avant tout nécessaire de connaître les techniques utilisées pour sa construction, et de répertorier les causes et les conséquences des mouvements.

Ce chapitre bibliographique présente, dans sa première partie, les techniques de creusement au tunnelier et en particulier le cas du tunnelier à front pressurisé. Dans une deuxième partie, nous passons en revue les mouvements possibles d'un massif de sol suite au passage d'un tunnelier pressurisé, en troisième partie on passera à l'étude des problèmes d'interactions entre deux tunnels, en dernier on passera en revue la méthode de calcul convergence–confinement en 2D.

I.1 Techniques de creusement au tunnelier

I.1.1 Utilisation d'un tunnelier

Un tunnelier est une machine réalisant en continu le creusement d'un tunnel et, si nécessaire, la mise en place d'un revêtement à faible distance du front de taille.

Au fil des années, les projets de tunnels en sites urbains ont été réalisés de plus en plus souvent avec un creusement au tunnelier. En effet, les sites urbains apportant de nombreuses contraintes spécifiques liées à l'occupation du sol, l'utilisation d'un tunnelier permet en particulier de limiter le nombre d'emprises de chantier le long du tracé et d'assurer une meilleure sécurité du personnel de chantier et des riverains (ouvrages et personnes) par un confinement systématique du front de taille si nécessaire (pression mécanique, air comprimé, pression de boue ou de terre selon les terrains à excaver) et un soutènement immédiat et définitif des parois d'excavation par voussoirs.

Actuellement, pour le creusement en terrains meubles et aquifères des tunnels de diamètre supérieur à 2 m, le procédé le plus utilisé est la méthode du creusement au tunnelier. Grâce à ce procédé, il n'est pratiquement plus nécessaire d'avoir recours à des techni-

ques de renforcement préalable des sols (injection, congélation, tubes poussés). Le tunnelier réalise ainsi un tunnel :

- Dans le rocher, l'excavation peut ainsi se faire par attaque globale à l'aide d'une machine foreuse pleine section qui prend généralement appui directement au terrain par l'intermédiaire de grippers ou patins d'ancrage latéraux.

- En terrain tendre nécessitant un soutènement important, la forme circulaire est la mieux adaptée à la reprise des efforts (temporairement par effet de voûte sur le contour de l'excavation et de façon définitive la forme circulaire des voussoirs qui autorise la reprise d'efforts importants). Le tunnelier comporte alors un bouclier et le front peut être pressurisé. En grand diamètre, l'excavation se fait par attaque globale à l'aide d'une roue de coupe à l'avant de la machine avec un procédé de marinage adapté au mode de confinement. La machine progresse en s'appuyant contre le revêtement mis en place au fur et à mesure de l'avancement par l'intermédiaire de vérins.

Par abus de langage nous employons, sans distinction, tunnelier ou bouclier, pour désigner la machine de forage des tunnels. En fait, un tunnelier est constitué de deux parties, la partie avant qui est le bouclier, et la partie arrière qu'on appelle le train suiveur. Cette partie assure tout l'asservissement du bouclier.

I.1.2 Classification des tunneliers

Les techniques de creusement mécanisé (par opposition aux techniques dites conventionnelles que sont par exemple le creusement par l'explosif) sont les techniques pour lesquelles l'excavation est réalisée mécaniquement par des dents, des pics ou des disques (AFTES 2000). Le groupe de travail n°4 de l'AFTES (Association Française des Travaux En Souterrain) distingue dans ces machines trois grands types selon le type de soutènement immédiat :

- les machines sans soutènement ;
- les machines avec un soutènement périphérique ;
- les machines avec un soutènement périphérique et frontal.

L'équipement des machines sans soutènement est directement issu des techniques minières ; ces machines assurent uniquement l'excavation et, éventuellement, l'évacuation des déblais. Le revêtement définitif est mis en place ultérieurement.

Les machines avec soutènement périphérique (ou bouclier à front ouvert) possèdent une structure cylindrique rigide qui progresse au fur et à mesure du creusement et assure une tenue des parois jusqu'à la mise en place du soutènement. Ce soutènement est mis en place rapidement derrière le front (une dizaine de mètre en général).

Enfin, les machines avec soutènement périphérique et frontal possèdent en plus du tunnelier à front ouvert, une chambre en contact avec le front, dans laquelle sont installés les outils d'excavation et qui peut être mise sous pression afin d'assurer la stabilité du front d'excavation. Ce confinement

est assuré par de l'air, de la boue ou de la terre. On intègre aussi dans ce groupe de machines les tunneliers assurant la stabilité du front par support mécanique. Ces machines sont appelées tunneliers fermés ou à front pressurisé.

I.1.3 Principes de fonctionnement des tunneliers à front pressurisé

I.1.3.1 Principe d'un bouclier

Le bouclier (figure I.1) est constitué de trois parties essentielles :

(A) la partie qui assure le soutènement latéral (jupe métallique);

(B) la partie qui assure le soutènement du front et l'abattage (chambre d'abattage et de confinement pour un bouclier fermé);

(C) la partie qui assure l'avancement (propulsion par vérins).

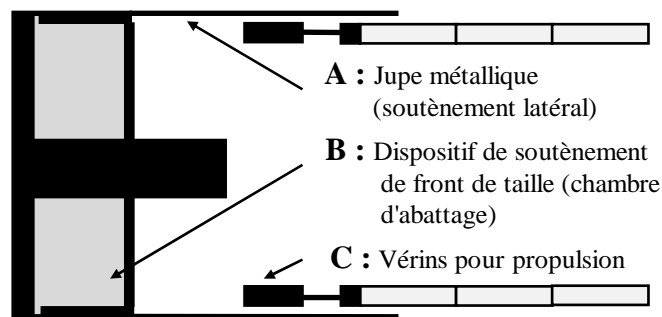


Figure I.1 Principe d'un bouclier.

I.1.3.2 Fonctions d'un bouclier

Les tunneliers à front pressurisé permettent la réalisation des 5 fonctions suivantes, quasi simultanément (figure I.2) :

- Excavation du terrain ;
- Soutènement frontal et périphérique du terrain ;
- Evacuation des déblais ;
- Injection du vide annulaire dégagé ;
- Pose du revêtement.

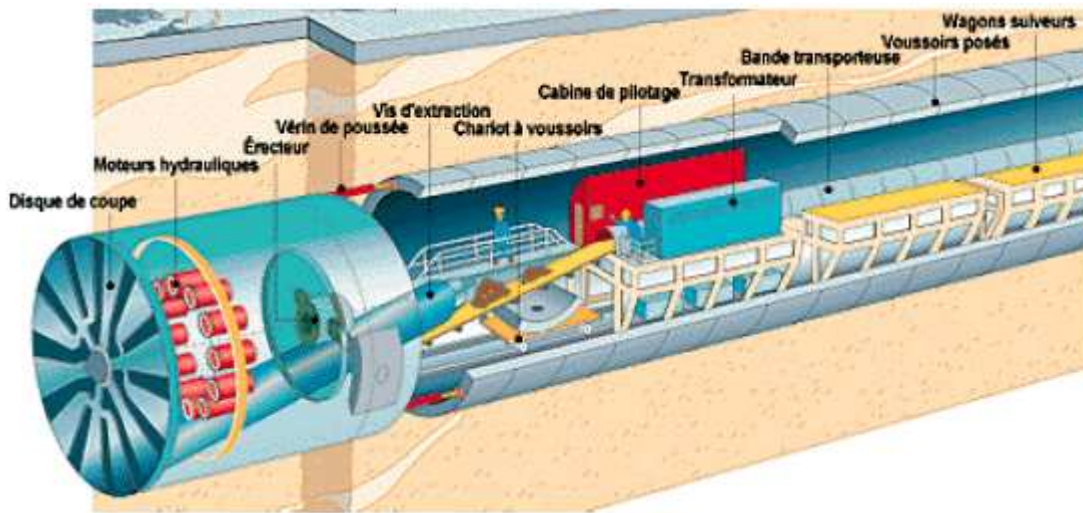


Figure I.2 : Vue 3D d'un tunnelier à front pressurisé (source Vanoudheusden, 2006)

La séquence d'avancement d'un tunnelier, illustrée par la figure I.3, est la suivante :

- Excavation des terrains au front sur une distance équivalente à la largeur d'un anneau du revêtement ;
- Au fur et à mesure de cette excavation, avancée de la roue de coupe par érection des vérins de poussée en appui sur le revêtement, et évacuation des déblais ;
- installation des voussoirs de l'anneau, à l'abri de la structure rigide (appelée jupe), en rétractant un à un les vérins de poussée ;
- Remplissage du vide créé lors de l'échappement de la jupe (vide annulaire dû à la différence entre le diamètre d'excavation de la roue de coupe et le diamètre extérieur de l'anneau de revêtement).

Sur la figure I.4 on voit le détail d'une séquence "n" d'avancement, avec toute sa complexité, de la progression dans un massif.

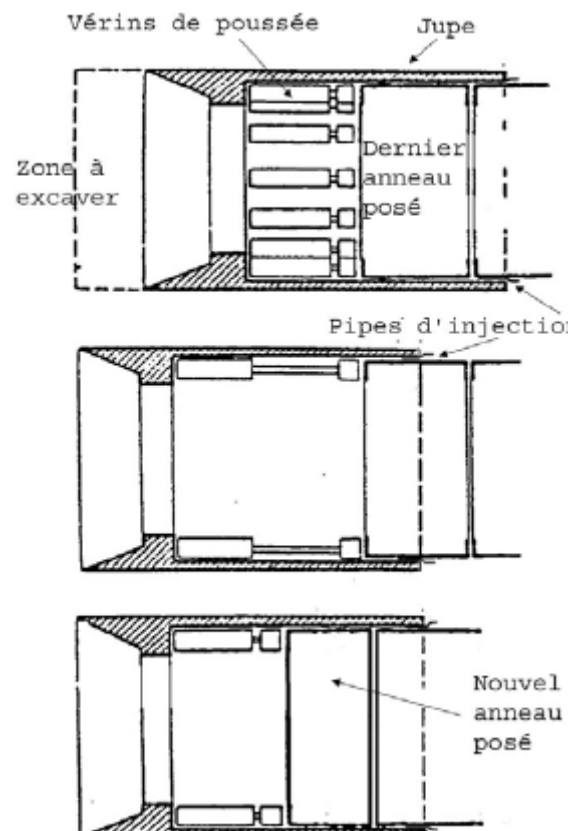


Figure I.3 : Séquence d'avancement d'un tunnelier (source Vanoudheusden, 2006).

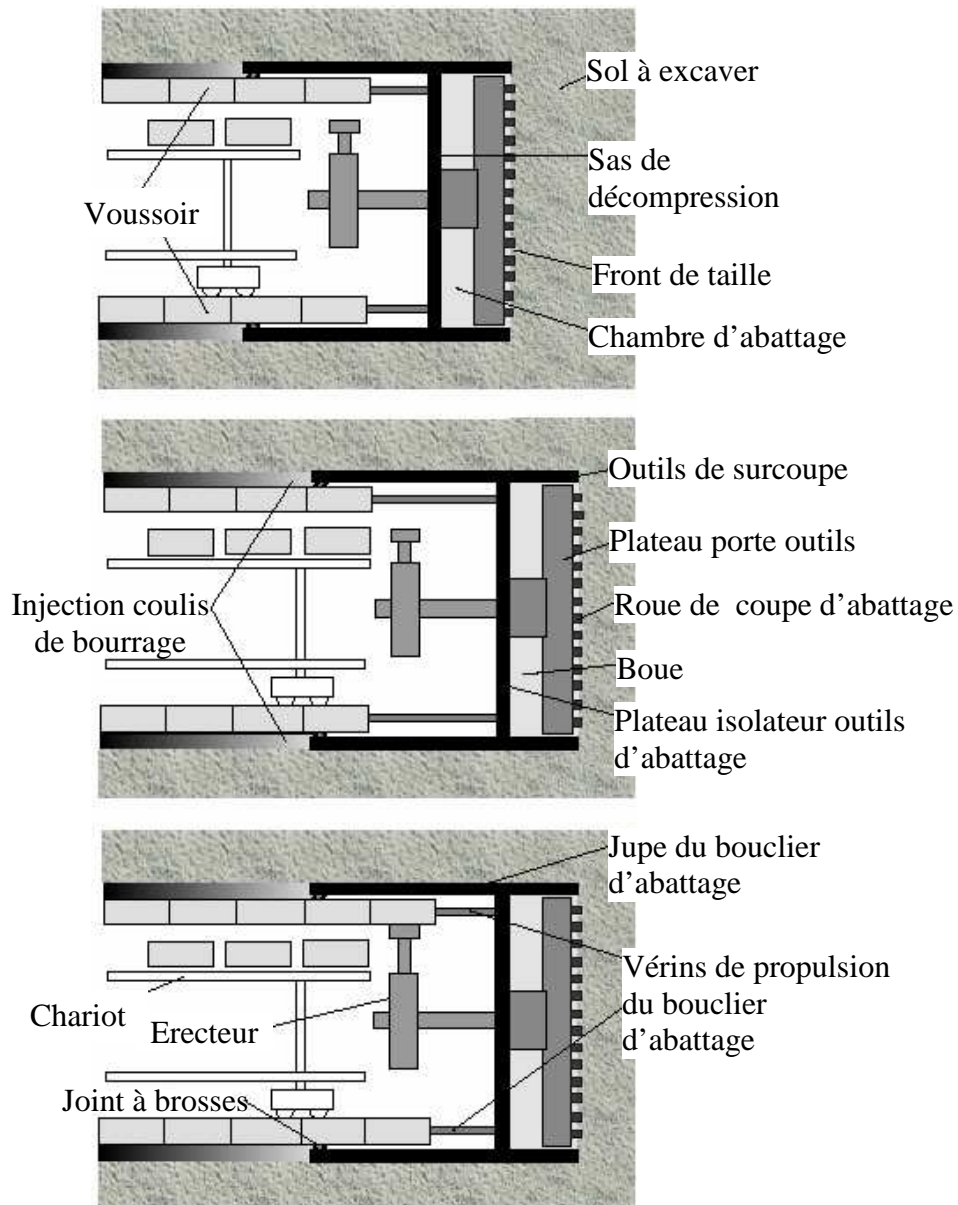


Figure I. 4 : Différentes phases de progression d'un bouclier
(source : Kasper, 2004 modifiée).

- (a) Phase n-1 : poussée des vérins, creusement, soutènement du front et injection à l'arrière.
- (b) Phase n : échappement d'un voussoir, soutènement du front et injection à l'arrière.
- (c) Phase n+1 : assemblage d'un anneau, poussée des vérins, creusement, soutènement du front et injection à l'arrière.

I.1.4 Guidage du tunnelier

La position du tunnelier doit être contrôlée régulièrement afin de limiter les écarts par rapport au tracé du projet.

Au moyen d'un laser, de bases placées dans le tunnel et de cibles installées sur le bouclier du tunnelier, on peut connaître la position et la direction de la machine. Ces données servent à déterminer les consignes de pilotage pour la phase d'excavation suivante. Quatre vérins de guidage sont équipés de capteurs d'allongement (2 dans le plan horizontal, et 2 dans le plan vertical), dont la différence d'élongation donne respectivement CH et CV (voir les schémas de la Figure I.5). A chaque CH et CV correspond une déviation de la tête dans le plan horizontal / vertical correspondant.

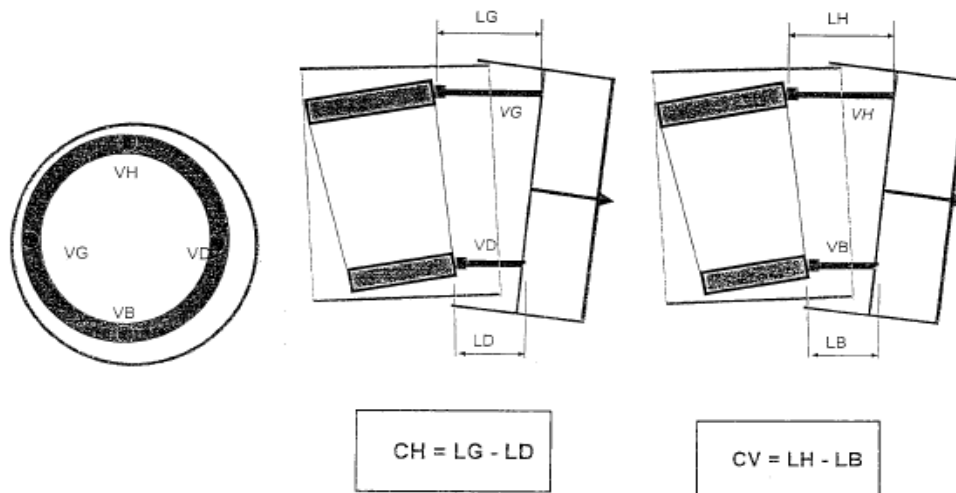


Figure I.5 : Schéma explicatif des paramètres CH et CV (source : Vanoudheusden, 2003).

I.1.5 Surcoupe

Lorsque le tracé du tunnel est en virage, pour éviter le frottement du tunnelier sur le terrain, il est possible d'augmenter la section de coupe de la roue au moyen de petites ailettes de longueurs variables, positionnées à la périphérie de la roue de coupe. Cette surexcavation crée un vide supplémentaire, source de dépression du terrain et par conséquent de tassements supplémentaires.

Limite du diamètre d'excavation

Depuis 2000 (tunnelier NFM de 14,87 m de diamètre pour le chantier LGV du Groene Hart aux Pays-Bas), le diamètre des tunneliers construits n'a guère augmenté. Il y a eu les tunneliers Herrenknecht pour Madrid (15,10 m, 2005), pour Shanghai (15,43 m, 2006) et pour Nanjing (14,93 m, 2007).

La demande pour des plus grands diamètres ($D > 15$ mètres) a de fortes contre-indications en termes de sécurité : un plus grand risque de front de taille très hétérogène et un rapport C/D Couverture/Diamètre trop faible, paramètres très défavorables vis-à-vis de l'impact sur le voisinage et de la sécurité du personnel de chantier et des riverains.

I.2 Description générale des mouvements de sols

Le calcul des tassements concerne principalement les tunnels réalisés à faible profondeur. En site urbain, l'existence des structures en surface et en profondeur (constructions, canalisations, pipes, pieux...) impose que les déplacements et les déformations engendrés par le creusement ne doivent pas affecter ni leur stabilité ni leurs fonctionnements.

La prévision des tassements engendrés par le creusement souterrain ne peut être abordée par des approches et des hypothèses de simplification liées principalement à la complexité du phénomène, la variété géologique des terrains et des revêtements, le nombre des paramètres et la diversité des techniques de construction. La comparaison avec les mesures des mouvements d'un grand nombre d'ouvrages ainsi que des modèles physiques réduits doivent être le critère de validation des approches de prévision.

Dans la deuxième partie de ce chapitre on présente une synthèse bibliographique sur les mouvements induits par le creusement à l'aide d'un bouclier à front pressurisé en site urbain ainsi que quelques méthodes d'estimation de ces mouvements à faible profondeur.

I.2.1 Sources des mouvements de sol

Le creusement d'un tunnel perturbe le champ initial des contraintes et de la situation hydrogéologique dans le massif. Cette modification des contraintes s'accompagne en général d'un déplacement instantané du front vers l'excavation ainsi que d'une convergence des parois du tunnel.

L'origine de ces mouvements est complexe et la relation entre les tassements générés en surface et la profondeur de l'ouvrage n'est pas simple et linéaire.

Les mouvements de surface (les plus compromettants en site urbain) apparaissent en fait comme liés à une série de phénomènes concomitants dans le court terme Leblais (1995) et qui se maintiennent, voir s'amplifier à long terme Hirata et al. (1986) :

- Perte de sol au front suite à un déséquilibre du soutènement ;
- La surcoupe nécessaire pour le contrôle de la position du tunnelier ;
- Le frottement à l'interface sol/tunnelier ;
- Le vide annulaire dégagé après le passage de la queue du bouclier.

L'AFTES (groupe de travail n° 16 1995) distingue quatre sources de mouvements du massif de sol lors de l'excavation d'un tunnel au tunnelier, voir figure I.6 :

- (a)- les mouvements en avant et au droit du front d'excavation ;
- (b)- les mouvements le long du bouclier ;
- (c)- les mouvements à l'extraction de la jupe ;
- (d)- les mouvements dus à l'ovalisation du revêtement de l'ouvrage + tassements différés.

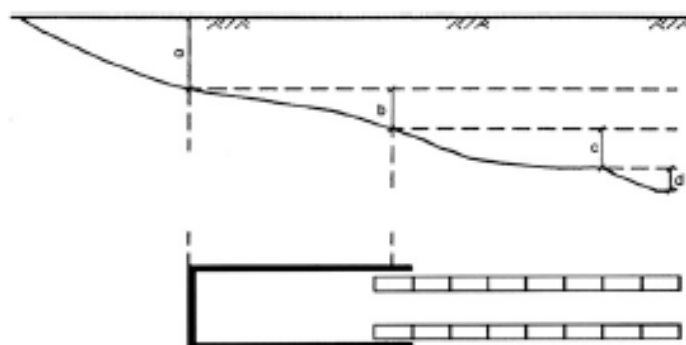


Figure I.6 : Evolution des tassements le long d'un tunnelier (AFTES 1995).

I.2.1.1 Mouvements en avant et au droit du front

Les mouvements au niveau de l'axe du tunnel commencent quand le tunnelier est à une certaine distance en amont du point.

A cause de la décompression des terrains au front, le sol en avant et au-dessus de la roue de coupe a tendance à converger vers la galerie. Ce déplacement dépend essentiellement du confinement dans la chambre et des caractéristiques mécaniques du terrain.

On compare souvent le tassement en surface mesuré au moment du passage du front de taille au tassement maximal final. En 1995, dans ces recommandations, l'AFTES évaluait de 10 à 20% le taux du tassement final généré au passage du front d'un tunnelier à front pressurisé.

I.2.1.2 Mouvements le long du bouclier

Lors de cette phase où le tunnelier progresse vers l'avant, le terrain risque d'être en contact avec le bouclier. Au niveau du contact sol/acier, des contraintes de frottement et de cisaillement se développent induisant des mouvements horizontaux dans le sens de progression du tunnelier ainsi que dans le plan transversal.

Pour limiter ce contact, certains boucliers présentent une forme conique, créant un vide au fur et à mesure que le tunnelier avance, source lui aussi de mouvements radiaux du terrain vers le tube.

Lorsque le tracé du tunnel est en virage, le diamètre de l'excavation est fréquemment augmenté de quelques centimètres pour permettre au corps rigide que constitue le bouclier de progresser dans le tube. Cette surcoupe est elle aussi source de déplacement du terrain. Enfin, le guidage du tunnelier est aussi source de tassement. Il peut être difficile de suivre une trajectoire donnée (à cause des caractéristiques du terrain ou par inexpérience du pilote), la correction de direction à chaque phase d'excavation crée alors un vide supplémentaire.

L'AFTES (1995) a évalué que le tassement en surface se développant pendant cette phase atteint 40 à 50% du tassement final maximal.

I.2.1.3 Mouvements à l'extraction de la jupe

Lors de l'extraction de la jupe, il se crée inévitablement un vide (vide annulaire) dû à la différence de diamètre entre le bouclier et le diamètre extérieur de l'anneau constituant le revêtement. C'est ce vide que le mortier injecté doit remplir « vite et bien ». En effet, les injections doivent être rapides pour limiter la convergence radiale du terrain vers le tube, le mortier doit se répartir dans l'ensemble du vide annulaire et la pression d'injection doit être adaptée aux contraintes existantes dans le sol pour éviter une propagation du mortier vers l'avant du tunnelier ou une déstabilisation du terrain.

Cette phase d'injection s'avère particulièrement importante pour limiter, voire stopper, les tassements ; l'AFTES estimait pourtant, en 1995, que 30 à 40% des tassements maximaux se développaient durant cette phase.

I.2.1.4 Mouvements dus à l'ovalisation du revêtement

Un revêtement flexible peut se déformer et être source de tassements supplémentaires.

En plus des déformations du revêtement, il faut tenir compte de la consolidation du mortier injecté et du terrain ayant été déstabilisé par l'excavation. La consolidation du terrain est souvent liée au retour à la normale des pressions d'eau, modifiées lors du passage du tunnelier.

En se basant sur les mesures de déplacements de plusieurs ouvrages durant et après le creusement, Benmebarek (1998) résume l'évolution des mouvements de terrain en fonction de la position du tunnelier par rapport à la section de mesure en quatre phases, les deux premières phases

étant similaires à celles données par l'AFTES et les deux dernières étant respectivement remplacées par les phases 3 et 4 suivantes :

Phase 3) Injection du coulis : a l'échappement de la jupe, l'effet de l'injection du coulis dans le vide annulaire est marqué par des pics de soulèvement temporaire du terrain amorti en surface. Les déplacements durant cette phase sont sensibles à la pression d'injection et à sa durée d'application. Pour minimiser le tassement, la pression nette après réduction de la perte doit équilibrer la pression du terrain au sommet de l'excavation et doit être appliquée de manière continue, même pendant les arrêts de travaux, afin d'éviter la formation d'un vide annulaire non comblé. Le contrôle de la quantité du coulis injecté doit se faire de manière à éviter des expansions larges.

Phase 4) consolidation : Après quelques mètres de l'échappement de la jupe, l'effet de l'injection n'est plus ressenti. Le tassement continue lentement pour atteindre une asymptote. Il est dû d'une part à la perte de volume du coulis injecté et d'autre part à la consolidation du terrain perturbé par le creusement.

I.2.3 Transmission des déformations vers la surface

Mécanismes de transmission

Les phénomènes s'initiant autour des tunnels se propagent, d'une façon naturelle, vers la surface en fonction du temps de réponse et de la hauteur de couverture. On note un retard et un amortissement entre les tassements en surface et les mouvements en profondeur. Ce phénomène est d'autant plus marqué que la hauteur de couverture augmente. Pour les tunnels peu profonds l'amortissement est si faible qu'une erreur dans la procédure de creusement peut entraîner une rupture en bloc de toute la couverture, rupture instantanée dans les terrains pulvérulents et plus retardée dans les sols avec une faible cohésion. Le phénomène appelé fontis (figure I.7) est très spectaculaire et sa conséquence est évidemment très néfaste en site urbain où en plus des dégâts (humains et matériels) importants qu'il peut causer, sont responsables de retards très pénalisants.



Figure I.7 : Fontis à Madrid (1991).

En se fondant sur des essais et des observations in situ Pantet (1991) illustre la transmission des déplacements entre le tunnel et la surface par deux mécanismes : le mécanisme primaire et le mécanisme secondaire (figure I.8).

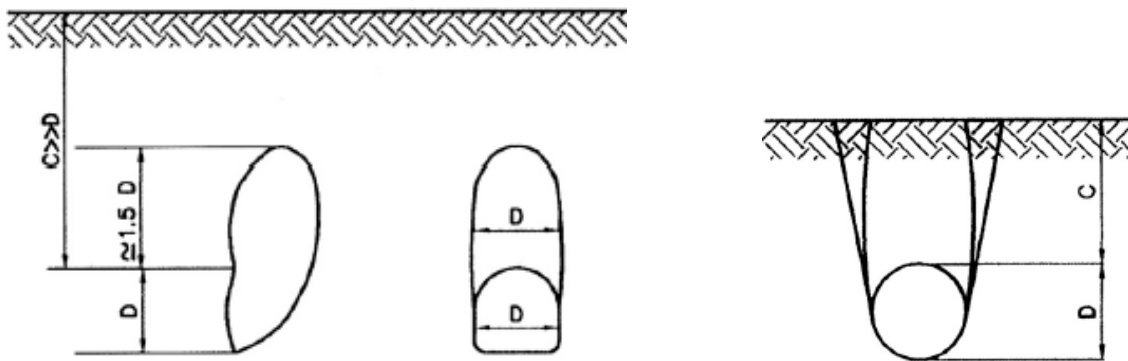


Figure I.8: Mécanismes de transmission Pantet (1991), source AFTES (1995).

(a) Mécanisme primaire

(b) mécanisme secondaire

Le mécanisme primaire est caractérisé par la formation d'une zone de terrain en déformation au dessus de la galerie. La hauteur de cette zone est de 1,5 à 2 fois le diamètre du tunnel et sa largeur est voisine du diamètre. Lorsque le tunnel est assez profond ($C/D > 2,5$), la transmission des effets de creusement vers la surface est en général réduite, figure 1.13a, ceci peut être partiellement expliqué par la formation de voûtes de décharges Roisin (1995).

Le mécanisme secondaire peut suivre le précédent lorsque le tunnel est assez proche de la surface ($C/D < 2,5$) et que le confinement du front n'est pas suffisant. On note alors la formation d'un bloc de terrain rigide, limité par deux bandes de cisaillement simples qui joignent le tunnel à la surface, figure 1.8b.

I.2.4 Mouvements horizontaux

Les déformations horizontales dans un plan vertical sont mesurés à l'aide d'inclinomètres permettant de mesurer les déplacements du sol dans les deux directions : transversale et longitudinale.

I.2.4.1 Mouvements inclinométriques transversaux

Clough et al. (1983) ont rapporté les mesures obtenues pendant et après le passage du premier bouclier à pression de terre utilisé aux Etats-Unis, figure I.9 et I.10.

En règle générale, les déformées inclinométriques transversales présentent les caractéristiques suivantes, figure I.10 :

- Les mouvements du terrain aux reins montrent un refoulement latéral ;
- En surface le terrain subit de légers mouvements vers le centre de la cuvette ;
- Le terrain situé en radier de la section transversale est très peu perturbé.

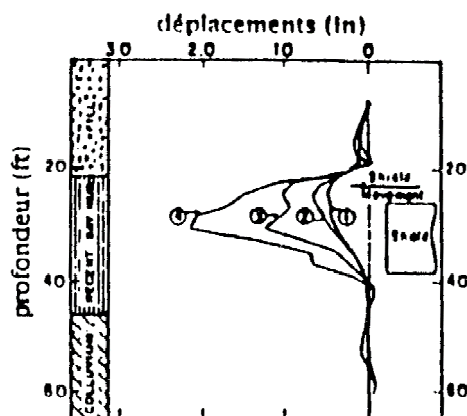


Figure I.9 Déplacements longitudinaux
Clough et al. (1983)
(1) bouclier à 5,5 m de l'inclinomètre
(2) bouclier à 3,3 m de l'inclinomètre
(3) bouclier à 2,4 m de l'inclinomètre
(4) bouclier à 1,2 m de l'inclinomètre

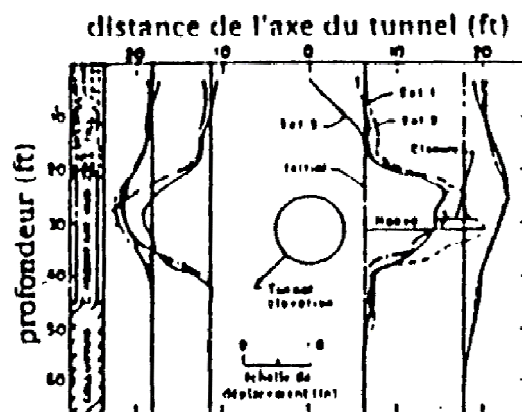


Figure I.10 déplacements transversaux
Clough et al. (1983)
set 1 : passage du front de taille
set 2 : passage de la queue du bouclier
set 3 : 15 jours après échappement

Cette règle n'est toujours pas vérifiée. Sur les mesures rapportées par Ollier (1997), les mouvements au niveau du radier ne sont pas négligeables (figure I.11b), ceci est dû aux horizons très hétérogènes traversés par le tunnelier à Lyon. De même, on observe un mouvement de convergence, contrairement à la règle, pour le cas du métro de Toulouse : ces déformations inclinométriques, peu

répertoriées en littérature, sont dues à la nature surconsolidée de la molasse toulousaine pour laquelle on estime un K_0 proche de 1,5 à 1,8 comme le montre la figure I.12.

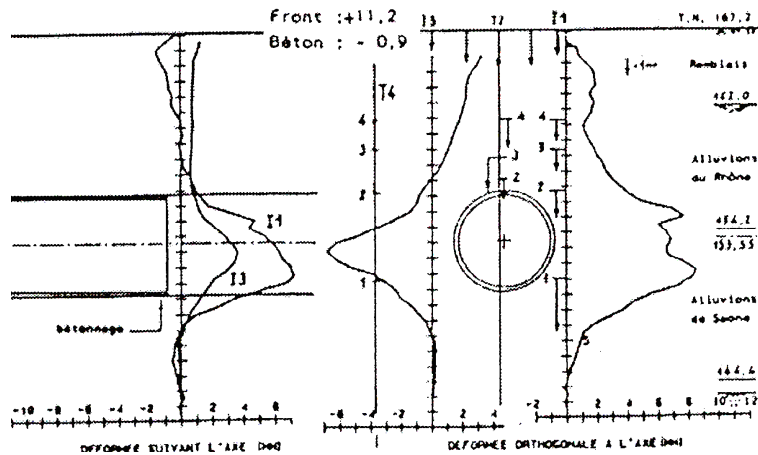


Figure 1.11 : Inclinomètres de Lyon, ancienne ligne D Ollier (1997).

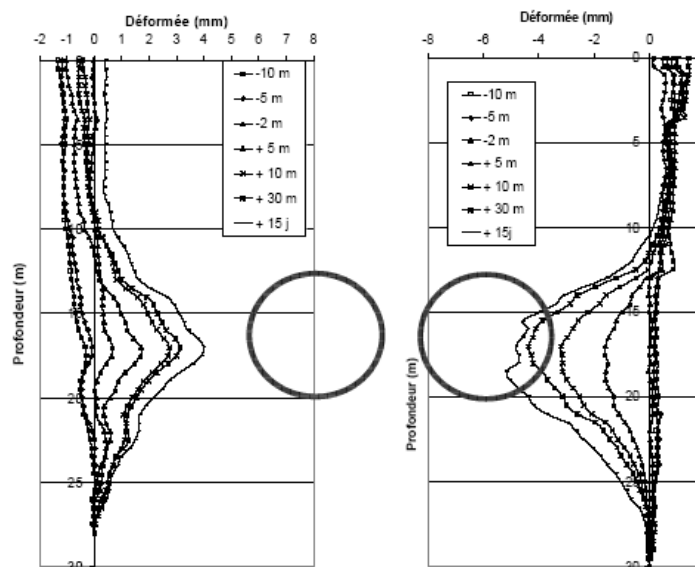


Figure 1.12 Déplacements horizontaux transversaux pour le tube I1 et I3 Métro de Toulouse, lot 2, (Vanoudheusden, 2006).

I.2.4.2 Mouvements inclinométriques longitudinaux

La déformée inclinométrique longitudinale (Figures 1.19 et 1.21a) montre que le terrain en surface bascule généralement vers l'arrière du centre de la cuvette. Au front, le sol situé devant la machine tend à être repoussé avec l'approche du bouclier à cause de la pression de confinement. Au droit de l'inclinomètre, le sol a tendance à pénétrer dans la galerie par le front de taille. Au cours du creusement au bouclier, le terrain situé autour du bouclier est entraîné vers l'avant, dans le sens de la progression du creusement.

I.2.5 Mouvements dans une section transversale

En règle générale, les déformations horizontales, tout comme les déformations verticales, subissent les différentes phases d’avancement du tunnelier, et suivant les phases, on trouve des mouvements de convergence ou des mouvements de divergence horizontalement et parallèlement des mouvements de tassement ou de refoulement verticalement, figure I.13.

Les résultats de mesures (figure I.13), exposés par Hashimoto *et al.* (2000), illustrent bien ce phénomène. Ces mesures, effectuées lors du creusement au moyen d’un tunnelier à pression de terre dans des argiles meubles, montrent l’évolution des déplacements au cours du temps.

En ce qui concerne les mouvements horizontaux, on voit que juste avant le passage du tunnelier, le mouvement est convergent. Le passage du bouclier est accompagné de mouvement divergent important. Le maximum de divergence est atteint juste avant l’extraction de la jupe. La poursuite de la progression du tunnelier se traduit à nouveau par des mouvements de convergence.

Le même constat peut être fait pour les mouvements verticaux. La cuvette 4 étant due quand à elle au phénomène de dissipation de la pression interstitielle (consolidation) ainsi qu’au phénomène de fluage dans les sols argileux.

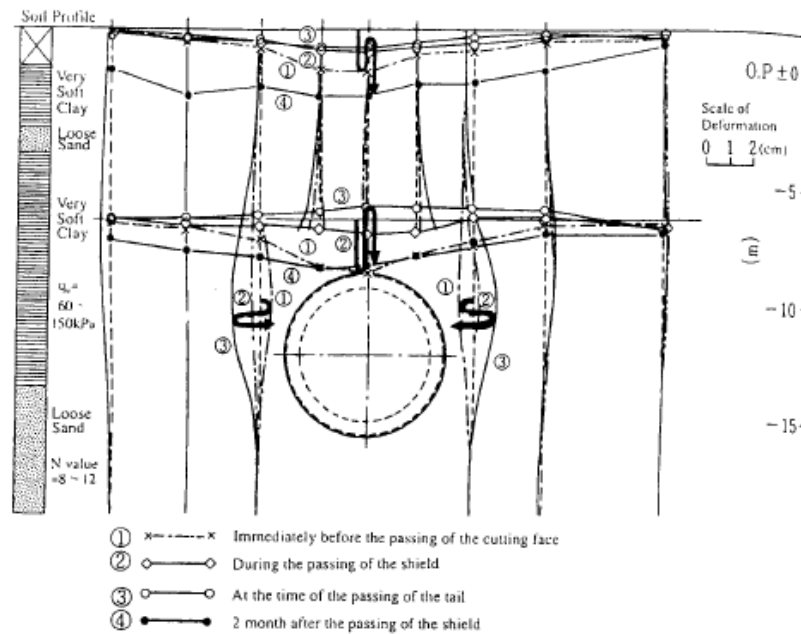


Figure I.13 : Mouvements dus au creusement par un tunnelier à pression de boue dans des argiles meubles (d’après Hashimoto *et al.*, 2000).

Suite à des observations et mesures expérimentales du chantier du bitube Washington DC dans des matériaux granulaires, Cording (1977) propose une répartition des volumes de déplacement

du sol et de changement de volume (figure I.14). Sur cette figure Cording (1977) a fait les remarques suivantes :

- Une zone latérale de compression en surface;
- Resserrement par compression aux reins par effet de voûte;
- Une zone décomprimée par dilatance au dessus de la clé du tunnel et limitée latéralement par deux bandes de distorsion maximale à 45° et se propageant verticalement.

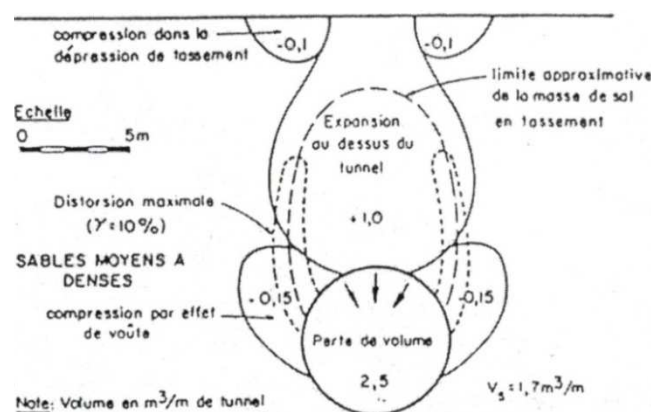


Figure I.14 : Répartition des volumes de déplacement de sol et de changement de volume (d'après Cording, 1977).

Dans les milieux argileux, les mouvements à court terme se font à volume constant et sont purement radiaux autour du tunnel d'après Mair (1981). Les zones de cisaillement maximal n'apparaissent pas et confirment les résultats obtenus sur des maquettes expérimentales. Selon Cording (1977), le volume de la cuvette de surface V_s est quasiment identique à la perte de volume théorique V_t .

De manière générale, pour les sols cohérents en conditions non drainées, V_s et V_t sont égaux puisque les déformations se produisent à volume constant. Pour les sols non cohérents V_s peut être soit plus petit soit plus grand que V_t suivant qu'une consolidation se produise ou non. Roisin (1995) précise qu'en général V_t est supérieur à V_s pour les sols pulvérulents et, inversement pour les sols argileux.

La perte de sol V_t (V_o sur la figure I.15) est un paramètre important dans le contrôle des mouvements de sol. D'après Uriel (1989), figure I.15, aucune approche théorique ne permet d'appréhender ce paramètre à moins qu'elle ne soit capable de représenter les diverses opérations qui composent le processus de creusement.

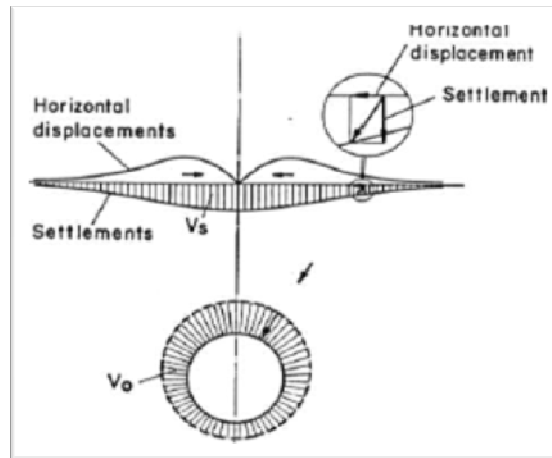


Figure I.15 : Mouvements de sol consécutifs à une perte de volume (Uriel, 1989).

Comme alternative à V_t , Lee (1983) propose pour les ouvrages souterrains creusés à l’aide d’un bouclier l’utilisation du “Gap parameter” en déformations planes, figure I.16. Ce paramètre prend en compte non seulement la perte de sol due à une éventuelle surexcavation mais aussi la variation de volume dans le sol remodelé. Il est défini de la manière suivante :

$$\text{Gap} = 2\Delta + \delta + U \quad \text{Avec :}$$

Δ : déplacement radial dû à l’épaisseur de la jupe ;

δ : déplacement radial dû au vide annulaire entre le bouclier et le tunnel ;

U : déplacement radial dû à la consolidation de la zone perturbée autour du tunnel, au labourage par suite de prise de virage et à la perte de sol au front de taille.

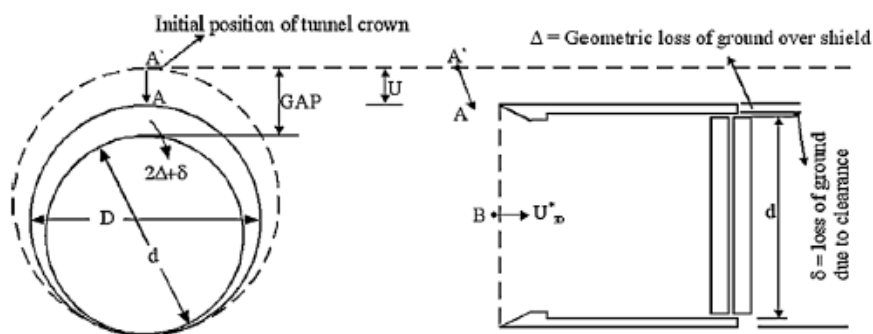


Figure I.16 : Définition du Gap parameter (d’après Lee et Rowe, 1991).

Dans le cas du creusement de plusieurs tunnels juxtaposés, les tunnels profonds seront creusés en priorité : les tassements étant cumulés à chaque phase. La nature du sol et la situation relative de ces tunnels va conditionner l’importance des tassements résultants.

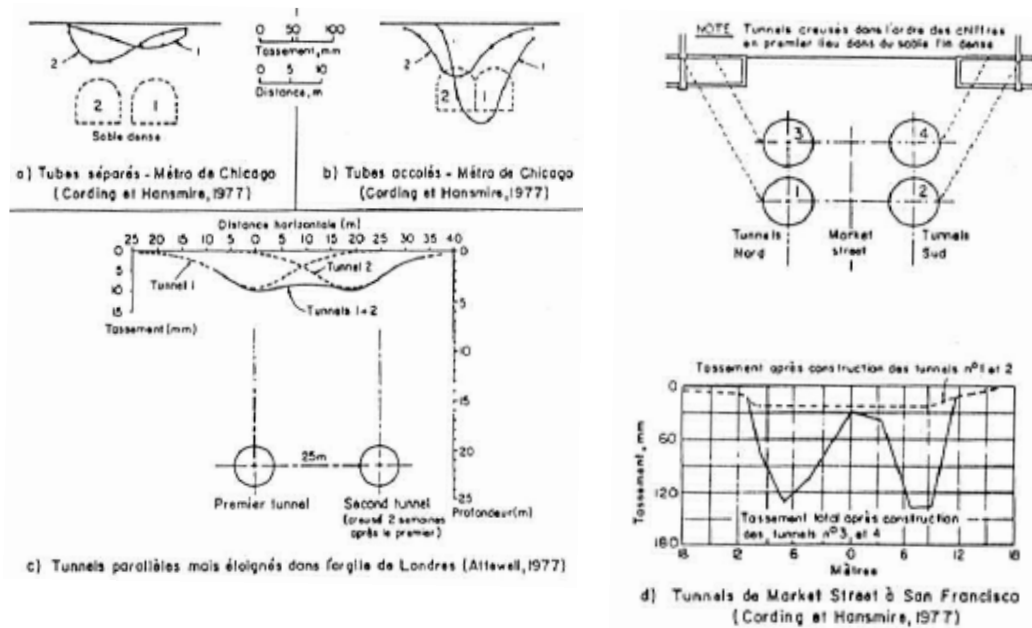


Figure I.17 : Cumul des tassements de surface lors de la construction de tunnels multiples.

I.2.6 Mouvements longitudinaux

Attewell (1986), figure 1.18, reprise par Leblais (1995) , ont donné une représentation 3D de l'évolution de la cuvette de tassement en fonction de la progression du creusement du tunnel au bouclier.

Dans un plan vertical passant par l'axe du tunnel, le profil en long de la courbe des tassements (figure I.19) est pleine d'information sur le comportement du sol vis-à-vis du creusement au tunnelier : la surface est faiblement perturbée avant l'arrivée du front (un léger soulèvement peut même avoir lieu), les tassements se manifeste de façon importante au passage du bouclier et peuvent durer pendant quelques jours après ce passage. La stabilisation est atteinte après un temps d'autant plus long que le sol est cohérent et moins consolidé. Il arrive même que l'on observe des surplus de tassements (de l'ordre de 30%) longtemps après qu'ils se soient stabilisés (phénomènes de consolidation et de fluage dans les sols argileux).

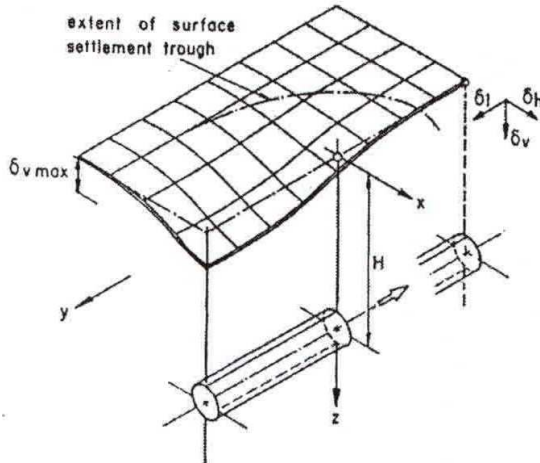


Figure I.18 : Tassements en surface Attewell (1986).

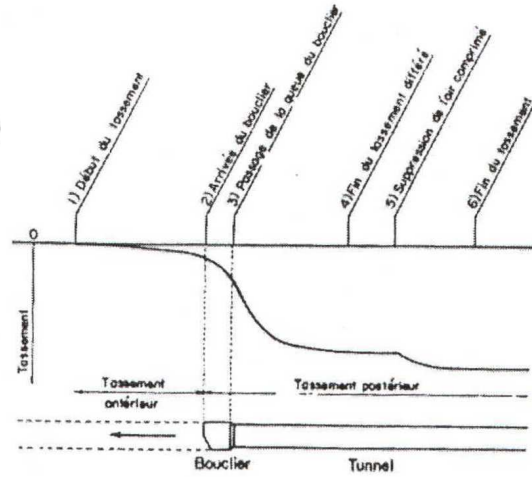


Figure I.19 : Evolution des tassements pendant le creusement, Hanya (1997).

De la Fuente et Oteo (1996), à l'aide d'un modèle par éléments finis parviennent à la représentation du profil en long de la courbe longitudinale de tassement de la figure I.20. Ils donnent beaucoup de détails sur l'évolution de la cuvette longitudinale par rapport à la position du front de taille. La courbe présente en particulier un point d'inflexion correspondant à sa pente maximale et coïncidant approximativement à la position du front de taille.

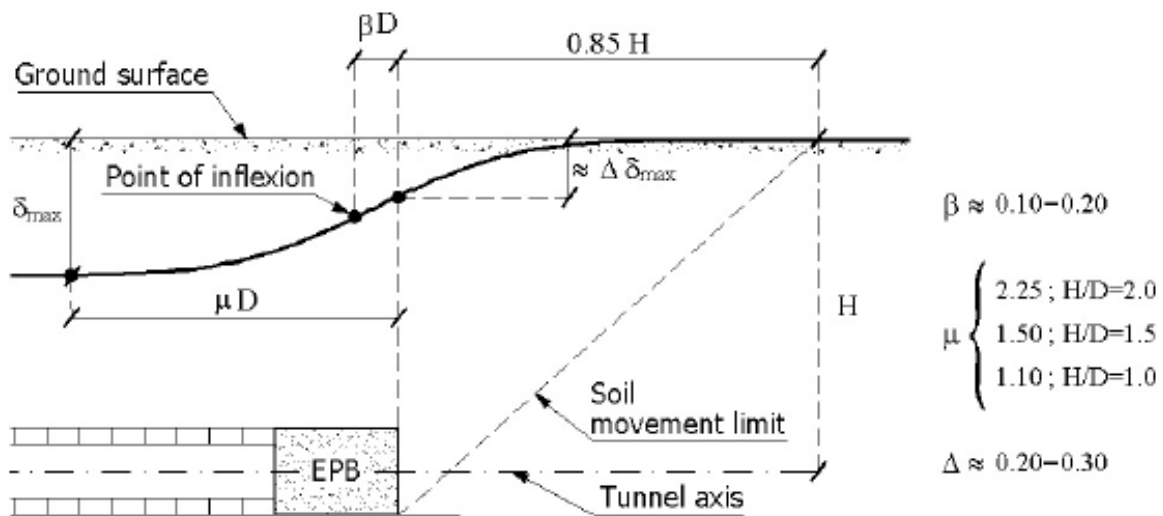


Figure I.20 : Evolution des tassements pendant le creusement de la Fuentes et Oteo (1996).

I.3 Problèmes d'interactions entre deux tunnels

F.hage chehade et I.shahrour(2007) dans leurs articles "Numerical analysis of the interaction between twin-tunnels: Influence of the relative position and construction procedure" ont présenté successivement le modèle numérique puis l'analyse du comportement des trois configurations spatiales des deux tunnels : alignés horizontalement, verticalement et incliné.

Ils ont signalé que la position relative des tunnels et les procédures de constructions affectent les tassements du sol et les efforts internes dans le revêtement.

Le tassement maximum est obtenu pour la disposition des deux tunnels alignés verticalement tandis que les deux tunnels alignés horizontalement donnent un tassement minimal mais avec une large extension latérale, leurs résultats d'analyses sont cités ci-dessous :

1- Tunnels alignés horizontalement :

L'analyse a été établie pour 5 valeurs de l'espacement entre tunnel S_x/D ou D, S_x représente respectivement le diamètre du tunnel et la distance horizontale entre les axes des deux tunnels (2, 2.5, 3, 4 et 5), il a été remarqué que le tassement maximum a été obtenu pour la configuration $(S_x/D) = 2$, où le tassement maximum a été égal à 50 mm, l'augmentation de la distance entre les deux tunnels conduit à une diminution du tassement dans la partie centrale entre les deux tunnels, et provoque une stabilisation du tassement au-dessus de chaque tunnel.

- À partir d'un espacement entre axes égal à $3D$ la construction du 2^{ème} n'affecte pas le premier.
- La non symétrie du tassement résulte de l'asymétrie de plasticité générée dans la masse du sol.
- Il a été constaté que l'espacement entre les deux tunnels alignés horizontalement et leur ordre de construction n'affecte pas les forces internes dans le tunnel.

2- Tunnels alignés verticalement :

- La distance entre les axes des deux tunnels a été prise égale à $2D$, il a été constaté que la construction du tunnel supérieur en premier conduit à un tassement supérieur à 12% en le comparant avec le 2^{ème} cas où le tunnel inférieur est construit en premier.
- Le moment dans le 1^{er} cas (tunnel supérieur construit en premier) est supérieur à 23% en le comparant avec le 2^{ème} cas où le tunnel inférieur est construit en premier).
- L'effort tranchant dans le 1^{er} cas (tunnel supérieur construit en premier) est supérieur de 10% en le comparant avec le 2^{ème} cas (tunnel inférieur construit en premier).

3- Tunnels inclinés :

- Il a été constaté que l'effort tranchant et le moment fléchissant sont modérément affectés par l'ordre de construction des deux tunnels.
- Le taux minimum de plasticité figure autour du tunnel construit premièrement.

D'après A.H.C,chan,L.sharpe,D.N.chapman,M.L.Cooper dans leurs articles "Prediction of subsurface settlements and lining response due to a new tunneling operations using finite element analyses" ou un modèle par éléments finis à deux dimensions a été utilisé afin de prédire les tassements de surface et sous-surface rencontrés lors de la construction de tunnels simples et doubles utilisant la méthode d'espacement (gap paramètre méthode), une étude paramétrique sur un tunnel simple démontra que

le paramètre essentiel de contrôle est la quantité de volume perdu. La taille du trou d'excavation aurait un effet significatif seulement lorsque la déformation est sévère.

Le tassement maximal est aussi affecté par l'angle de dilatance durant l'analyse de drainage, cependant cet effet à moins d'importance que celui de la quantité de volume perdu, l'angle de frottement n'a qu'un léger effet sur le déplacement. Cependant, il y'a une réduction de la pression de contact dans le revêtement avec l'augmentation de l'angle de frottement. Comme c'est un problème dominé par la quantité de volume perdu, la variation des paramètres de forces, affectera seulement la localisation et la distribution de la quantité de volume perdu mais non pas la totalité du volume qui est le facteur majeur de contrôle derrière le tassement de surface. Pour le plus grand angle de dilatance, le tassement vertical a été minimum.

Concernant les tassements de surfaces générés par la construction de deux tunnels il a été constaté que pour le cas de l'analyse non drainée, l'excavation du 1^{er} tunnel mène à une courbe de tassement de surface de type de Gauss, cependant quand le second tunnel est excavé, il en résulte une claire asymétrie dans la courbe de tassement, en résumé il a été constaté que les paramètres de forces pour le modèle de Mohr-Coulomb n'ont pas un effet majeur soit sur la distribution du tassement à l'intérieur de la courbe ou sur l'amplitude de ce dernier, cependant ils y'a d'autres facteurs qui ont un appréciable effet sur le tassement, comme l'angle de dilatance pour l'analyse drainée et la grande valeur de K_0 (coefficient de pression de terre au repos).

En utilisant un modèle plastique, l'excavation de deux tunnels successivement conduit à une asymétrie dans le tassement de surface. Les premiers résultats ont indiqués que le sol dans la localisation du 2^{ième} tunnel a été affaibli (fatigué) par l'excavation du 1^{er} tunnel, ceci a conduit à une augmentation du tassement. La méthode basée sur la superposition des courbes de Gauss ne sera pas capable de prédire cette asymétrie correctement.

Suchatvee Suwansawat(2006), ont constaté que le creusement de deux tunnels amène à une surface de tassement de forme variable, cependant pour le creusement d'un seul tunnel la surface de tassement est symétrique et peut être décrite en utilisant la fonction de Gauss.

La surface de tassement au-dessus de deux tunnels peut être symétrique en respectant le milieu de l'espacement entre les deux tunnels, ou peut être déplacé vers l'autre côté, aussi le tassement pour les deux tunnels peut être asymétrique.

En particulier en creusant avec la méthode (EPB, Shield), le tassement est différent au-dessus du 1^{er} et 2^{ième} comme le terrain perdu (ground loss) pour le 2^{ième} est différent du terrain perdu pour le

1^{er} tunnel par cause de plusieurs facteurs comme l'opération de creusement par bouclier et le dérangement de terrain (ground disturbance), c'est la raison pour laquelle il a été difficile de prédire la surface de tassement au-dessus de deux tunnels, la technique de superposition a été représentée comme étant une nouvelle approche utilisée pour décrire la surface de tassement au-dessus de deux tunnels, ceci en construisant en premier lieu la courbe de tassement causé par l'excavation du 1^{er} tunnel par bouclier puis celle causée par le 2^{ième} bouclier en utilisant la fonction de Gauss, puis combiné les deux courbes pour obtenir le tassement total comme résultat de creusement des deux tunnels.

Cette méthode est une approche appropriée pour les deux tunnels excavés soit en alignement horizontale ou verticale.

Peck(1969), a trouvé que le tassement au-dessus d'un seul tunnel peut être représenté par de raisonnables limites en fonction de la courbe de Gauss ;

L'ordonnée maximum de la courbe de Gauss détermine empiriquement le tassement maximum δ_{\max} or le déplacement, δ , dans chaque point est donnée par :

Tassement de surface $\delta = \delta_{\max} \exp\left[-\frac{y^2}{2i^2}\right]$, i : étant le point d'inflexion.

Peck(1969), a signalé que la quantité de volume perdue associée au second tunnel est plus large que celle due au premier tunnel or le tassement max a été trouvé dans la direction du premier tunnel.

Peck(1969), a constaté que la courbe de tassement au-dessus des deux tunnels est probablement asymétrique.

Cependant Peck (1969) a aussi signalé que dans le cas de deux tunnels tout près l'un de l'autre une symétrie de tassement sera observée, or la fonction de Gauss peut être appliquée dans ce cas pour la description du tassement ; cependant il est très important de noter que ces observations ont été basées sur la méthode «open faced shields with compressed air» qui est très différente du cas de EPB Shield.

Une combinaison complexe de plusieurs facteurs en plus des paramètres d'opération des deux tunnels devrait être prise en considération ; comme l'intervalle de temps entre l'arrivée du 1^{er} et 2^{ième} bouclier, et la distance entre les deux tunnels, c'est pour cela que les suppositions de Peck(1969) peuvent ne pas être applicables dans la méthode (EPB Shield).

Plusieurs auteurs ont étudié la forme de la surface de tassements au-dessus de deux tunnels ;Cording et Hansmire(1975) ont étudié le mouvement du sol des deux tunnels du projet du

Washington D.C.Métro ,ils ont suggéré que l'asymétrie après le passage du 2^{ième} bouclier peut être causé par l'interférence entre les deux tunnels ,cette interférence augmente avec la diminution de la distance entre les deux tunnels, il est primordial de noter que ce projet de tunnels a été établi en utilisant la méthode « Open-faced Shields » au lieu de la méthode « EPB Shield ».

Shirlow et al. (1998) ont observé une asymétrie de tassement causé par « EPB tunneling » pour les deux tunnels dans le « Singapore MRT » ; bien que ces observations ont été basé sur une méthode qui ne prend pas en considération les paramètres opérationnels du 1^{er} et 2^{ième} bouclier.

Pour deux tunnels excavés l'un a proximité de l'autre (parallèles horizontalement) dans le projet MRTA de Bangkok le tassement de surface a été mesuré sachant que le creusement a été fait par "EPB shields "par cette recherche il a été constaté que l'amplitude du tassement de surface pour le 1^{er} et 2^{ième} tunnel devrait être différente sachant que les paramètres opérationnels de la méthode "EPB shields" pour chaque boucliers sont surement différents l'un de l'autre, basé sur cette observation ont suggéré que l'asymétrie du tassement de surface peut être associé a la différence considérable du mode opérationnel du 1^{er} et 2^{ième} bouclier, en autre sens cette suggestion est relié aux supposition historiques de Peck(1969),comme les paramètres opérationnel sont différents pour les deux tunnels ,le « terrain perdu» pour les deux tunnels est aussi différent , et l'amplitude de du tassement causé par le 1^{er} et 2^{ième} boucliers devrait être aussi différente, donc le tassement total causé par les deux boucliers sera asymétrique.

Pour conclure la réponse du terrain causé par le 2^{ième} tunnel on a besoin de détermine le tassement provoqué par le passage du 1^{er} bouclier.

La courbe de Gauss peut être aussi utilisée pour décrire le tassement additionnel au dessus du 2^{ième} tunnel.

Dans tous les cas en superposant les trois courbes on a constaté que la courbe de tassements après le passage du 2^{ième} bouclier est asymétrique est sa forme dépend de la magnitude et de la forme de la courbe de tassement au dessus du 1^{er} et 2^{ième} tunnel.

En se basant sur ces résultats les procédures suivantes peuvent être suggérées :

- 1- Mesure de la surface de tassement maximum avec un marqueur de tassement (Settlement marker) installé au-dessus de la ligne centrale du premier tunnel (i.e. point A dans la figure) puis décrire la courbe de tassement provoqué par le passage du 1^{er} bouclier en utilisant la fonction de Gauss ;
- 2- Observé le tassement au-dessus de la ligne centrale du second tunnel (i.e. point B dans la figure), après le passage du 2^{ième} bouclier ;

- 3- Calculé le tassement additionnel ou normalisé au-dessus du 2^{ème} tunnel (i.e. point C dans la figure).
- 4- Construire la courbe de tassement additionnel causé par le deuxième bouclier en utilisant la courbe de Gauss ensuite la superposé a la courbe de tassement causé par le passage du 1^{er} bouclier pour obtenir la courbe de tassement total causé par le creusement des deux tunnels.

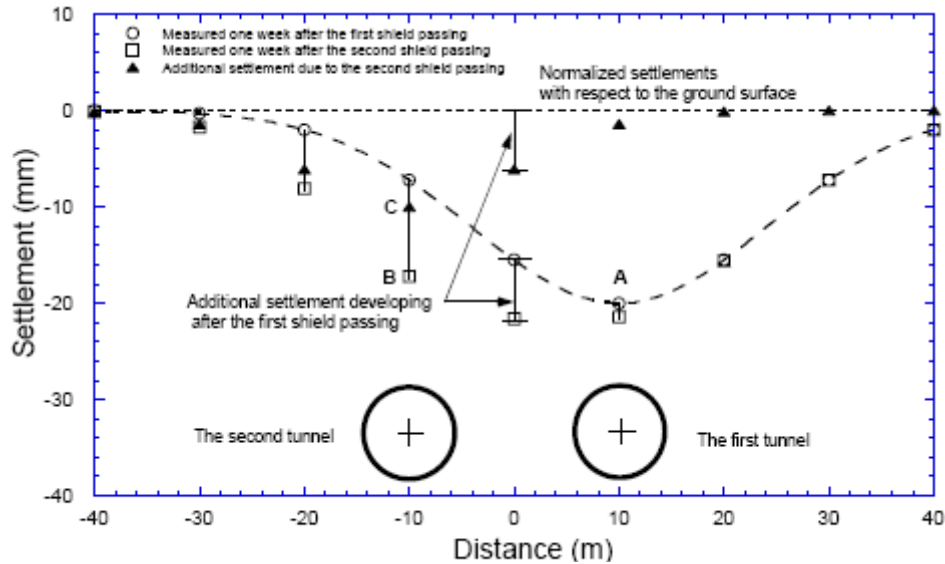


Figure I.21: Superposition des tassements pour deux tunnels parallèles horizontalement.

Pour le tassement de deux tunnels en alignement vertical :

Les marqueurs de tassements ont été installés au-dessus des deux tunnels pour mesurer le tassement causé par le 1^{er} et 2^{ème} bouclier.

Après le creusement du tunnel inférieure et la construction de la courbe il a été constaté que la courbe était très serrée, où le plus grand tassement est concentré dans la ligne centrale du tunnel après le passage du 2^{ème} boucliers, le tassement additionnel est aussi symétrique par rapport à la ligne centrale des deux tunnels superposés comme attendue.

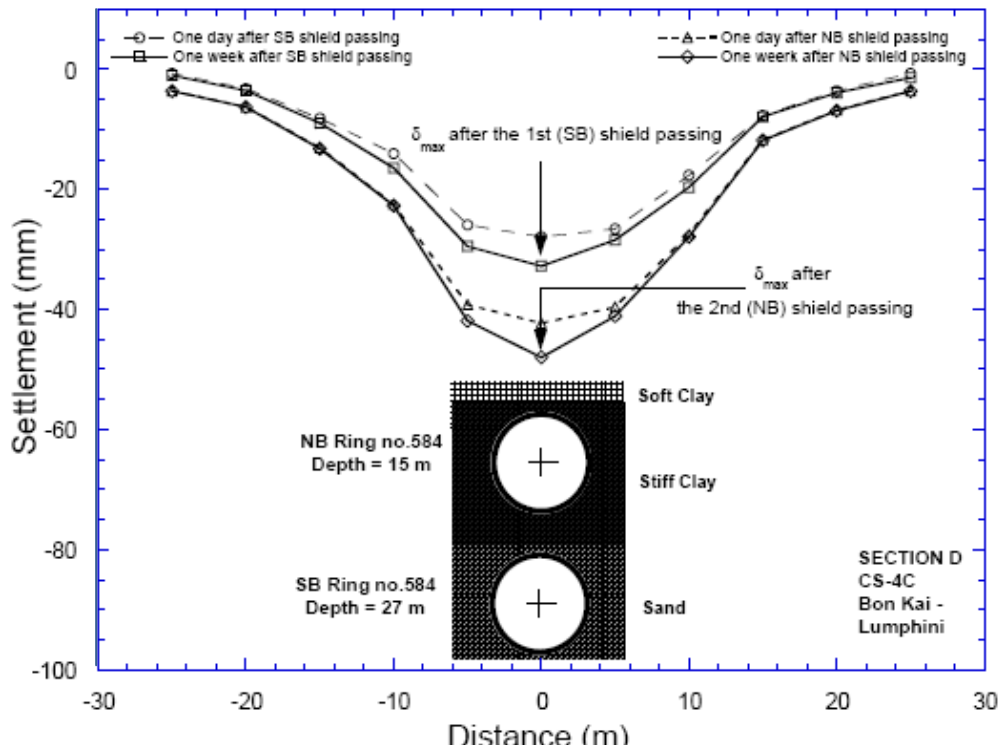


Figure I.22: Superposition des tassements pour deux tunnels parallèles verticalement.

Superposé les tunnels l'un sur l'autre est jusqu'à présent une démarche exceptionnel.

En conclusion, la surface de tassement après le passage du 1^{er} bouclier est symétrique avec un tassement maximum δ_{max} au-dessus de la ligne centrale du 1^{er} tunnel, cependant on peut utiliser la courbe de Gauss pour estimé le tassement total.

Pour deux tunnels alignés horizontalement après le passage du 2^{ème} bouclier, la surface de tassement des formes variables.

La technique de superposition a été introduite pour décrire le tassement causé par deux tunnels ; il à été constaté que le tassement additionnel « additional sellement » causé par le 2^{ième} tunnel peut être décri et obtenu par la courbe de Gauss.

Cependant, le tassement total peut être construit en superposant la courbe de tassement additionnel sur la courbe de tassement observé après le passage du 1^{er} bouclier, en résultat de cette superposition le tassements total pour deux tunnels creusé l'un a coté de l'autre (en alignement horizontal) ou bien en alignement vertical peut être décrit de façon très bien.

La courbe de tassement total peut être symétrique ou asymétrique dépendant des formes de courbes de tassements causés par le 1^{er} et 2^{ième} boucliers, notant que le degré d'asymétrie dépend de

la différence entre l'amplitude de tassements des deux courbes (i.e. au-dessus du 1^{er} tunnel et au-dessus du 2^{ième} tunnel).

Pour le creusement de deux tunnels parallèles Kikumoto et al (2006) ont montré à l'aide d'expérimentations bidimensionnelles à la trappe, que lorsque deux trappes proches sont abaissées successivement, la première supporte des efforts plus importants.

Kwast et van Oosterhout (2006) ont réalisé des observations précises sur deux tunnels de 9.5m, réalisés au tunnelier dans des sables moyennement denses à denses, avec une distance de 0.35 à 0.5D. Ils ont mis en évidence une ovalisation du premier tube négligeable, atteignant au maximum 2mm avec une valeur finale de 1mm. Des capteurs de pression ont montré un accroissement maximum des contraintes dans le sol de l'ordre de 50 à 150 kPa à 1m du tunnel, correspondant à l'effet de l'injection du vide annulaire.

Tang et Ng (2006) ont examiné ce même problème par simulation 3D, prenant comme support géotechnique le contexte de Londres, avec deux tunnels parallèles creusés avec un décalage. Ils simulent un creusement conventionnel en section divisée et montrent que les moments dans le revêtement du premier tunnel sont plus élevés. Par ailleurs, ainsi que l'ont montré divers auteurs, la cuvette de tassement résultante est décalée vers le deuxième tunnel, dont le creusement génère des mouvements plus importants.

Pour le croisement d'un tunnel existant, Le croisement sous un tunnel existant, à faible distance, présente a priori plus de risques car le tassement localisé induit une sollicitation en flexion du tunnel existant. De plus, une vigilance accrue est demandée si le tunnel existant doit rester en service lors des travaux. Moss et Bowers (2006) présentent la méthodologie adoptée pendant les travaux du CTRL à Londres, ainsi que deux exemples de croisement de tunnels existants. La méthodologie générale, vis-à-vis du bâti existant comportait trois étapes :

- tracé des courbes de tassement de surface, suivant l'approche empirique en champ libre, avec les hypothèses de perte de volume de 1 et 2 %.
- estimation du risque de dommage suivant les approches de Boscardin et Cording et de Mair et al (cités par Moss et Bowers, 2006).
- étude spécifique des ouvrages particuliers tels que les ponts et tunnels.
- Ils présentent l'exemple du passage sous la « Central Line », avec une distance de 4,3 et 8,0m.

Dans un premier temps, le profil de tassement de type champ libre a été estimé au niveau du tunnel ancien, dont le revêtement est composé d'éléments en fonte assemblés par boulonnage.

L'incidence de ces mouvements sur le revêtement a été ensuite calculée, montrant qu'il n'y avait pas de risques de désordres pour une perte de volume inférieure à 0,5%, mais que des mesures compensatoires devaient être envisagées si cette perte de volume atteignait 1%. Il a été décidé finalement de déboulonner certaines sections du tunnel existant, ce qui permettait de limiter les efforts de flexions. En cours de travaux, un suivi des mouvements du sol au niveau du tunnel existant a été réalisé afin de valider les hypothèses retenues. De plus, la déformée longitudinale du tunnel a également été surveillée.

C.W.W.Ng, K.M.Lee, and D.K.W.Tang(2004) dans leurs articles "Three-dimensional numerical investigations of new Austrian tunneling method (NATM) twin tunnel interactions", ont étudié l'interaction entre deux tunnels parallèle (en alignement horizontal) et peut distant l'un de l'autre par une analyse d'éléments finis tridimensionnel (3D).

Une attention spéciale a été donnée à l'étude de l'influence de L_T (distance de retard) entre les deux tunnels : tunnel en tête(de gauche) et tunnel en retard(de droite), et aussi au mécanisme de transfert des charges entre ces deux tunnels.

Basé sur l'analyse systématique d'éléments finis en trois-dimensions (3D), les conclusions suivantes ont été retenues :

Due a l'interaction entre les deux tunnels il y'a une réduction de déformation dans l'espace séparant les deux tunnels, en la comparant avec celle due a la construction d'un tunnel seul dans un terrain non construit (greenfield site).

La distance de retard L_T entre les faces excavés des deux tunnels jumeaux a une grandes influences sur les mouvements horizontales que sur les mouvements verticales de chacun des deux tunnels et affecte significativement la réduction du diamètre horizontale des deux tunnels.

Le changement de la largeur de la colonne (pillar width) entre les deux tunnels semble être approximativement une fonction linéaire de L_T .

La réduction de diamètre vertical du 1^{er} tunnel est indépendante de L_T .

Il y'a un déplacement du tassement au dessus du tunnel de gauche vers le tunnel de droite pour des $L_T \neq 0$.

La localisation du tassement max est excentrée par rapport à la ligne centrale de la colonne séparant les deux tunnels.

L'excentricité augmente avec l'augmentation de L_T mais approche une valeur constante pour $L_T \geq 2.5D$.

Le taux d'excentricité indique la quantité de charge transférée associée avec la construction de deux tunnels parallèles.

L'excentricité la plus petite indique la partition uniforme des charges entre les deux tunnels.

L'amplitude du tassement max apparaît comme étant indépendante de L_T .

La distribution du moment fléchissant apparaît comme étant similaire en forme, mais différente en valeur pour les deux tunnels, l'amplitude du moment est plus grande dans le tunnel de gauche et plus petite pour le tunnel de droite, ceci pose la suggestion que le tunnel de gauche supporte un plus grand parti de charge que le tunnel de droite pour une valeur de $L_T \neq 0$.

Avec l'augmentation de L_T il y'a un transfert des charges du tunnel de droite vers le tunnel de gauche causant une augmentation du moment fléchissant dans le tunnel de gauche.

A cause du transfert de charge du tunnel de droite vers le tunnel de gauche, il y'a une augmentation de l'effort normal dans la rein gauche du tunnel de gauche et une diminution de l'effort normal dans la rein droite du tunnel de droite.

Ghaboussi et Ranken(1977) ont étudié l'influence de l'espacement entre deux tunnels construits parallèlement(en alignement horizontale) en utilisant une analyse bidimensionnelle (2D) en éléments finis, ils ont trouvé que plus la largeur de la colonne entre les deux tunnels diminue il y'a une augmentation graduelle des contraintes verticales et une diminution des contraintes horizontales dans l'espace séparant les deux tunnels

Leurs résultats ont démontré que pour un espacement entre tunnels $\geq 2D$ les déplacements de chacun des deux tunnels est identique à celui d'un tunnel construit seul.

Adachi et al (1993) d'après leurs travaux concernant l'étude du comportement de deux tunnels peu profonds dans un terrain sableux ont démontré que le rapport $\frac{Z}{B}$; où Z est la profondeur du tunnel mesurée depuis la surface du terrain jusqu'au sommet du tunnel et B est l'espacement entre les deux tunnels parallèles sont deux paramètres utiles pour évaluer l'interaction entre plusieurs tunnels.

D'un autre côté si l'espacement entre les deux tunnels est tenu constant l'interaction entre les deux tunnels est renforcée avec l'augmentation de l'épaisseur de la couverture et spécialement la pression agissant sur le sommet du tunnel.

D'autre coté les résultats d'éléments finis publié par Hoyaux et Ladanyi(1970), Fujita et Fang et al. ont conclue que le principe de superposition peut être appliqué pour estimé le tassement de surface pour deux tunnels parallèles si le rapport de la distance entre les centres des deux tunnels au diamètre du tunnel dépasse 2.7, ainsi que pour le rapport de la profondeur au diamètre du tunnel.

Addenbroke et Potts (1996) ont trouvé que la position du tassement maximum est excentrée en respectant la ligne centrale dirigé dans la direction du tunnel existant.

Pour les 2TPH, pour une distance $< 1D$, l'excentricité du tassement maximum approche une valeur égale au double de la distance d'espacement, et l'excentricité diminue avec l'augmentation de la distance d'espacement entre les deux tunnels.

Addenbrooke et Potts ont signalé que le revêtement du tunnel existant est forcé a changé sa forme durant l'excavation du second tunnel amenant a une augmentation du diamètre horizontal et une diminution du diamètre vertical.

Kim et al. (1998), parmi les trois tunnels étudiées les deux nouveaux tunnels ont été soit parallèles soit perpendiculaires à l'existant, ils ont conclus que l'interaction entre les tunnels parallèles est lié à la redistribution de contraintes à l'intérieur du sol, causé par les déformations du revêtement et le terrain perdu, les mécanismes d'interactions sont extrêmement complexes.

William H.Hansmire, Victor S.Romero et Michael T.McRae(2004) dans leurs articles "Multiple Tunnels in Soil with Shotcrete Linings on Tren Urbano , San Juan, Puerto Rico publié par William H.Hansmire, Victor S.Romero et Michael T.McRae" ,ont conclue que le model numérique bidimensionnel utilisé pour simulé l'ordre d'excavation peut aussi être utilisé pour évalué les effets d'interactions entre deux tunnels voisins, l'ordre d'excavation devient plus important avec le considérable transfert de charge vers le tunnel existant quand une excavation voisine prend place. Le revêtement installé premièrement attire plus de charge et exige une plus grande capacité structural, une plus large épaisseur et un plus grand renforcement en le comparent avec le revêtement installé précédemment qui peut être moins épais avec un moindre renforcement.

D.N.chapman, C.D.F.Rogers & D.V.L.Hunt(2006) dans leurs articles "Predicting The Settlements above Closely spaced Triples Tunnels Constructions in Soft ground ", ont conclue d'après leurs analyse que :

1. Il se produit une augmentation de la largeur du creux de la cuvette de tassement après l'excavation du second tunnel au voisinage du premier.

2. L'augmentation du tassement est provoqué par la déformation du sol au voisinage de la localisation du 2^{ième} tunnel causé par le creusement du 1^{er} provoquant ainsi une variation de la rigidité du sol qui est un facteur important dans le mouvement de terrain qui se produit.

I.4 La méthode dite convergence-confinement

Cette méthode (Panet et Gellec 1979) s'appuie sur la constatation que le champ de déformation obtenu à partir d'un calcul axisymétrique, dans une section perpendiculaire à l'axe du tunnel, est analogue à celui donné par un calcul plan, dans lequel la paroi du tunnel est soutenue par une pression radiale fictive égale à :

$$\sigma(t) = (1 - \lambda)\sigma_0$$

L'évolution du champ de contraintes 3D en fonction de l'évolution du creusement est simulée en 2D par un paramètre adimensionnel λ appelé taux de déconfinement. L'avancement du front est modélisé par une pression radiale décroissante s'exerçant sur la périphérie de l'excavation (figure 2.14), λ variant de 0 pour $t = 0$ à 1 pour $t = \infty$.

Ces deux états limites traduisent le champ de contrainte de deux sections transversales :

La 1^{ère} située assez loin du front pour qu'on puisse considérer qu'il n'y a pas eu de modification du champ de contraintes, la contrainte radiale sera égale à la contrainte initiale, la 2^{ème} non soutenue est située à l'arrière loin du front et pour laquelle la contrainte radiale fictive est nulle. Pour la section d'étude, le taux de déconfinement sera compris entre 0 et 1 et dépend de la distance au front ainsi que de la loi de comportement du massif.

Cette méthode permet aussi la prise en compte de l'interaction sol/soutènement et aboutit au calcul de la convergence des parois du tunnel en fonction de l'avancement du front.

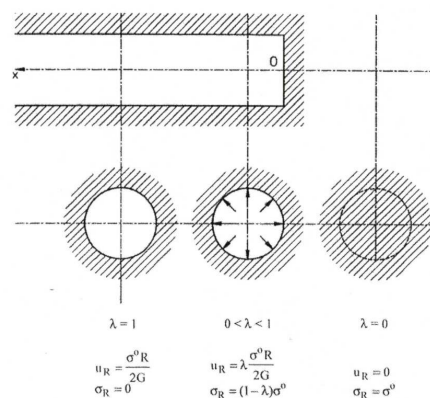


Figure I.23 Principe de la méthode convergence confinement (AFTES, 2000).

La méthode permettant la détermination de la valeur du paramètre λ est présentée en détail dans une recommandation du groupe de travail n° 7 de l'AFTES.

Dans tous ces modèles analytiques, il reste toujours à l'utilisateur le choix de certains paramètres qui dépendent du fonctionnement du tunnelier à chaque instant, comme le gap parameter pour Loganathan, le déplacement δ de Romo ou le taux de déconfinement de la méthode convergence-confinement. Ceci rend les prédictions par ces relations plus difficiles, à moins d'avoir déjà pu approcher les valeurs de ces paramètres par des travaux d'excavation antérieurs dans des conditions similaires.

Dans des cas de chantier de tunnel où elles peuvent être appliquées, elles constituent pour les concepteurs et les ingénieurs des outils efficaces qui permettent d'obtenir des ordres de grandeur et d'effectuer des études paramétriques au stade de l'avant projet.

Toutefois des difficultés persistent, principalement du fait du degré de simplification imposé par une résolution purement analytique du problème. En particulier, ces méthodes ne permettent pas d'étudier des tunnels de géométrie quelconque, ni de tenir compte de la stratification des terrains, ni de l'influence des séquences de creusement. Pour ces raisons, le recours à des moyens de calcul plus performants (différences finies, éléments finis ...) s'avère en général, nécessaire.

CHAPITRE II: Présentation de l'outil de calcul Flac

II.1 Introduction

Dans le cas de creusement d'un tunnel en terrain meuble, on cherche à prévoir le comportement du sol creusé afin de s'assurer que les déformations induites en surface et en profondeur restent admissibles pour les constructions et les réseaux divers (électricité, gaz, assainissement).

Les difficultés liées au site sont multiples:

1. les terrains traversés sont très médiocres et de caractéristiques géotechniques dispersées ;
2. la couverture de terrain au-dessus du tunnel est faible, elle n'excède pas le long du tracé deux fois le diamètre du tunnel;
3. les immeubles au-dessus sont vieux et parfois en mauvais état.

Ceci justifie la recherche de méthodes de modélisation performantes et plus réalistes des mouvements induits par le creusement d'un tunnel.

La stratégie de modélisation de ce type de projet repose sur:

1. un code de simulation numérique puissant et riche en procédures adaptées aux problèmes;
2. un ou des modèles de comportement adaptés aux chemins de contraintes rencontrés lors du creusement;
3. la procédure de simulation choisie pour représenter le mécanisme des sollicitations induites par le creusement.

II.2 Présentation du code numérique Flac

II.2.1 Généralité

FLAC (**F**ast **L**agrangien **A**nalysis of **C**ontinua), c'est un code en différences finies développé par la société Américaine ITASCA Consulting Group. Il simule le comportement des structures en sols, en roches ou autres matériaux qui se plastifient quand leur surface de charge est atteinte. Les matériaux sont représentés par des éléments ou des zones qui forment le maillage ajusté par l'utilisateur pour avoir la forme de l'objet à modéliser. Chaque élément se comporte selon sa description par une loi contrainte/déformation linéaire ou non linéaire aux chargements appliqués ou aux conditions aux limites imposées. Le matériau peut se plastifier et s'écouler, et le maillage peut se

déformer (en mode grande déformation) et se déplacer avec le matériau qu'il représente. Une des spécificités de Flac (et de tous les logiciels ITASCA) est le macro-langage *FISH*, qui permet à l'utilisateur de définir de nouvelles variables, procédures, sorties graphiques, et même d'écrire sa propre loi de comportement. La formulation de Flac est parfaitement adaptée à la modélisation des problèmes de géomécanique en plusieurs phases, comme une séquence excavation-construction-chargement. Starfield et Cundel (1988), fondateurs du Code Flac, ont insisté que la méthodologie des modélisations numériques en géomécanique doit être différentes de celle de l'ingénierie de structure. Ils ont signalé qu'il est impossible d'obtenir des données complètes sur les sols ou les roches du site ; par exemple : l'état des contraintes initiales, les propriétés et les discontinuités ne peuvent être que partiellement bien connues. Cette situation est incompatible avec la conception suivie dans les logiciels populaires utilisés pour la conception (boîte noire qui accepte uniquement d'un côté l'introduction des données et de l'autre côté donne les résultats de prédiction du comportement). Au contraire, les logiciels en géomécanique doivent être conçus et utilisés pour découvrir les mécanismes en absence des données nécessaires pour la prédiction. Quand le comportement du système est défini, il est approprié d'utiliser des calculs simples de la conception du processus. D'une autre manière, les logiciels en géomécanique ne doivent être utilisés uniquement dans la conception, mais aussi comme un outil d'expérimentation numérique qui aide et donne au concepteur un aperçu sur les mécanismes possibles. Comme le soulignent Billaux et Cundall (1993), la méthode des différences finies est l'une des plus anciennes méthodes de résolution numérique d'un système d'équations différentielles, pour des conditions initiales et des conditions aux limites données, la solution est unique. La plupart des méthodes utilisant les différences finies adoptent une discrétisation du milieu en mailles rectangulaires exclusivement. L'approche retenue par ITASCA est basée sur la méthode de Wilkins (1964), qui permet de formuler les équations des différences finies pour des éléments quelconques. On peut leur donner n'importe quelle forme aux limites et, faire varier les propriétés d'un élément à l'autre. De ce point de vue, elle est donc aussi performante que la méthode des éléments finis. De plus, le code Flac se distingue essentiellement par son schéma de résolution explicite, qui permet de ne combiner les matrices élémentaires, ainsi un gain substantiel de place mémoire. En effet, seules les variables à la fin de chaque pas de temps sont stockées et non la matrice de rigidité, comme cela est le cas pour la méthode des éléments finis.

Flac2D a été conçu pour opérer dans un espace *bidimensionnel*. Bien souvent, il est possible de tirer parti des symétries du système étudié, afin de réduire la complexité du modèle, et donc les temps de calcul. Ainsi, un maillage d'éléments finis de massif n'est pas systématiquement à trois dimensions. En effet, si l'une des dimensions de l'ouvrage est prépondérante (remblai de grande largeur, section

courante d'un tunnel, etc.) et toutes les autres caractéristiques du modèle (chargement, conditions aux limites, interfaces) le permettent, il est possible d'analyser l'ouvrage dans un *plan*. Cette analyse, dite en déformations *planes*, suppose que la composante du déplacement perpendiculaire au plan considéré est uniformément nulle. L'utilisateur construit alors son maillage dans un plan, mais admet implicitement qu'il bénéficie d'une profondeur égale à l'unité. Les forces appliquées sur ce type de modèle ne s'expriment pas en Newton, mais en Newton par mètre (force par unité de longueur). L'utilisation de modèles bidimensionnels permet bien sûr de réduire considérablement les temps de calcul, mais rend surtout possible le raffinement géométrique des systèmes étudiés. En effet, pour de nombreux problèmes tridimensionnels, les maillages raffinés sont difficiles, voire impossibles à réaliser car la taille des systèmes matriciels peut très vite dépasser la capacité des ordinateurs utilisés. Par conséquent, les maillages sont fréquemment plus grossiers dans le cas tridimensionnel que dans le cas *bidimensionnel* et la modélisation est plus approximative. Le code **Flac2D** intègre de nombreux modèles constitutifs, adaptables à un grand nombre de matériaux, géologiques ou non. Chacun d'entre eux nécessite l'apport de paramètres mécaniques spécifiques, descriptifs de la rhéologie du matériau.

Les modèles disponibles dans **Flac2D** sont : modèle nul (pour les sols retirés ou excavés), élasticité isotrope ou anisotrope, élasto-plasticité (cam-clay modifié, Druker-Prager, Mohr-coulomb standard ou avec écrouissage positif (ou négatif) et écrouissage et changement de volume, élasto-plasticité (Mohr-Coulomb) avec plan de discontinuité localisé (faille, etc.)).

II.3 Description du code numérique utilisé

II.3.1 Généralités

FLAC (**F**ast **L**agrangian **A**nalysis of **C**ontinua) version 3.3 (1995) est un Code bidimensionnel en différences finies développé par la société américaine ITASCA Consulting Group (Itasca, 1995). Il simule le comportement des structures en sols, en roches ou autres matériaux qui se plastifient quand leur surface de charge est atteinte. Les matériaux sont représentés par des éléments ou des zones qui forment le maillage ajusté par l'utilisateur pour avoir la forme de l'objet à modéliser. Chaque élément se comporte selon sa description par une loi contrainte/déformation linéaire ou non linéaire aux chargements appliqués ou aux conditions aux limites imposées. Le matériau peut se plastifier et s'écouler, et le maillage peut se déformer (en mode grande déformation) et se déplacer avec le matériau qu'il représente.

Ce code utilise la méthode des éléments Lagrangiens qui consiste en une application non traditionnelle de la méthode des différences finies explicites. Avec l'utilisation de la méthode de

Wilkins (1964) qui permet de formuler les équations de différences finies pour des éléments de forme quelconque, cette méthode est aussi souple que la Méthode des Eléments Finis (M.E.F).

La formulation Lagrangienne explicite et la technique de discrétisation mixte des zones utilisées par FLAC assurent que le collapse plastique et l'écoulement sont modélisés parfaitement. Cette formulation ne constitue pas la matrice de rigidité globale ce qui permet de modéliser un grand nombre d'éléments avec une mémoire nécessaire modeste.

Quoique FLAC soit originalement développé pour les ouvrages en géotechnique et les constructions de mines (mining engineers), il offre une large gamme de possibilités de résoudre des problèmes complexes en mécanique. Plusieurs modèles sont disponibles permettant la simulation de forte non-linéarité et de réponse irréversible. En plus FLAC est enrichi par :

- des éléments d'interface permettant la simulation des surfaces pour lesquelles un glissement et/ou un décollement peut se produire;
- déformation plane, contrainte plane et axisymétrie géométrique;
- des modèles d'écoulement souterrain et de consolidation (couplés ou non);
- des modèles des éléments de structures pour la simulation des supports de structures: le revêtement des tunnels, les clous de terre ou de roche et les tirants;
- option pour les analyses en dynamiques;
- option de modèles de fluage;
- option thermique (couplage thermique-contrainte mécanique-pression interstitielle).

Le code numérique contient aussi de nombreuses commandes et il est muni d'un langage de programmation dénommé FISH (en langages fortran et C) qui permet de fabriquer des procédures adaptées aux problèmes. On peut voir rapidement qu'avec ces capacités, FLAC peut être un outil indispensable d'analyse et de conception dans des domaines variables du génie-civil et du génie-mécanique.

L'utilisation de FLAC peut se faire soit de façon interactive pour les petits problèmes, soit à partir d'un fichier texte permettant la résolution des problèmes et des séquences plus complexes. Il est conçu pour fonctionner sur un micro-ordinateur (386, 486, Pentium recommandé)

FLAC contient neuf modèles de comportement des sols incorporés: le modèle nul qui présente une cavité ou une excavation dans un maillage, le modèle élastique isotrope, le modèle élastique transversalement isotrope, et six modèles de plasticité (Drucker-Prager, Mohr-Coulomb, Mohr-Coulomb avec la présence des joints (ubiquitous joint), écrouissage positif/ négatif, double surface d'écoulement et Cam-clay modifié).

FLAC n'est pas une boîte noire qui donne une solution aux données introduites, il permet l'interprétation du comportement du système numérique et offre la possibilité à l'utilisateur de tester ces idées, de créer ces propres modèles de comportement, en utilisant le langage de programmation FISH. Le nouveau modèle de comportement devient exactement comme un modèle incorporé, mais prend plus de temps de calcul.

J'introduis ci-dessous un exemple de programme parmi des milliers de programme établis et teste dans le cadre de ce mémoire :

```

config extra 10
call fishtank_bis.fis
;
gr 95 65
mod mohr
;
gen -65,-80 -65,-50 -20,-50 -20,-80 i=1,21 j=1,16 ratio 0.9009,0.9101
gen -65,-50 -65,0 -20,0 -20,-50 i=1,21 j=16,66 ratio 0.9009,1.0000
gen -20,-80 -20,-50 40,-50 40,-80 i=21,81 j=1,16 ratio 1.0000,0.9101
gen -20,-50 -20,0 40,0 40,-50 i=21,81 j=16,66 ratio 1.0000,1.0000
gen 40,-80 40,-50 85,-50 85,-80 i=81,96 j=1,16 ratio 1.1100,0.9101
gen 40,-50 40,0 85,0 85,-50 i=81,96 j=16,66 ratio 1.1100,1.0000
;

gen circle 9.8995 -30.8995 3.5
;;;;;;;;;;;;;ini ex_2 1 mark
;
gen circle 0 -21 3.5

ini ex_3 1 mark
;
gen adjust
;
;;;;;;;;;;;;; K0=0.50;;;;;;;;;;;;;
;
.ini syy -1.6e6 var 0 1.6e6
.ini sxx -0.8e6 var 0 0.8e6
.ini szz -0.8e6 var 0 0.8e6
;
set g 10
fix x y j 1
fix x i 1
    
```

Production
d'un
maillage
qui évolue
linéairemen

Détermination
des limites des
zones a excavés

Choix des
contraintes
initiales
initiales

Fixation des déplacements à
la frontière du domaine

```

fix x i 96
;
pro bulk=20.833e6 she=9.615e6 den=2000
pro fric=33 dil=7 coh=1e10 ten=1e10
;
hist unbal
hist ydispl i 51 j 66
;
step 10000
;
prop coh=15e3 tens=5e3
step 1
;
save InclIA45-S21-I2D-IS-EI25-Init.sav
;
PAUSE
;
restore InclIA45-S21-I2D-IS-EI25-Init.sav
ini xd 0 yd 0
ini xv 0 yv 0
;
;;;;;;;;;;;;;1er Tunnel;;;;;;;;;;;;;
;
unmark
get_marks_back_2
;
PAUSE
;
model null reg 5, 5

;
PAUSE
;
def H2clos
  H2clos = xdisp(4, 5) - xdisp(4,3)
end
def V2clos
  V2clos = ydisp(1,11) - ydisp(1,39)
end
;

fix x y mar
step 1
find_rf
free x y mar
his relax
his H2clos
his V2clos
;
set np=20 k_ini=1
;
set relaxsave = 0.60 fname 'I-A45-S21-I2D-IS-EI25-S'
;
calc
;
save I-A45-S21-I2D-IS-EI25S_gr.sav
;
;PAUSE
;
rest I-A45-S21-I2D-IS-EI25-S12.sav

```

Choix des paramètres
mécaniques initial du sol

Force maximal non équilibré
Déplacement de surface

Pose des paramètres
mécaniques finals du sol

Creusement du 1^{er} tunnel

Choix et calcul du taux
de déconfinement pour le
1^{er}tunnel

```

;
set relax=1.0
app_rf
;
ca beam.fis
set nprop=2 ib=47 jb=35

;;;;;;;;;;;;;set nprop=1 ib=41 jb=33

beam
;
;PAUSE
;
stru prop 2 E=25e9 A=0.25 I=13.0208e-4 dens=2500
step 5000
;
save I-A45-S21-I2D-IS-EI25-S.sav
;
;PAUSE
;
;;;;;;;;;;;;; 2ième Tunnel ;;;;;;;;;;;;;;
;
rest I-A45-S21-I2D-IS-EI25-S.sav
;
unmark ;;;;;;;;;;;;;; i=1,50
get_marks_back_1
;
mode null reg 11,3
;
;PAUSE
;
  def H22clos
    H22clos = xdisp(3,45) - xdisp(14,20)
  end
  def V22clos
    V22clos = ydisp(5, 1) - ydisp(30,18)
  end
;

fix x y mar
step 1
find_rf
free x y mar
hist H22clos
hist V22clos
hist ydispl i=41 j=66
;
set np=20 k_ini=1
;
set relaxsave = 0.60 fname 'I-A45-S21-I2D-IS-EI25-I'
;
calc
;
save I-A45-S21-I2D-IS-EI25I_gr.sav
;
rest I-A45-S21-I2D-IS-EI25-I12.sav
;
set relax=1.0
app_rf

```

Application du taux de déconfinement final pour le 1^{er} tunnel

Pose du revêtement du 1^{er} tunnel

Creusement du 2^{ième} tunnel

Choix et calcul du taux de déconfinement pour le 2^{ième} tunnel

Application du taux de déconfinement final pour le 2^{ième} tunnel

```

;
ca beam.fis
set nprop=1 ib=37 jb=45

;;;;;;;;;;;;;set nprop=2 ib=55 jb=33

beam
;
;PAUSE
;
stru prop 1 E=25e9 A=0.35 I=35.729e-4 dens=2500
step 5000
;
save I-A45-S21-I2D-IS-EI25-IS.sav
;
ret

```

Pose du revêtement du
2^{ème} tunnel

Plusieurs modèles incorporés (élasticité, Mohr-Coulomb, écoulement positif/négatif, Cam-Clay modifié) sont réécrits en langage FISH à fin de servir à l'utilisateur comme exemples de programmation. FLAC peut être utilisé soit directement dans la conception si les données sont complètes, soit comme un outil d'expérimentation numérique s'il y a un manque de données (géologie compliquée, zone inaccessible, pas de budget d'expérimentation).

Starfield et Cundall (1988), fondateurs du Code FLAC), ont insisté que la méthodologie des modélisations numériques en géomécanique doit être différente de celle de l'ingénierie de structure. Ils ont signalé qu'il est impossible d'obtenir des données complètes sur les sols ou les roches du site; par exemple: l'état des contraintes initiales, les propriétés et les discontinuités ne peuvent être que partiellement bien connues. Cette situation est incompatible avec la conception suivie dans les logiciels populaires utilisés pour la conception (boîte noire qui accepte uniquement d'un coté l'introduction des données et de l'autre coté donne les résultats de prédiction du comportement). Au contraire, les logiciels en géomécanique doivent être conçus et utilisés pour découvrir les mécanismes en absence des données nécessaires pour la prédiction. Quand le comportement du système est défini, il est approprié d'utiliser des calculs simples de la conception du processus.

D'une autre manière, les logiciels en géomécanique ne doivent pas être utilisés uniquement dans la conception, mais aussi comme un outil d'expérimentation numérique qui aide et donne au concepteur un aperçu sur les mécanismes possibles.

II.3.2 Comparaison avec d'autres méthodes numériques

La méthode des différences finies et la méthode des éléments finis donnent des équations différentielles sous forme d'équations matricielles pour chaque élément, reliant les forces nodales aux déplacements nodaux. Bien que les équations de FLAC soient dérivées de la méthode des différences finies, les matrices élémentaires résultant pour un matériau élastique sont identiques à ceux de la méthode des éléments finis (M.E.F.) (pour un triangle à déformation constante). Pourtant FLAC diffère dans les points suivants:

1. la formulation "discrétisation mixte" (Marti et Cundall, 1982) est utilisée pour la modélisation précise du chargement collapsique plastique et l'écoulement plastique. Cette formulation semble être physiquement plus justifiable que la méthode "intégration réduite" couramment utilisée dans la M.E.F.;
2. les équations de mouvement dynamique sont utilisées, même pour la modélisation des systèmes statiques. Ceci permet au FLAC de suivre les processus d'instabilité physique sans difficulté (distress);
3. une formulation explicite est utilisée (au contraire de la formulation implicite couramment utilisée en E.F.). Les formulations explicites peuvent suivre arbitrairement la non-linéarité des lois contraintes-déformations presque avec le même temps de calcul que les lois élastiques, où les solutions implicites peuvent prendre significativement un temps de calcul plus long. En outre, il n'est pas nécessaire de stocker des matrices, ce qui signifie que:

a) un grand nombre d'éléments peut être modélisé avec une modeste mémoire, et b) la simulation en grande-déformation nécessite à peine plus de temps de calcul que le calcul en petite déformation.

Ces différences sont en faveur du FLAC, mais il souffre de deux inconvénients:

1. le calcul des simulations linéaires est plus long avec FLAC qu'avec les codes numériques en E.F.; FLAC est efficace pour les problèmes non-linéaires ou en grande-déformation, ou à des situations dans lesquelles l'instabilité physique peut se produire;
2. le pas de calcul de FLAC est déterminé par le rapport entre la plus grande période et la plus petite période propre du système. Avec un pas de temps de calcul imposé très petit, il est nécessaire d'effectuer un grand nombre de pas avant d'arriver à la solution statique.

De ces faits, ce code n'est pas compétitif pour la résolution des problèmes statiques linéaires en petites déformations surtout avec la Méthode des Eléments Finis, par contre il l'est pour les systèmes complexes présentant une forte non-linéarité, de grandes déformations ou des instabilités physiques.

II.3.3 Méthode de différence finie explicite

II.3.3.1 Différences finies

La méthode des différences finies est peut être la plus ancienne technique numérique utilisée pour résoudre des systèmes d'équations différentielles (Desai et Christian, 1977). Dans cette méthode toute dérivée présente dans le système d'équations est remplacée directement par une expression algébrique écrite en termes de variables du champ (contrainte ou déplacement) aux points discrets de l'espace.

Les programmes en différences finies ne construisent pas de matrice de rigidité globale, car ils peuvent de manière relativement efficace reformuler les équations à chaque pas, la mémoire dans ce cas est minimale.

Au contraire, la M.E.F. exige que le champ de variable (contrainte, déplacement) varie sur chaque élément de la manière prescrite, en utilisant des fonctions spécifiques contrôlées par des paramètres. La formulation consiste à ajuster ces paramètres pour minimiser l'erreur.

Ces deux méthodes forment des équations algébriques. Bien que ces équations soient dérivées de manière totalement différente, il est facile de montrer, dans des cas spécifiques, que les résultats des équations sont identiques pour les deux méthodes. Chaque méthode présente des avantages par rapport à l'autre. Le choix dépend de la destination du code.

II.3.3.2 Avancement de la résolution explicite dans le temps

FLAC dans sa formulation utilise les équations de mouvement dynamique. En effet, ceci permet de s'assurer que le schéma numérique est stable même lorsque le système physique est instable. En réalité, l'instabilité physique est le résultat de conversion d'une partie de l'énergie de déformation accumulée par le système en énergie cinétique qui se propage et se dissipe à partir de la source.

FLAC modélise ce processus directement en introduisant des termes d'inertie, ainsi l'énergie cinétique est générée et dissipée. Au contraire les schémas de calcul qui n'introduisent pas les termes d'inerties doivent utiliser quelques procédures numériques pour traiter les instabilités physiques.

Même si cette procédure est utilisée avec succès en évitant les instabilités numériques, le chemin pris peut être non réaliste.

Les séquences de calcul général dans FLAC sont illustrées sur la figure II.1. Les équations de mouvement sont appelées pour calculer les nouvelles vitesses et donc de nouveaux déplacements à partir des contraintes et les forces mises en jeu. En suite le taux du tenseur de déformation est déduit des vitesses aux nœuds et en fin de cette boucle, la loi de comportement est utilisée pour déduire un nouveau tenseur de contraintes de ce taux de tenseur de déformation. Le processus est répété jusqu'à satisfaction d'un critère de convergence: la force maximale nette non équilibrée sur l'ensemble des nœuds doit être inférieure à une valeur fixée par l'utilisateur.

Le principe fondamental de la résolution explicite est que chaque boîte de la figure II.1 actualise toutes les variables qu'elle doit traiter à partir de valeurs connues et qui restent figées durant les calculs dans la boîte.

Cette hypothèse est justifiée si le pas de temps est assez petit pour que l'information ne puisse passer d'un élément à l'autre au cours de cet intervalle de temps. Le blocage des vitesses est alors justifié car les éléments voisins ne peuvent pas s'influencer pendant une période de calcul. Bien entendu, les perturbations peuvent se propager dans le modèle en plusieurs cycles de calcul, à la vitesse que met l'information à se propager physiquement.

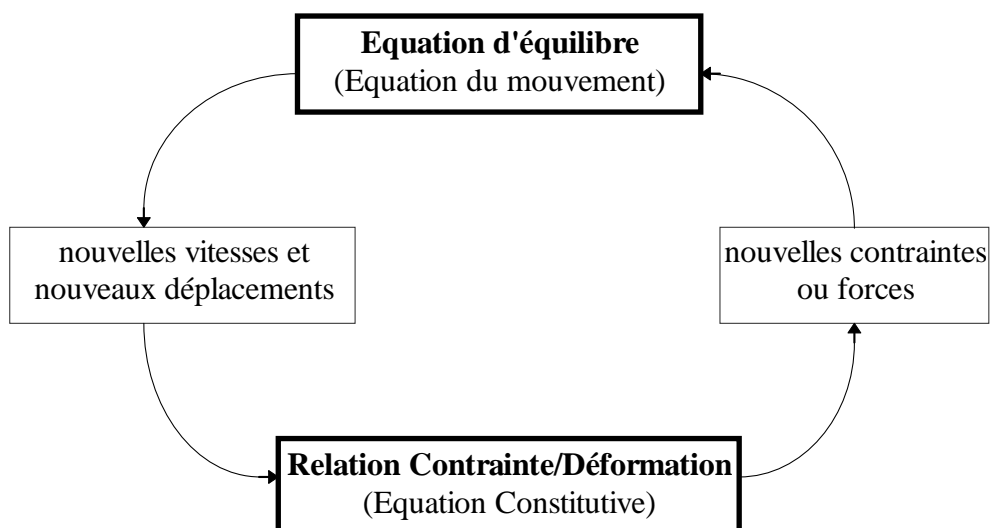


Figure II.1 Séquences de calcul général

L'idée de base est que la vitesse de 'l'onde de calcul' est toujours supérieure à celle des 'ondes physiques' de façon que les équations opèrent toujours sur des valeurs connues et figées pour la durée des calculs dans la boîte.

Cette méthode possède plusieurs avantages importants et un grand désavantage, surtout aucune itération n'est nécessaire pour calculer les contraintes à partir des déformations dans l'élément même si la loi de comportement est fortement non linéaire d'où des grandes déformations et de grands déplacements peuvent être pris en compte avec quasiment aucun calcul supplémentaire.

Dans le cas des méthodes implicites (M.E.F.), chaque élément communique avec tous les éléments durant une étape de solution, beaucoup d'itérations sont nécessaires avant d'avoir la compatibilité et l'équilibre. On peut voir que le désavantage des méthodes explicites est la condition sur le pas de temps. Avec un pas de temps imposé très petit, il peut être nécessaire d'effectuer un grand nombre de pas avant d'arriver à la solution statique. De ce fait la méthode explicite est bonne pour le comportement des systèmes non-linéaire, les grandes déformations et les instabilités physiques, elle est mauvaise pour les problèmes de modélisation linéaire et de petites déformations.

II.3.3.3 Formulation lagrangienne

N'ayant pas besoin de matrice de rigidité globale, il est plus facile d'actualiser les coordonnées des nœuds à chaque pas de temps. Les déplacements incrémentaux sont ajoutés aux coordonnées et le maillage se déforme donc avec le matériau qu'il représente. Ceci est appelé "Formulation Lagrangienne", par opposition à la formulation "Eulerienne" pour laquelle le matériau se déforme et se déplace par rapport à un maillage fixe.

II.3.4 Formulation numérique

La conception de formulation de FLAC est similaire à la relaxation dynamique proposée par Otter et al. (1966) avec adaptation à des maillages arbitraires en suivant l'approche de Wilkins (1964).

II.3.5 Chargement et modélisation séquentielle

En appliquant différent cas de condition de chargement à différentes étapes d'analyse, il est possible de simuler le changement physique du chargement, telles que les séquences d'excavation et de construction (tunnel, paroi moulée, grande excavation,...). Les changements de chargement peuvent être spécifiés par plusieurs façons:

- par application de nouvelles contraintes ou de nouveaux déplacements aux limites;

- par le changement du modèle de comportement du matériau des zones du maillage au modèle nul pour les excavations ou à un autre modèle;
- par changement de propriétés des matériaux ;
- ... etc.

Il est important de reconnaître que la modélisation séquentielle doit suivre les étapes des travaux de construction. Elle ne tient pas compte du temps physique comme un paramètre. Le manuel de FLAC donne des consignes à suivre pour la performance du changement de charge ou de définition des étapes dans une analyse séquentielle.

II.3.6 Force non équilibré (Unbalanced force)

FLAC dans sa formulation utilise les équations de mouvement dynamique amorti. L'équilibre (statique ou écoulement) est atteint lorsque l'accélération est nulle. Durant les pas de calcul d'une étape d'analyse, la force maximale non équilibrée est déterminée pour l'ensemble des mailles. L'évolution de cette force peut être affichée sur l'écran ou visualisée comme un graphe. Cette force est importante pour l'indication de l'équilibre du modèle; sa magnitude doit être comparée avec la magnitude d'une force d'inertie typique agissant sur le maillage. Une force nodale interne représentative peut être déterminée par la multiplication de la contrainte par la distance perpendiculaire à cette force dans un endroit sensible du maillage. Notons R le rapport en pourcentage de la force non équilibrée maximale sur la force interne représentative. Une valeur de R de 1% à 0.1% peut être acceptable pour l'indication de l'équilibre en fonction du degré de précision voulu: $R = 1\%$ peut être considérée suffisante pour une étape intermédiaire dans une séquence d'opération, tandis que $R = 0.1\%$ peut être utilisée pour un état final. On doit noter qu'une valeur faible de R indique seulement que les forces sont équilibrées sur tous les nœuds.

CHAPITRE III : Etude du cas de référence (tunnel seul)

Cette partie nous a servi à qualifier la procédure numérique qui va nous servir à l'étude de l'interaction entre deux tunnels.

III.1 Aspect géométrie et matériaux

Nous envisageons le cas d'un tunnel de section circulaire de diamètre $D = 7\text{ m}$ creusé sous une couverture de $17,5\text{ m}$ d'épaisseur correspondant a un rapport de profondeur $\frac{C}{D} = 2.5$.

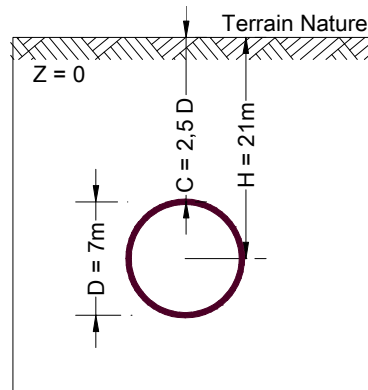


Figure III.1 : Aspect géométrie.

III.1.1 Caractéristique des matériaux pour le cas de référence

▪ **Sol**

Le tunnel est supposé construit dans un sol homogène, les calculs ont été menés en élasto-plasticité en retenant une loi de comportement linéaire pour le soutènement et le revêtement et une loi élasto-plastique avec un critère de rupture de Mohr-Coulomb pour le terrain avec une loi découlement non associée ($\psi < \phi$), les paramètres mécanique du sol sont représenté dans le tableau 1. Le module élastique du sol est supposé constant quelque soit la profondeur.

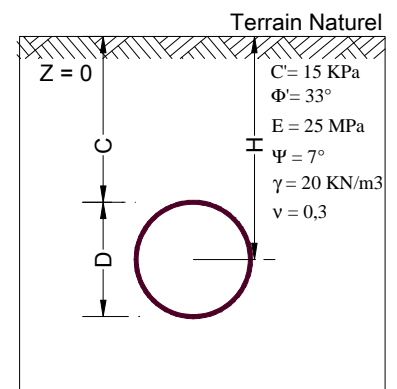


Figure III.2 : Aspect matériaux.

▪ **Revêtement**

Après le creusement du tunnel on met en place le revêtement, ce dernier est simulé avec des éléments poutre. Le comportement mécanique du revêtement est supposé élastique linéaire avec des paramètres donnés dans le tableau III.1

matériau	$E_0(\text{MPa})$	Coefficient de Poisson	Cohésion (kPa)	Angle de frottement($^\circ$)	Angle de Dilatance($^\circ$)	Poids volumique kN/m^3
sol	25	0.3	15	33 $^\circ$	7 $^\circ$	20
revêtement	25 10^3	-	-	-	-	25

Tableau III.1 : Caractéristique géotechnique du sol et du revêtement.

F.Hage chehade et I.Shahrour(2007) dans leur article "Numerical analysis of the interaction between twin-tunnels : Influence of the relative position and construction procedure" ont utilisé les références suivantes :

matériau	E_0 (MPa)	Coefficient de Poisson	Cohésion (kPa)	Angle de frottement($^{\circ}$)	Angle de Dilatance($^{\circ}$)	Poids volumique kN/m^3
sol	30	0.3	3	33 $^{\circ}$	7 $^{\circ}$	18
revêtement	35 10 ³	0.25	-	-	-	25

Tableau III.2 : Caractéristique géotechnique du sol et du revêtement (Références de F.Hage chehade et I.Shahrour(2007)).

III.2 Aspect maillage

Le but assigné à ce travail est d'analyser le cas de référence, la modélisation numérique est effectuée avec le logiciel Flac .Les calculs sont réalisés en déformation plane.

Pour le maillage du massif on utilise des éléments rectangulaires à 4 nœuds. Le revêtement est modélisé avec des éléments poutres.

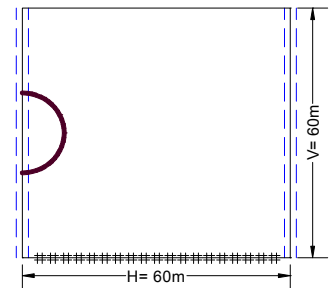


Figure III.3:Etendu du domaine.

Les déplacements sont bloqués suivant les deux directions à la base du domaine d'étude. Les déplacements horizontaux sont uniquement bloqués aux extrémités du domaine.

III.3 Phase d'étude du cas de référence

1. Excavation du tunnel

Cette phase se fait par l'application d'un facteur de déconfinement $\lambda=60\%$ le long de la paroi du tunnel, la valeur finale sera atteinte par incrément de 5% (il faut faire 12 incrément de 5% pour atteindre un taux de déconfinement final de 60% prévus).

2. Revêtement du tunnel

Cette phase démarre à partir de la phase précédente le revêtement est ainsi activé le long de la paroi du tunnel, ce revêtement est simulé à l'aide d'éléments poutre disponibles dans Flac.

Calcul d'interaction

On vue de déterminer les efforts internes dans le revêtement du tunnel de référence et les tassements de surface générés par cette excavation, on met en place un modèle adapté à cette configuration comme indiqué ci-dessous :

Le modèle présente une extension latérales de 60 m de part et d'autre de l'axe de l'ouvrage et descend verticalement jusqu'à 60 m.

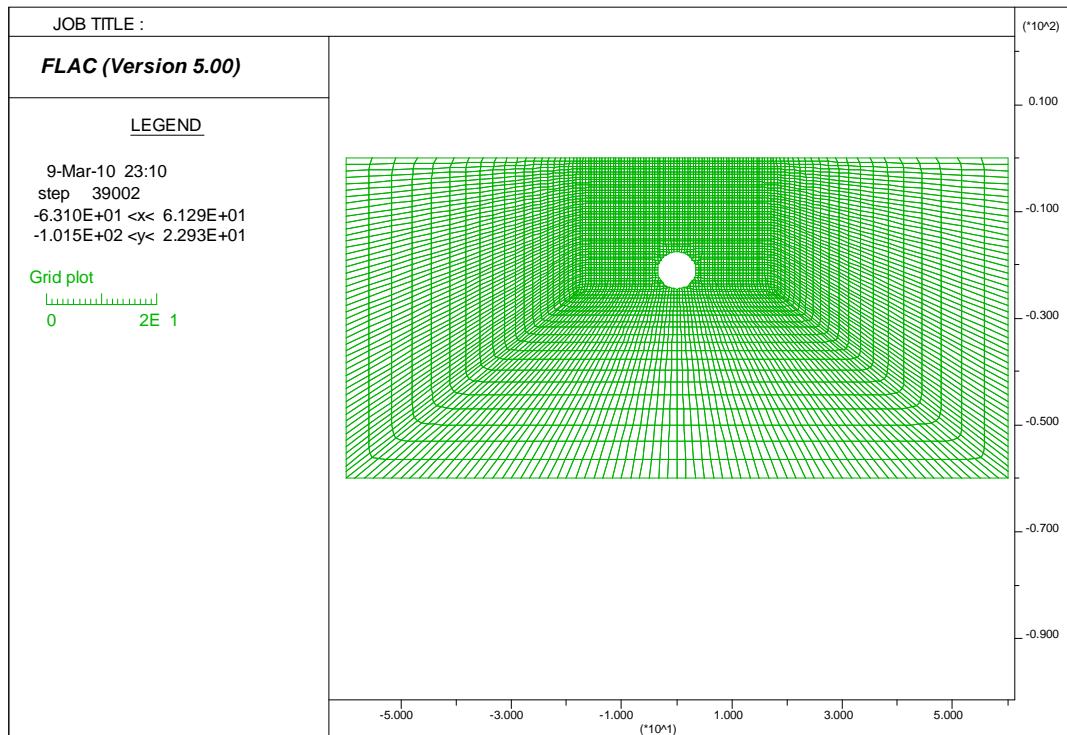


Figure III.4: Modèle de référence.

III.4 Méthode de simulation (avec Flac 2D)

On utilise la méthode convergence-confinement (déjà présentée au chapitre 1 paragraphe 1.4) du présent mémoire l'étude de l'interaction entre le massif et le soutènement au cours du creusement de notre tunnel est simulé en appliquant les principes de la méthode convergence-confinement qui comprend dans notre cas les phases suivantes :

1. On génère un modèle à section transversale en respectant les conditions géométriques et les conditions aux limites déjà explicitées plus haut ;
2. Un état de contraintes initiales est généré avec application d'un coefficient de poussée des terres au repos $K_0=0.5$, l'introduction des conditions de l'équilibre initial génère des forces nodales F_0 sur l'intrados du tunnel à creuser (on admettra pour le reste que le sol concerné est normalement consolidé) ;
3. Le creusement du tunnel dans le modèle transversal avant la mise en place du soutènement est simulé en désactivant les éléments à l'intérieur du tunnel à l'aide de la commande 'mode nul' de Flac 2D, la convergence des parois du tunnel sera simulée de façon progressive en choisissant un taux de déconfinement final égale à 60% par une incrémentation progressive par pas de 5% (12 palier d'incrément) qui veut dire que les forces nodales s'exerçant à l'intrados du tunnel sont diminuées de λF_0 , pendant cette phase les éléments de soutènement sont dits désactivés, c'est-à-dire que le module de déformation est pris égal à 0. Il est utile de préciser qu'à chaque pas d'incrément le modèle est équilibré afin de ne pas induire de chocs numériques au modèle, ce qui risque de perturber la réponse.

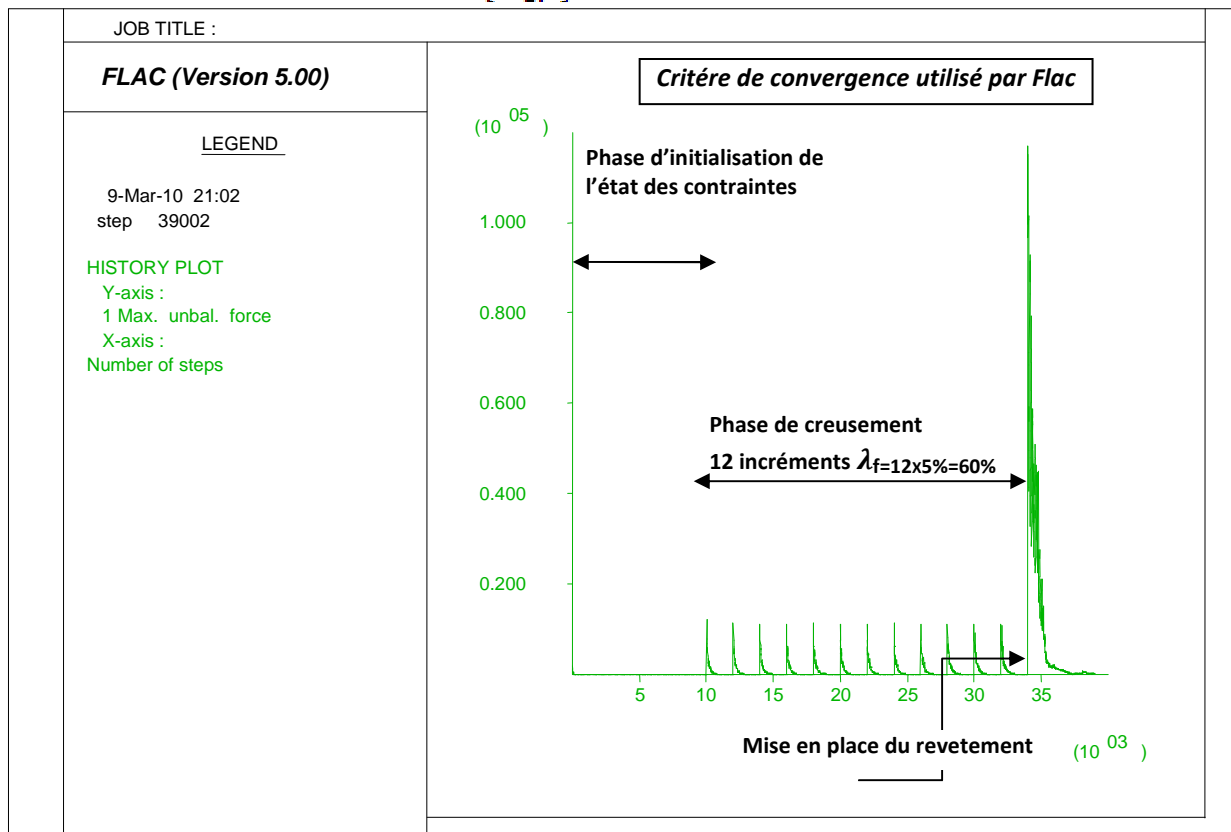
Figure III.5: Maximum Unbalanced Force (Force maximale non équilibrée).

- la simulation de la mise en place du soutènement : Cette étape démarre à partir de la phase précédente. En annulant les forces nodales s'exerçant à l'intrados du tunnel le revêtement de ce dernier est ainsi ajouté le long de la paroi du tunnel. Les éléments de revêtements sont des éléments poutres.

III.5 Paramètres de contrôles du creusement

Les paramètres de contrôles de creusement dans notre cas sont :

- λ : taux de déconfinement ;
- cuvette de tassement : $\delta = \delta_{\max} \exp\left[-\frac{z-i}{2i^2}\right]$, i : étant le point d'inflexion ;



- les efforts internes dans le revêtement du tunnel : M_f (Moment fléchissant), T (Effort tranchant) et N (L'effort normal) ;
- le rapport de profondeur $= \frac{c}{D}$;
- la déformation horizontale U_x .

CHAPITRE IV Etude paramétrique

Dans ce chapitre on s’est consacré à l’étude de l’influence des paramètres géotechniques sur le tassement ‘ δ_{max} ’, les déplacements horizontaux (U_x) et les efforts internes (M_f , T et N) dans le revêtement du tunnel (étude comparative avec le modèle de référence).

IV.1 Influence du domaine et du maillage

A. Extension du domaine en zone centrale dans la direction (x-x) avec le même maillage

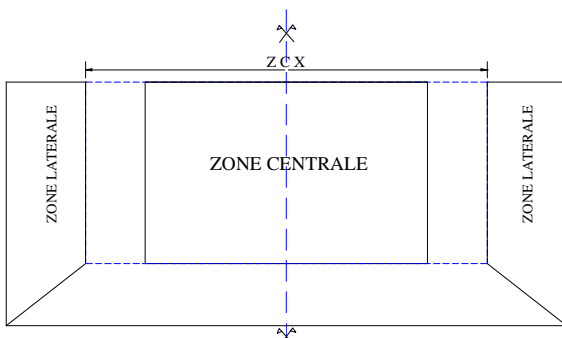


Figure IV.1: extension de domaine.

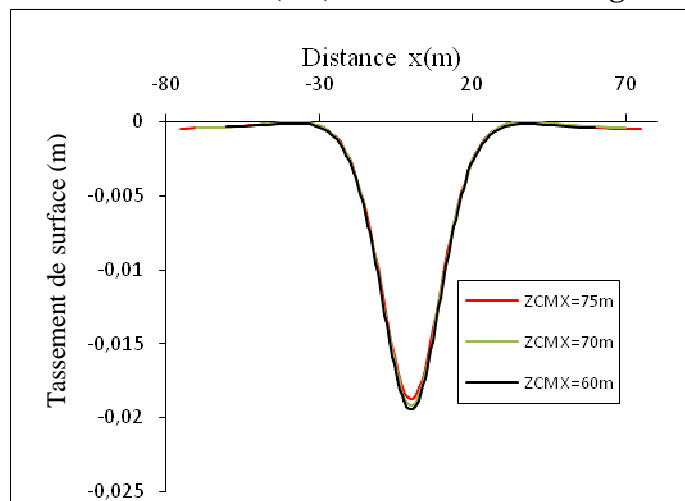


Figure IV.2 : Tassement de surface.

NB : ZCX=Extension du domaine en zone central dans la direction (x-x) en conservant le même nombre de mailles.

ZCX=60m : Domaine initial.

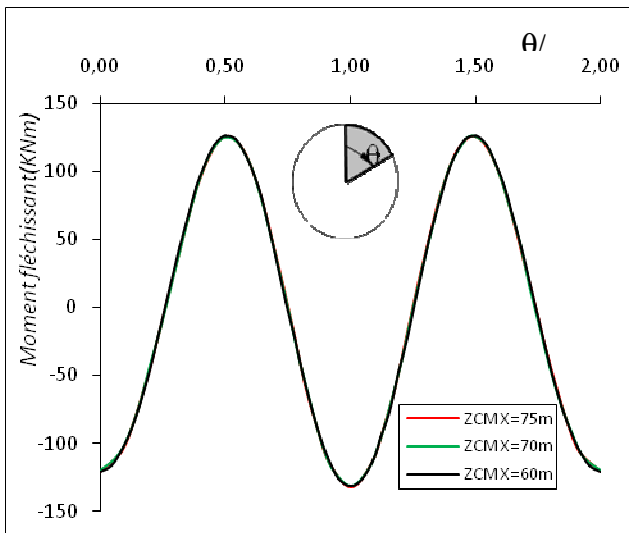


Figure IV.3: Moment fléchissant dans le revêtement du tunnel.

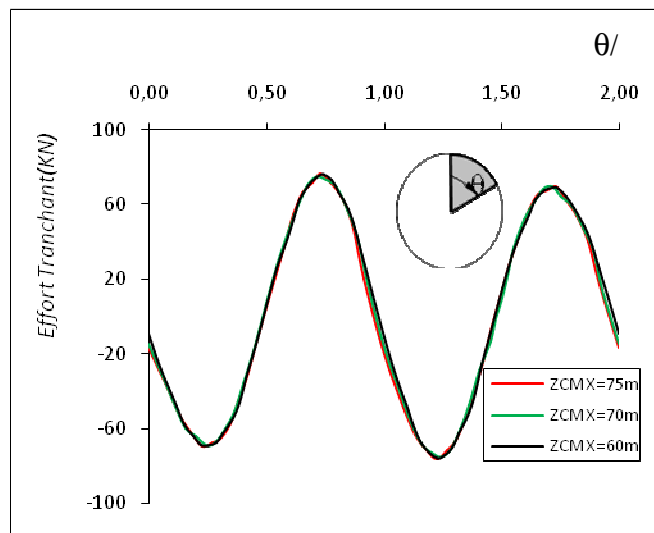


Figure IV.4: Effort tranchant dans le revêtement du tunnel.

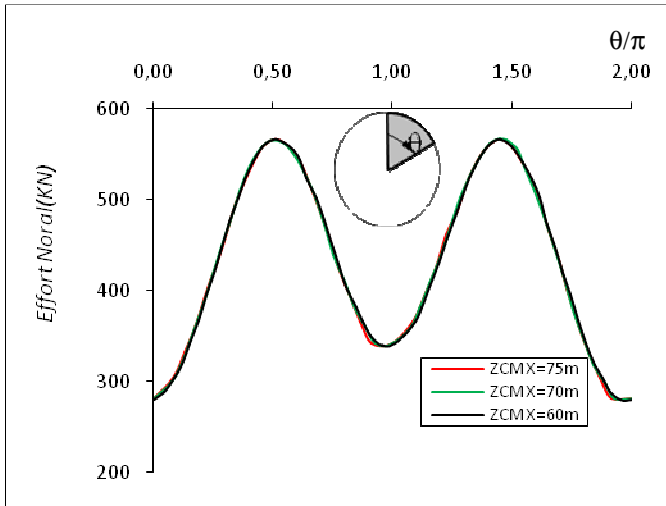


Figure IV.5 : Effort normal dans le revêtement du tunnel.

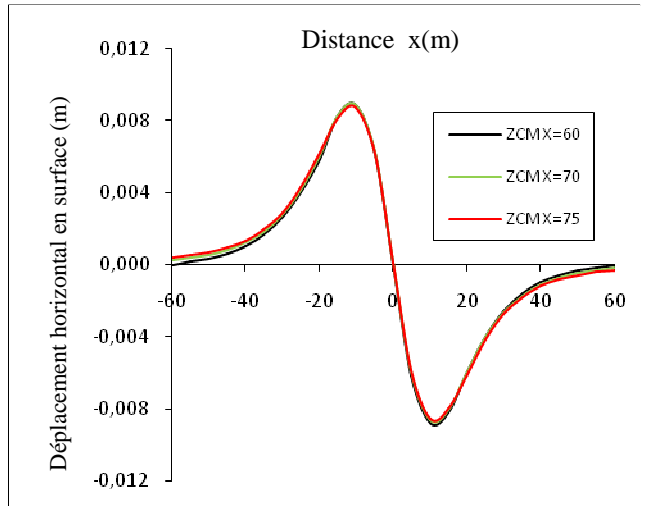


Figure IV.6: Déplacement horizontal (U_x) du terrain.

D'après les figures ci-dessus on constate que l'extension du domaine en zone centrale dans la direction horizontale en conservant le même nombre de maille n'a pas d'effets notable ni sur les déformations horizontales et verticales du terrain ni sur les efforts internes dans le revêtement du tunnel.

B. Extension du domaine en zone centrale dans la direction (x-x) en augmentant le nombre de maille

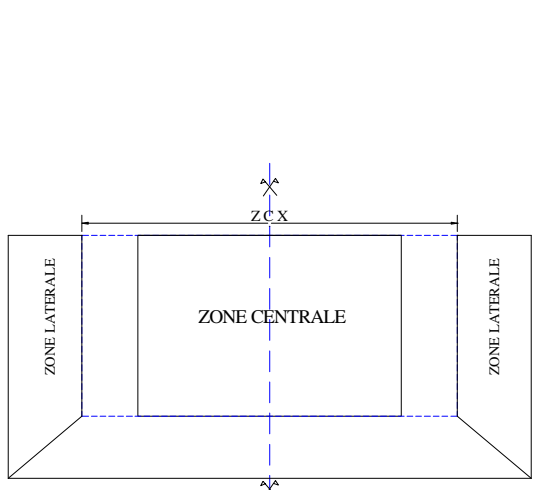


Figure IV.7: extension de domaine.

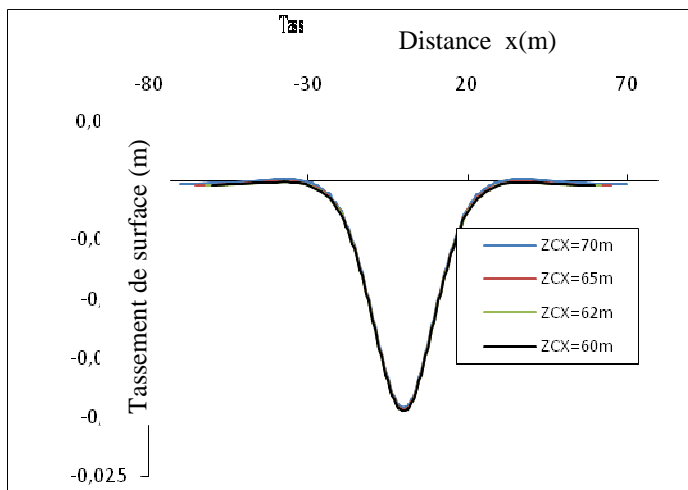


Figure IV.8: Tassement de surface.

NB : ZCX=Extension du domaine en zone central dans la direction (x-x) en augmentant le nombre de maille

ZCX=60m : Domaine initial.

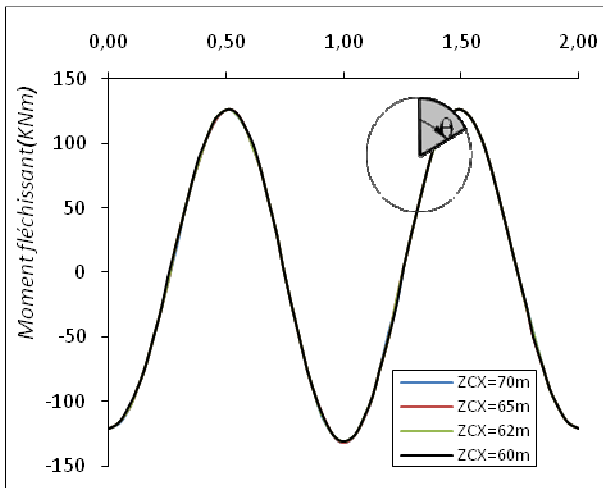


Figure IV.9: Moment fléchissant dans le revêtement du tunnel.

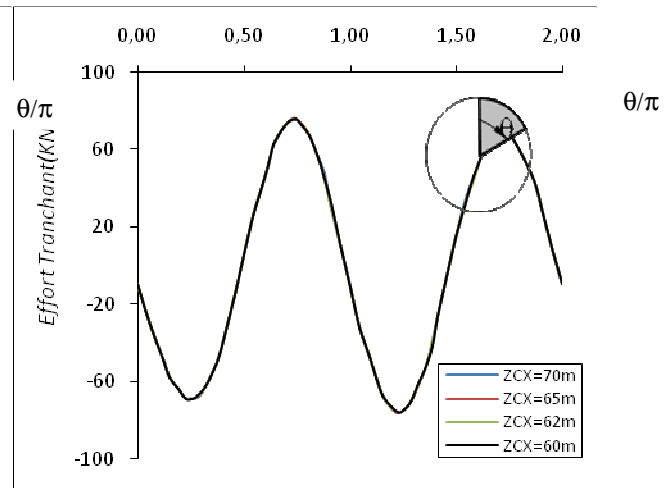


Figure IV.10 : Effort tranchant dans le revêtement du tunnel.

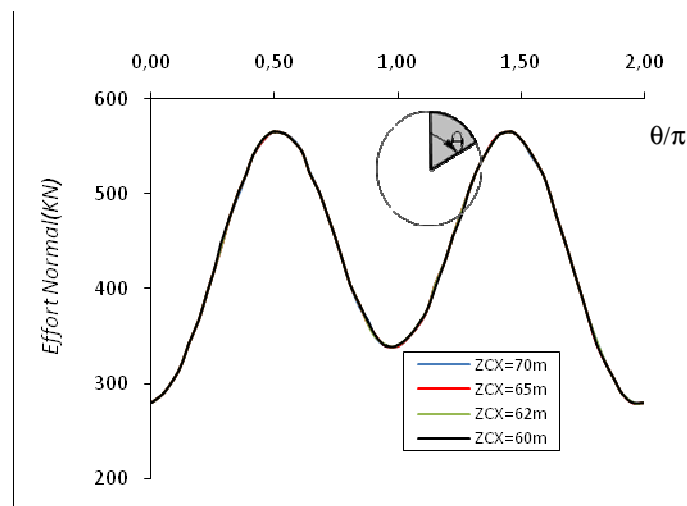


Figure IV.11 : Effort normal dans le revêtement du tunnel.

D'après les figures ci-dessus on constate que l'extension du domaine en zone central dans la direction horizontale en augmentant le nombre de maille n'a pas d'effets notable ni sur le tassement de surface ni sur les efforts internes dans le revêtement du tunnel.

C. Extension du domaine en zone latérale dans la direction (x-x) en augmentant le nombre de maille

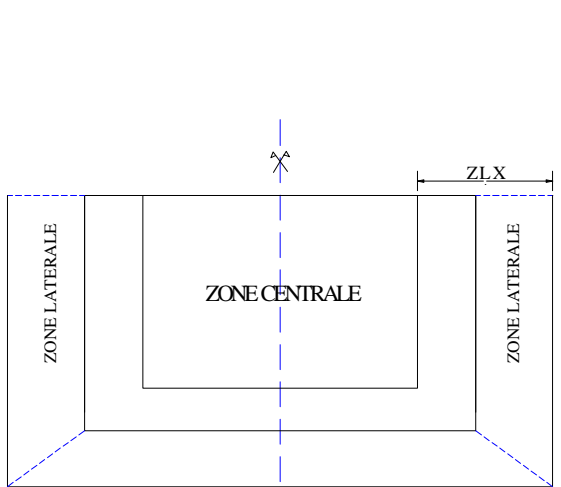


Figure IV.12: extension de domaine.

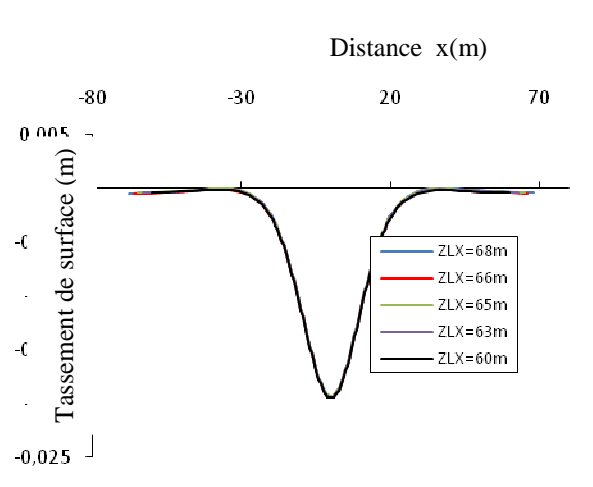


Figure IV.13: Tassement de surface .

NB : ZLX=Extension du domaine en zone latérale dans la direction (x-x)en augmentant le nombre de maille

ZLX=60m : Domaine initial.

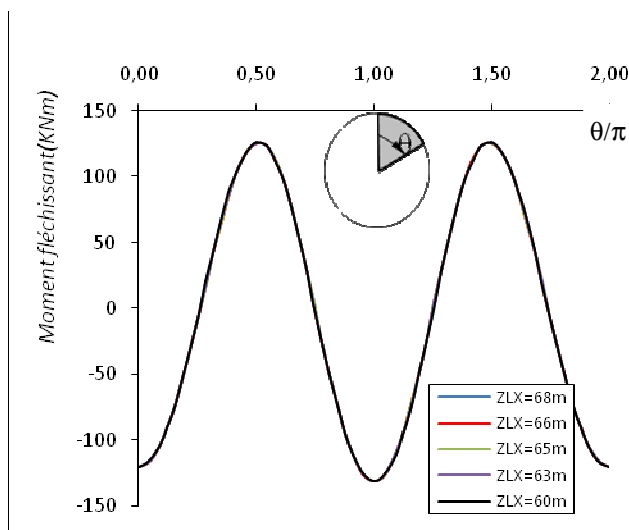


Figure IV.14: Moment fléchissant dans le revêtement du tunnel.

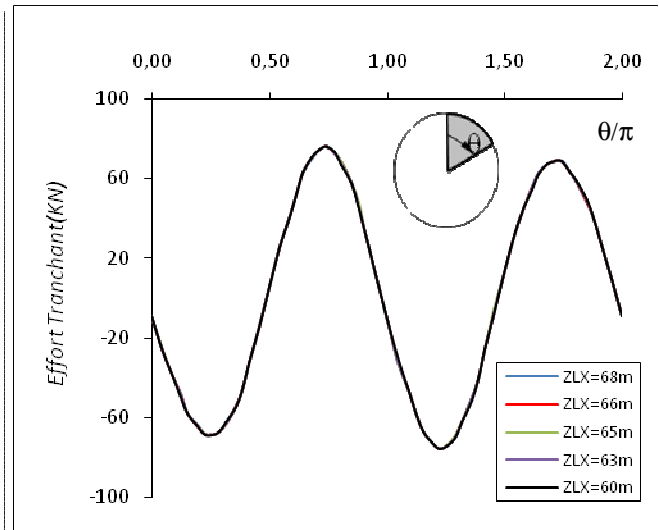


Figure IV.15: Effort tranchant dans le revêtement du tunnel.

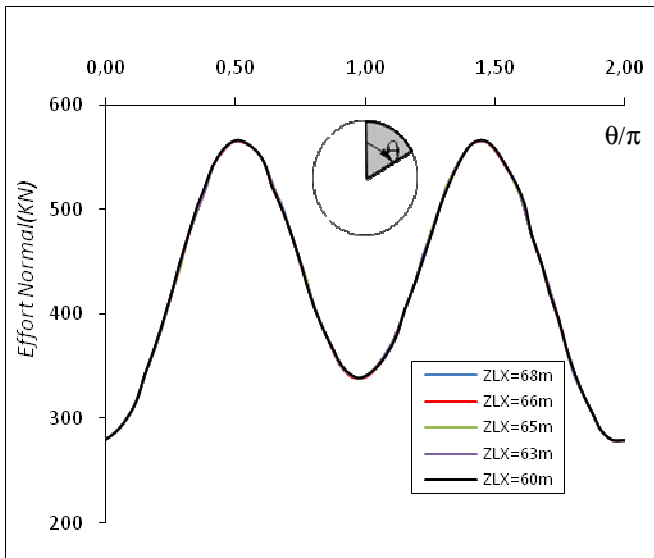


Figure IV.16: Effort normal dans le revêtement du tunnel.

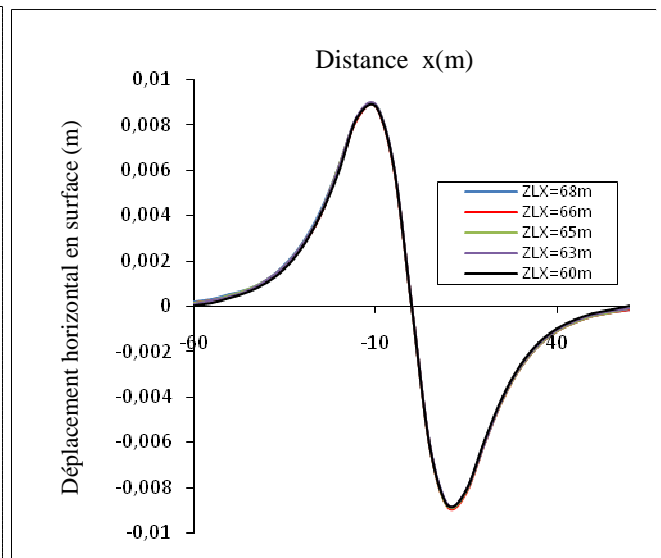


Figure IV.17: Déplacement horizontal (U_x) du terrain.

D'après les figures ci-dessus on constate que l'extension du domaine en zone latérale dans la direction horizontale en augmentant le nombre de maille n'a pas d'effets notable ni sur le tassement de surface et les déformations horizontales du terrain ni sur les efforts internes dans le revêtement du tunnel.

D. Extension du domaine en zone centrale dans la direction (y-y) avec le même maillage

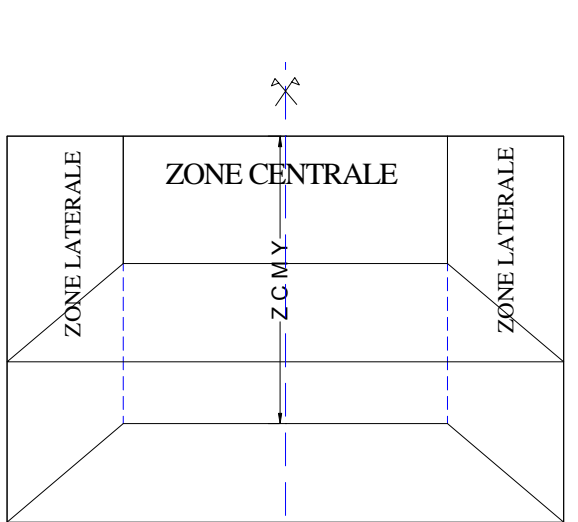


Figure IV.18: Tassement de surface.

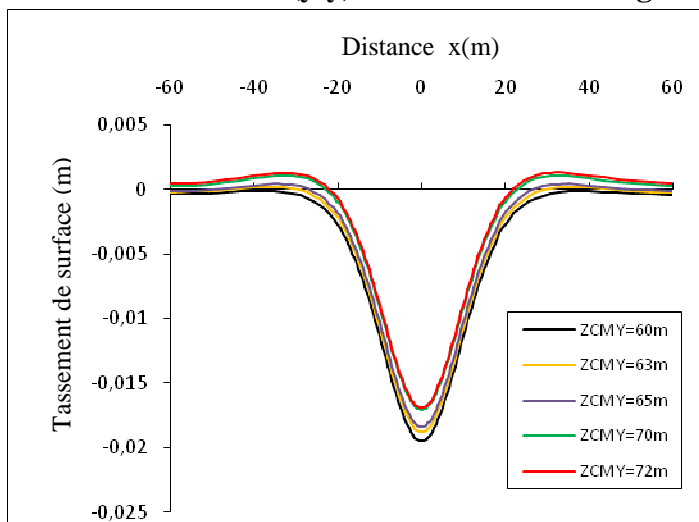


Figure IV.19 : Tassement de surface .

L'extension du domaine verticalement en zone centrale en conservant le même nombre de maille n'a pas d'effet notable sur le tassement de surface.

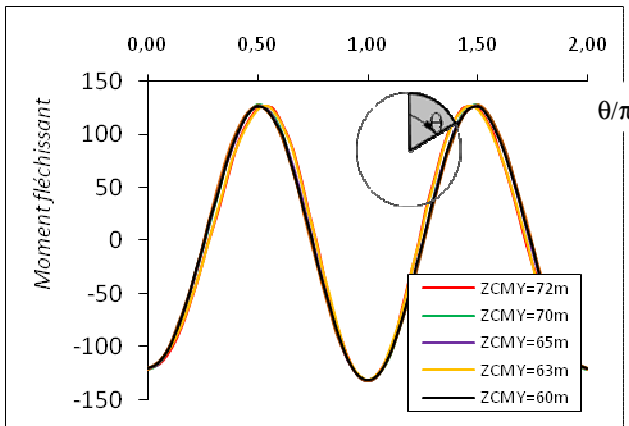


Figure IV.20: Moment fléchissant dans le revêtement du tunnel.

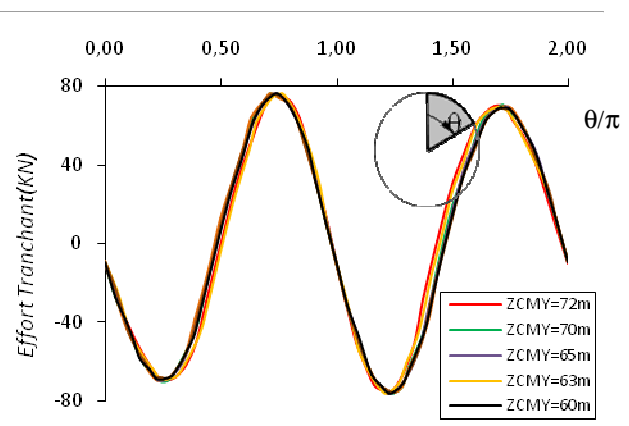


Figure IV.21: Effort tranchant dans le revêtement du tunnel.

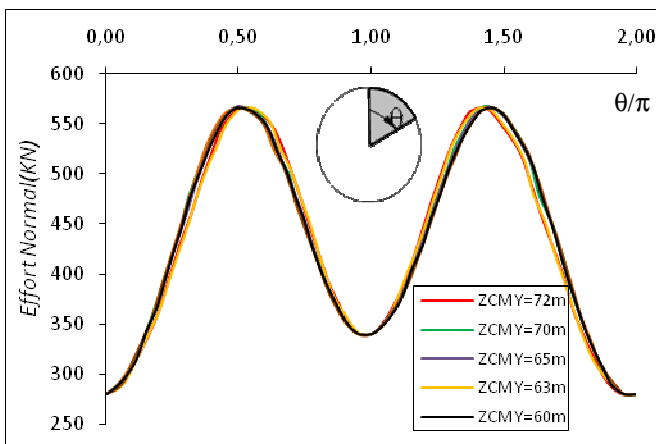


Figure IV.22 : Effort normal dans le revêtement du tunnel.

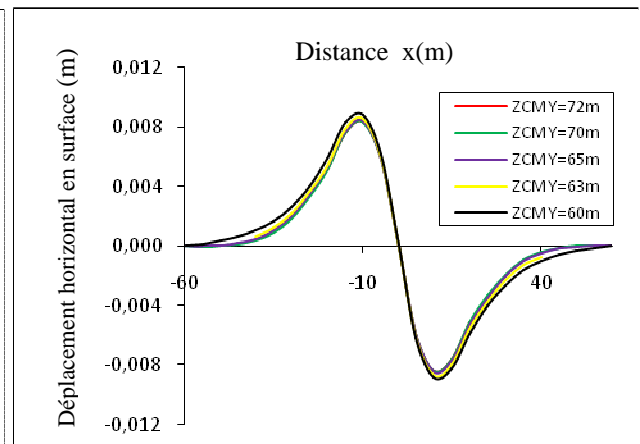


Figure IV.23: Déplacement horizontaux (U_x) du terrain.

L'extension du domaine verticalement en zone centrale en conservant le même nombre de maille n'a pas d'effets notables ni sur le revêtement du tunnel ni sur les déformations horizontales et verticales du terrain.

E. Extension du domaine en zone latérale dans la direction (y-y)

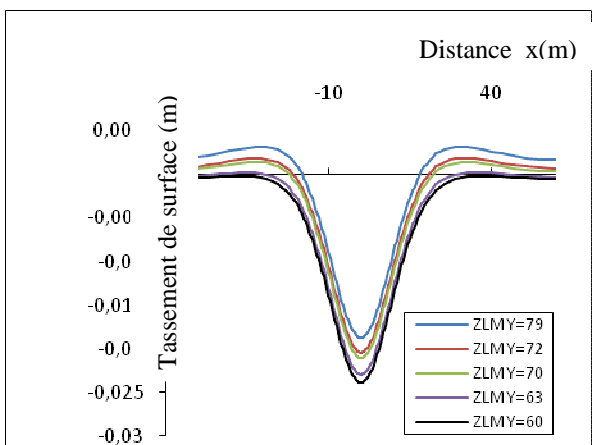


Figure IV.24 : Tassement de surface.

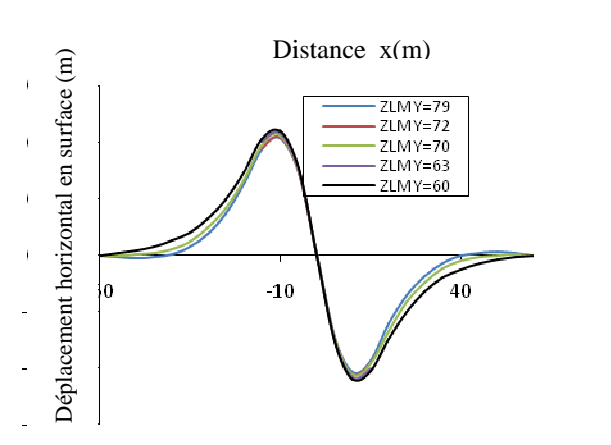


Figure IV.25: Déplacement horizontaux (U_x) du terrain.

L'extension verticale de la zone latérale a une nette influence sur la diminution du tassement de surface mais cette influence n'est pas aussi importante pour les déplacements horizontaux U_x .

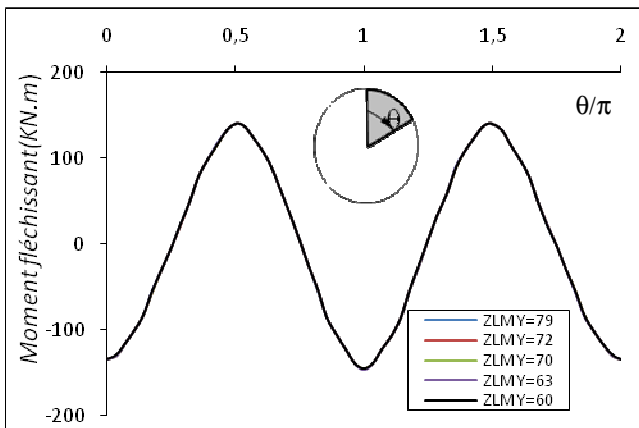


Figure IV.26: Moment fléchissant dans le revêtement du tunnel.

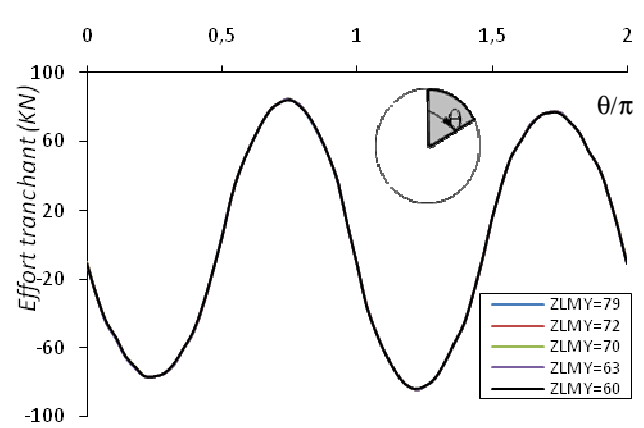


Figure IV.27: Effort tranchant dans le revêtement du tunnel.

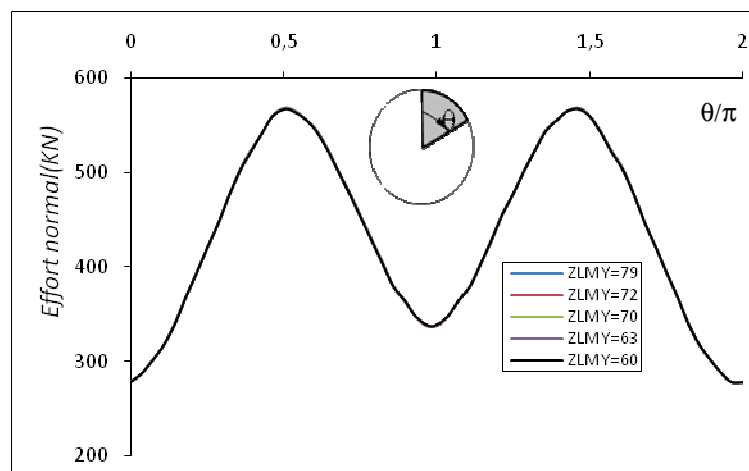


Figure IV.28 : Effort normal dans le revêtement du tunnel.

L'extension du domaine verticalement en zone latéral n'a pas d'effets sur la variation des amplitudes des efforts internes dans le revêtement du tunnel.

IV.2 Influence du module d'Young E

« E » est constant pour chaque cas ($E_c=20, 25, 30, 50$ Mpa), au sein du massif étudié.

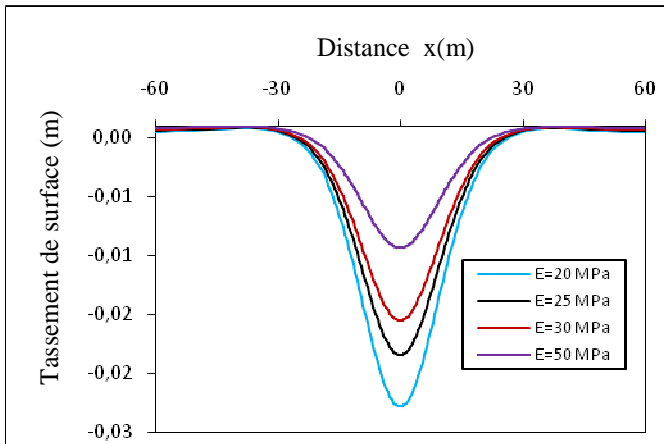


Figure IV.29 : Tassement de surface.

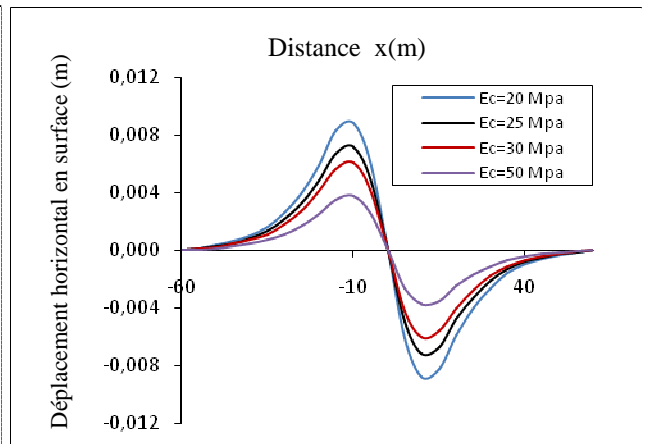


Figure IV.30: Déplacement horizontal (U_x) du terrain.

On a pu vérifier que si $E_c \uparrow \rightarrow \delta_{max} \downarrow$ et que si $E_c \uparrow \rightarrow U_x \downarrow$.

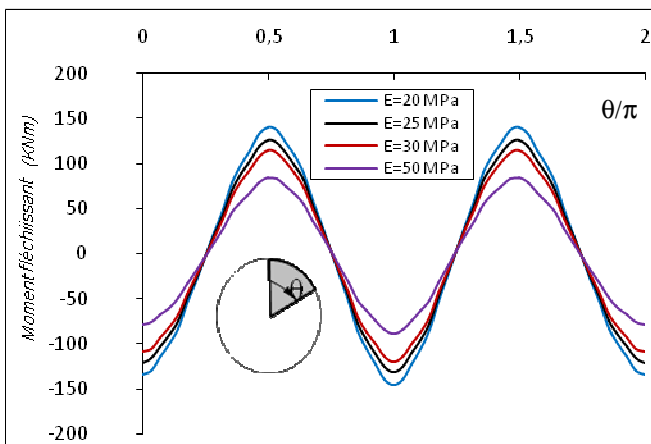


Figure IV.31: Moment fléchissant dans le revêtement du tunnel.

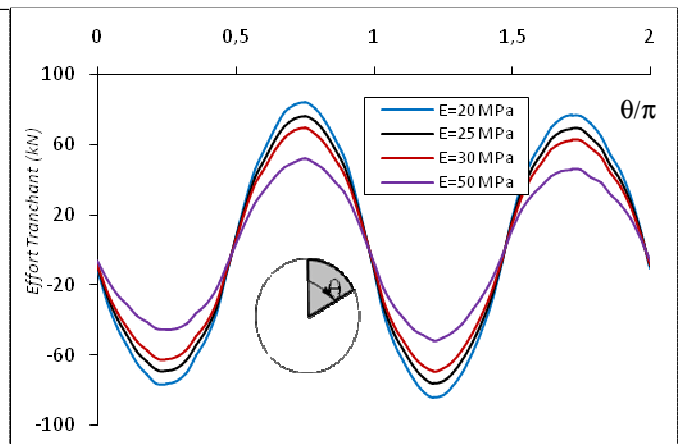


Figure IV.32: Effort tranchant dans le revêtement du tunnel.

N.B : Les résultats sont représenté selon l'orientation de l'angle θ comme étant indiqué ci-dessus.

On remarque que plus E augmente plus le moment diminue dans le revêtement du tunnel globalement que se soit au radier ($\theta=1$), a la voute ($\theta=0$) ou aux reins ($\theta=0.5$ et $\theta=1.5$) du tunnel.

Ceci s'explique par le fait que plus le module de déformation du sol E augmente plus l'étendue de la zone décomprimé a proximité du tunnel diminue ce qui générera moins d'actions sur le revêtement qui en répondra par la diminution de l'amplitude du moment fléchissant et de l'effort tranchant.

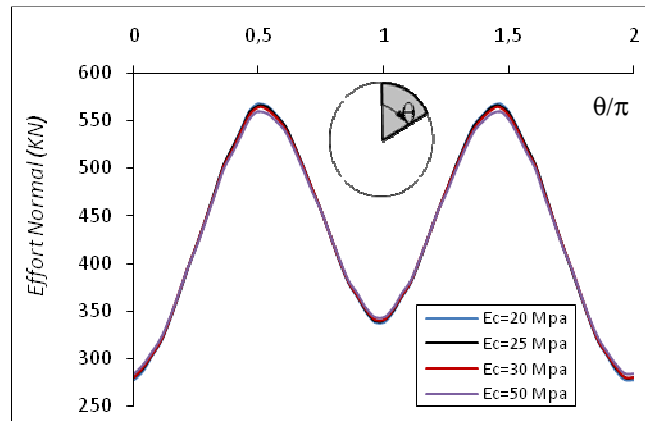


Figure IV.33: Effort normal dans le revêtement du tunnel.

On remarque que la variation de E n'a pas d'effet notable sur l'effort normal dans le revêtement du tunnel.

IV.3 Comparaison entre l'influence de E_c , $E(vl/z)$ et $E(vnl/z)$

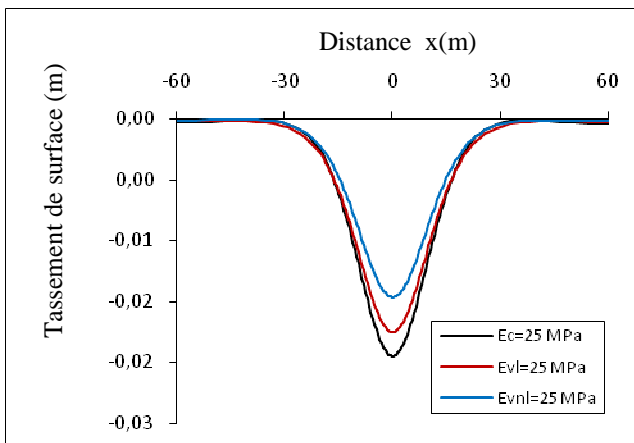


Figure IV.34: Tassement de surface,

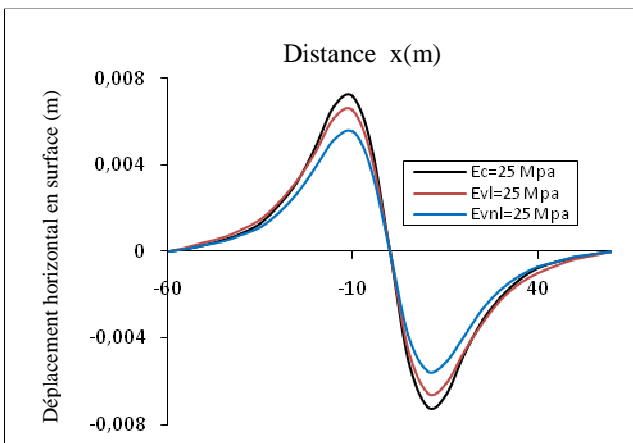


Figure IV.35 : Déplacement horizontal (U_x) du terrain.

On remarque qu'une variation non linéaire du module de déformation avec la profondeur donne moins de tassement *de surface* " δ_{max} " et de déformation horizontale « U_x » que pour le cas d'une variation linéaire tandis qu'and gardant le même module d' Young pour la totalité du massif étudié on obtient un tassement maximum.

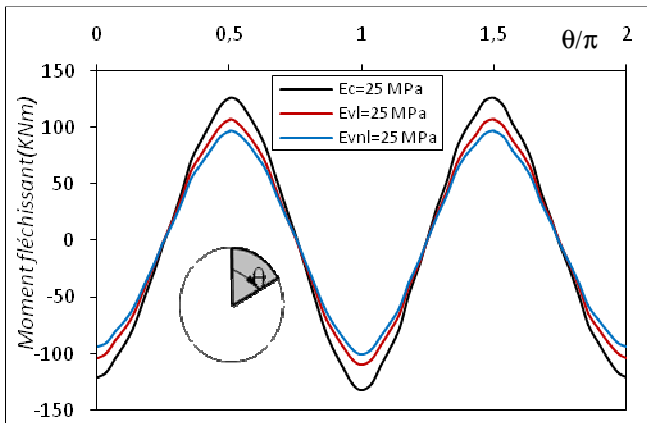


Figure IV.36: Moment fléchissant dans le revêtement du tunnel.

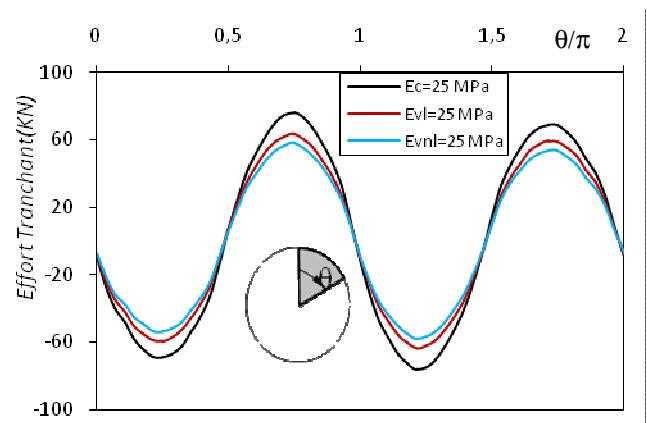


Figure IV.37 : Effort tranchant dans le revêtement du tunnel.

Une variation non linéaire $E(vnl/z)$ du module de déformation avec la profondeur génère des amplitudes de moment fléchissant et d'effort tranchant inférieur au cas d'une variation linéaire $E(vl/z)$ tandis que conservant le même module d'Young pour la totalité de la profondeur du massif étudié on obtient des amplitudes maximum pour M_f et T .

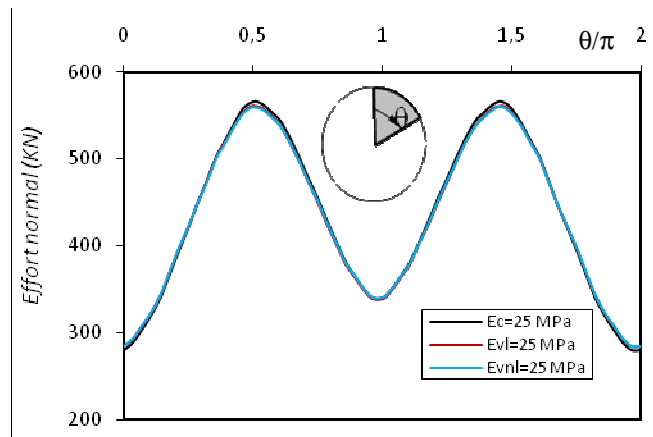


Figure IV.38 : Effort normal dans le revêtement du tunnel .

La variation du module de Young que se soit pour un E_c , un $E(vl/z)$ ou bien un $E(vnl/z)$ n'a pas d'effets notables sur l'effort normal 'N' dans le revêtement du tunnel.

IV.4 Influence du rapport de profondeur ($\frac{c}{D}$)

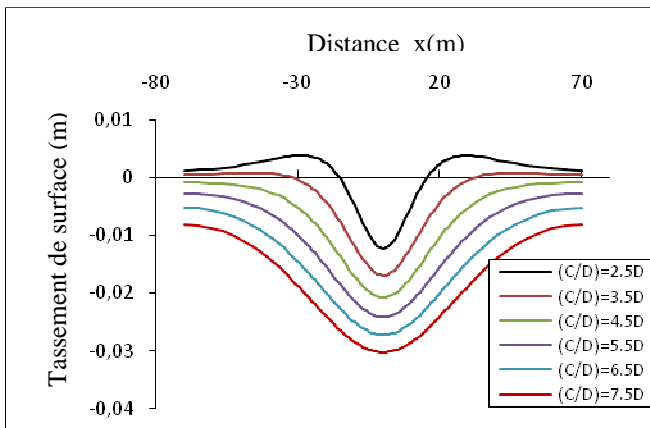


Figure IV.39 : Tassement de surface .

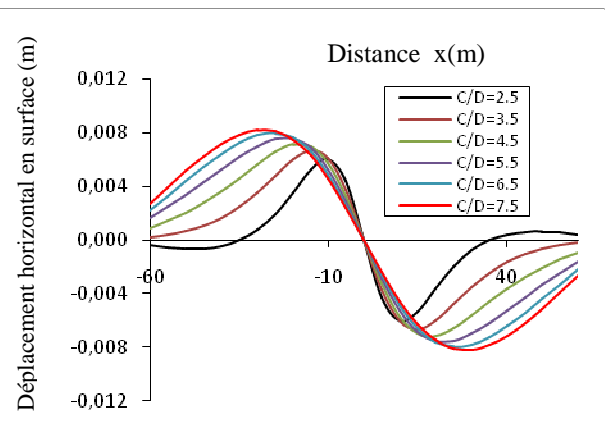


Figure IV.40: Déplacement horizontaux (U_x) du terrain.

On remarque que le rapport ($\frac{c}{D}$) est directement proportionnel à δ_{max} et U_x donc plus le tunnel est profond et plus le terrain sera affaibli par ce creusement ce qui provoquera plus de déformations horizontale et verticale, il est primordial de mentionner que cette influence a tendance à diminuer avec l'augmentation du rapport de profondeur ($\frac{c}{D}$)

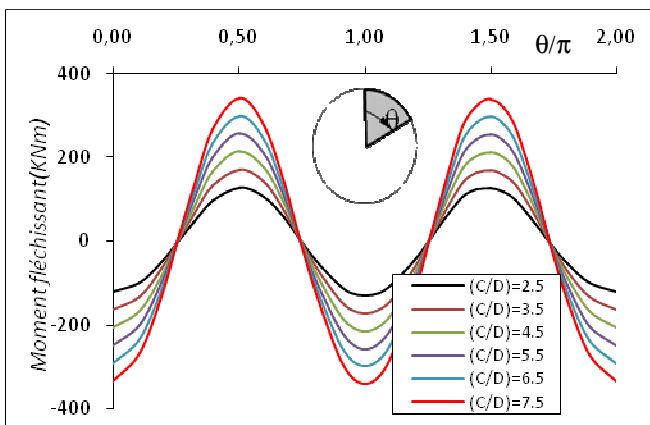


Figure IV.41: Moment fléchissant dans le revêtement du tunnel.

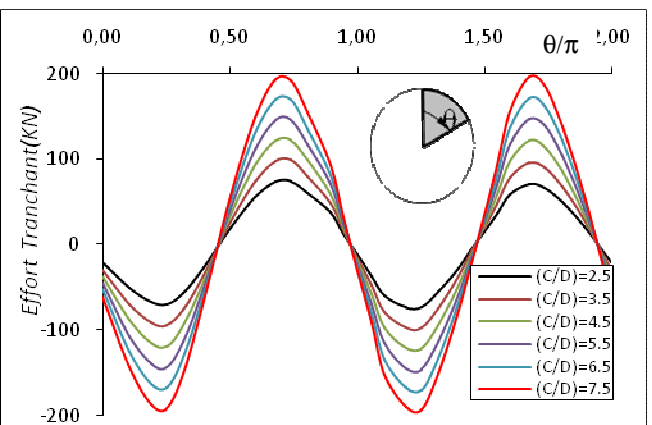


Figure IV.42: Effort tranchant dans le revêtement du tunnel.

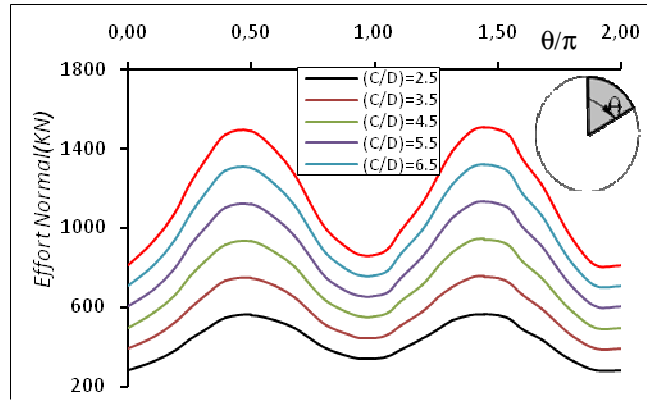


Figure IV.43: Effort normal dans le revêtement du tunnel.

On constate que plus $\frac{C}{D}$ augmente et plus les valeurs de M_{fMax} , T_{Max} et N_{Max} dans le revêtement augmente ceci est du à ce que plus le tunnel est profond et plus l'étendue de la zone décomprimé augmente, ce qui exercera plus d'action sur le revêtement du tunnel.

IV.5 Influence du coefficient de pression de terre au repo K_0

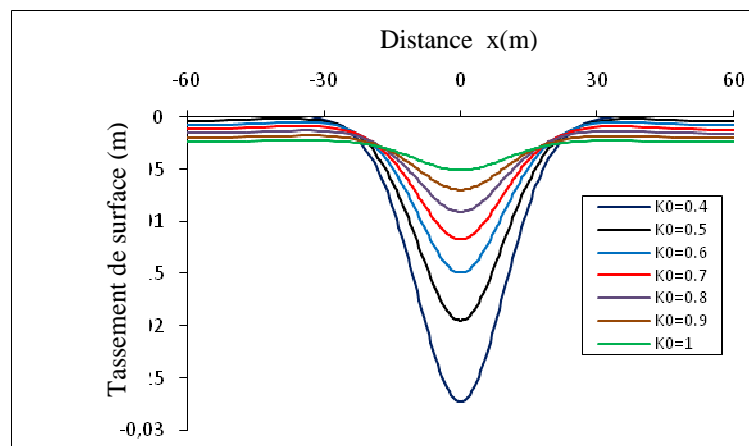


Figure IV.44 : Tassement de surface .

On remarque que plus K_0 augmente plus σ_{hmax} diminue, ceci est du à l'effet des contraintes horizontale σ_h dans le sol qui exercerons plus de force sur les reins du tunnel créant une ovalisation à grand axe vertical qui repousse le terrain en haut.

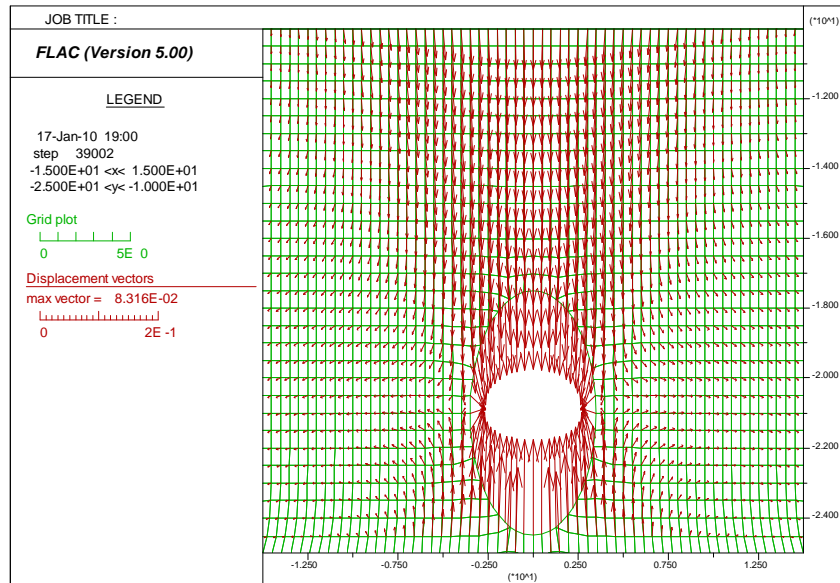


Figure IV.45 : Ovalisation à grand axe horizontal pour $K_0=0.4$.

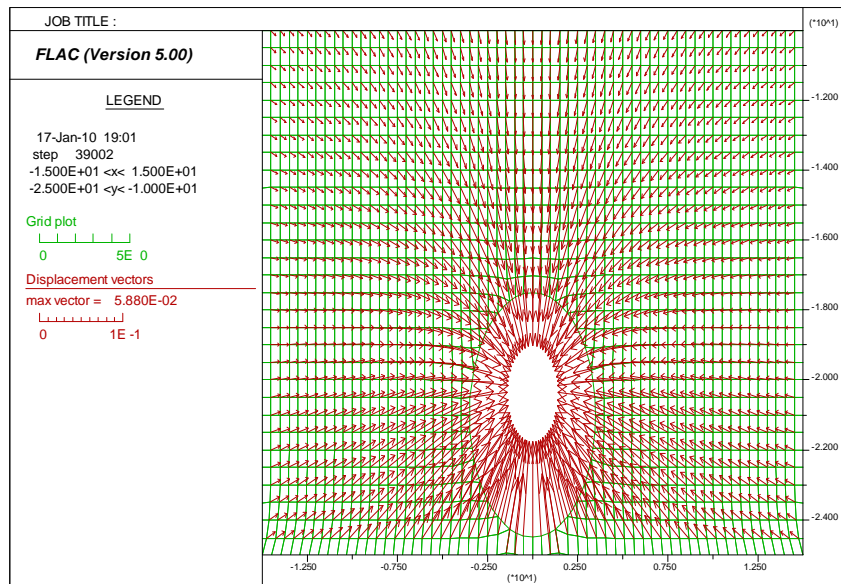


Figure IV.46 : Ovalisation à grand axe vertical pour $K_0=1$.

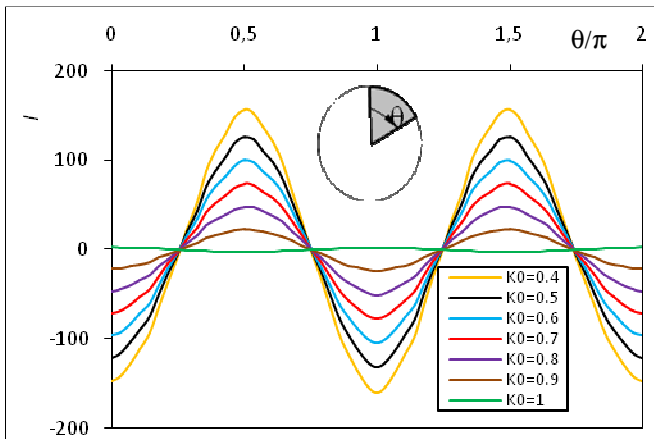


Figure IV.47 : Moment fléchissant dans le revêtement du tunnel.

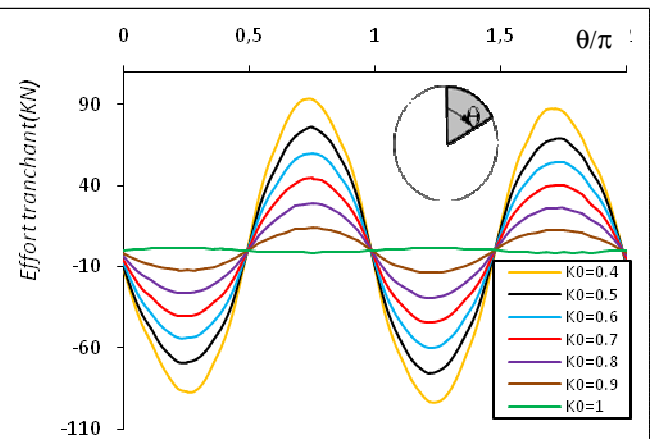


Figure IV.48: Effort tranchant dans le revêtement du tunnel.

On remarque que plus K_0 augmente le moment dans le revêtement du tunnel diminue et s'accroît brutalement pour $K_0=1$ (contrainte isotropique), pour des petites valeurs de K_0 ou $\sigma_h \ll \sigma_v$ les contraintes verticales du terrain exerceront plus de pression sur la paroi du tunnel ce qui conduira à l'augmentation du diamètre horizontal du tunnel et la diminution de son diamètre verticale créant ainsi une ovalisation à grand axe horizontale, phénomène qui causera la descente de la totalité du sol perturbé par l'excavation vers le bas, qui évoluera avec la diminution de K_0 ce qui justifie l'augmentation des magnitudes de M_f et T dans le revêtement du tunnel avec la diminution de K_0 .

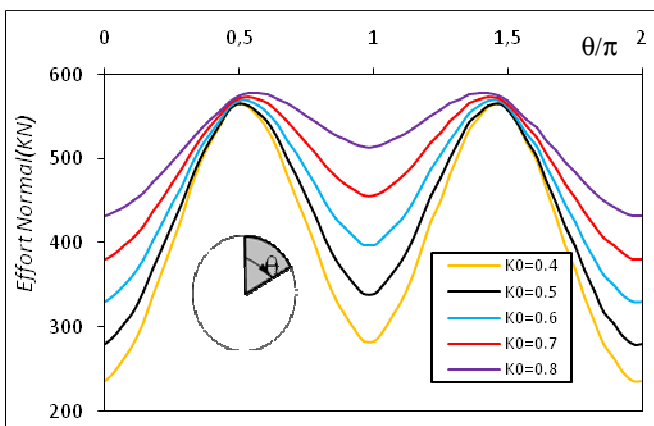


Figure IV.49: Effort normal dans le revêtement du tunnel.

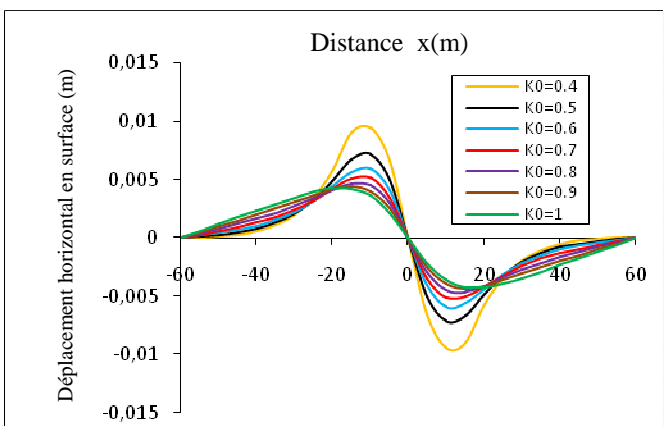


Figure IV.50 : Déplacement horizontaux (U_x) du terrain.

On remarque que la variation de K_0 a une grande influence sur la variation de l'effort normal dans le revêtement du tunnel, en effet plus K_0 augmente plus l'effort normal à la tête et aux creux du tunnel augmente, tandis que l'effort normal dans les reins du tunnel a tendance à se stabiliser quelque soit la valeur de K_0 .

L'augmentation de K_0 , et en particulier pour un cas d'isotropie de contraintes ($K_0=1$), apporte un gain significatif puisqu'elle permet de diminuer les tassements de surface et les efforts internes dans le revêtement du tunnel.

IV.6 Influence de la cohésion du sol

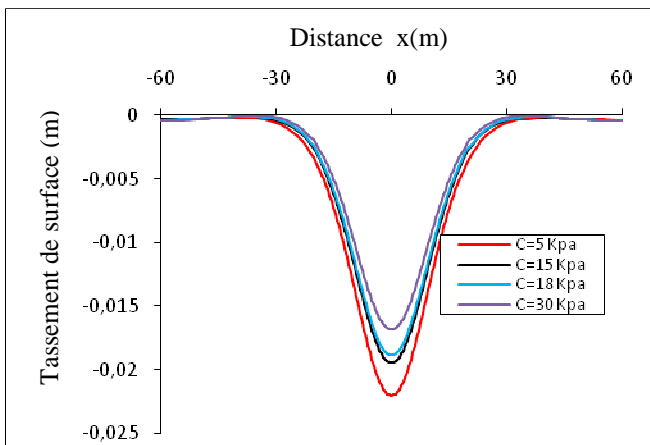


Figure IV.51 : Tassement de surface.

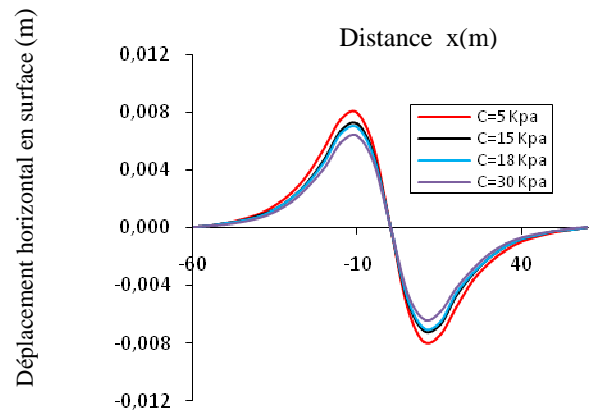


Figure IV.52 : Déplacement horizontaux (U_x) du terrain.

On remarque que plus la cohésion du sol augmente plus le tassement maximum δ_{max} diminue ceci est due à ce que plus la cohésion augmente et plus la résistance du terrain augmente ce qui limitera l'étendue de la zone décomprimée après l'excavation du tunnel et par conséquent diminuera le tassement de surface et la déformation horizontale U_x .

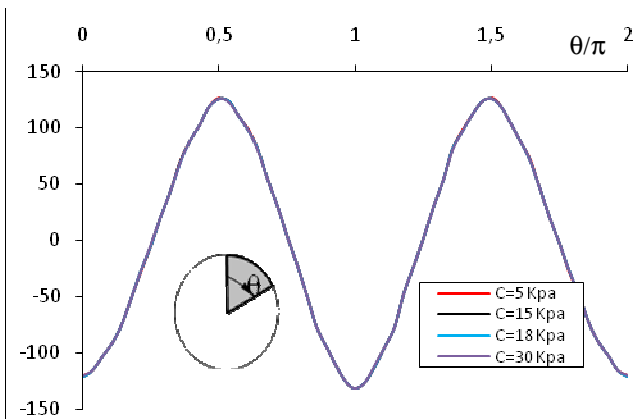


Figure IV.53 : Moment fléchissant dans le revêtement du tunnel.

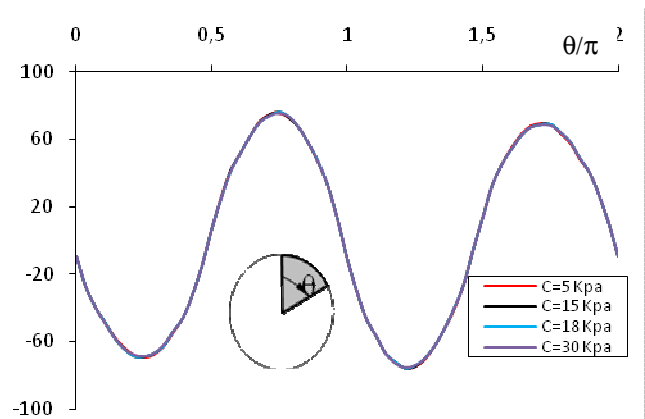


Figure IV.54: Effort tranchant dans le revêtement du tunnel.

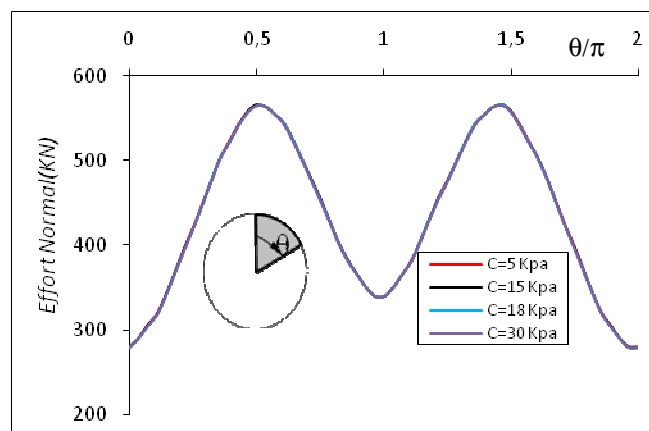


Figure IV.55 : Effort normal dans le revêtement du tunnel.

Par contre, la variation de la cohésion n'a pas d'influence significative sur les efforts internes (M_f , T et N) dans le revêtement du tunnel.

IV.7 Influence de l'angle de dilatance du sol

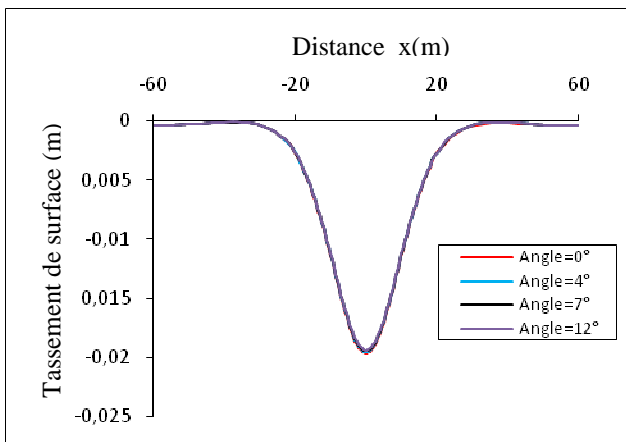


Figure IV.56: Tassement de surface,

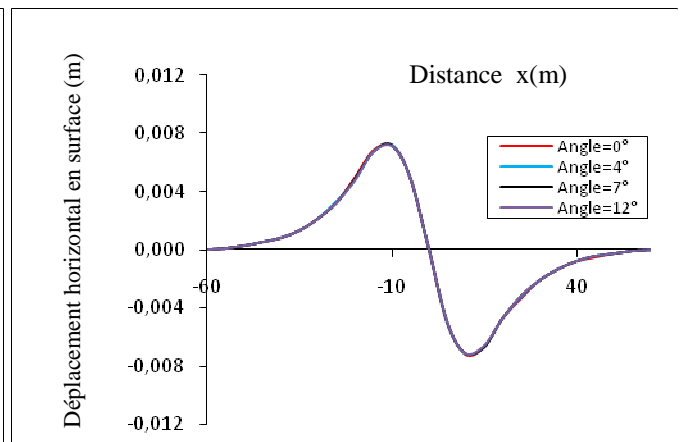


Figure V.57 : Déplacement horizontaux (U_x) du terrain.

Bien que les variations des amplitudes de σ_{max} et U_x avec la variation de l'angle de dilatance ne sont pas aussi grande, les résultats ont montré que pour le plus grand angle de dilatance, le tassement vertical a été minimum, car plus l'angle de dilatance augmente plus de volume spécifique perdu sera absorbé par l'augmentation du volume(dilatance),ce résultats est en accord avec celui de A.H.C, chan, L.sharpe, D.N.chapman, M.L.Cooper & C.D.F.Rogers-School of Civil Engineering, dans leurs article « Predicting of subsurface settlements and lining response due to a new tunnelling opérations using finite éléments analyses », les mêmes résultats sont enregistré pour la déformation horizontale U_x mais avec des amplitudes différentes.

	Tassement en surface (mm)	Variation en (%)
$\psi - 7^\circ$	-19.61	+0.82 %
$\psi - 3^\circ$	-19.50	+0.26 %
$\psi + 5^\circ$	-19.37	-0.41 %

Tableau IV.1: Influence l'angle de dilatance " Ψ " sur le tassement de surface comparative avec le modèle de référence).

(étude

NB : Le signe(+) indique une augmentation, le signe(-) une diminution.

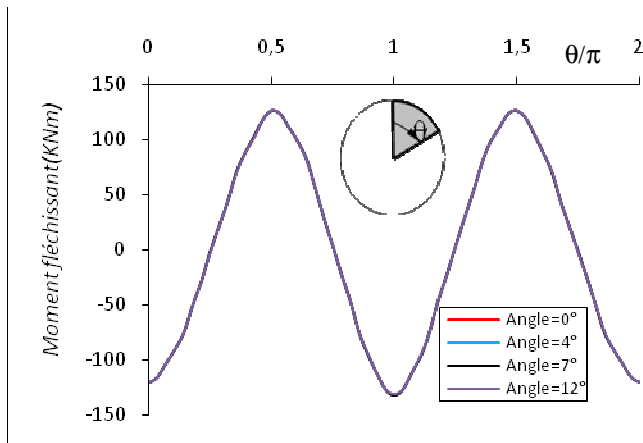


Figure IV.58 : Moment fléchissant dans le revêtement du tunnel.

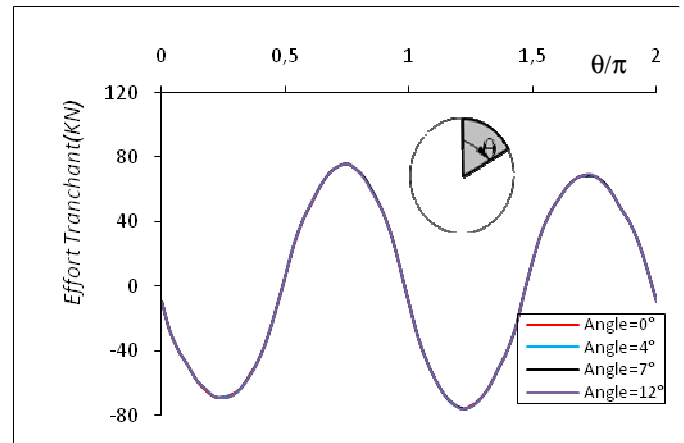


Figure IV.59 : Effort tranchant dans le revêtement du tunnel.

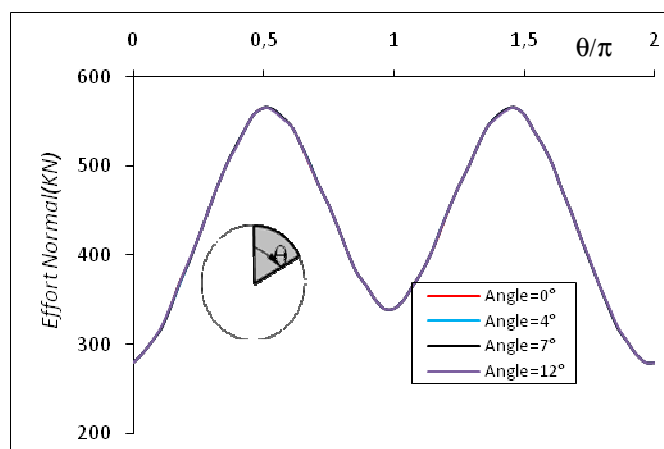


Figure IV.60 : Effort normal dans le revêtement du tunnel.

On remarque que l'angle de dilatance " ψ " n'a pas d'effet notable sur les efforts internes dans le revêtement du tunnel.

IV.8 Influence de l'angle de frottement du sol

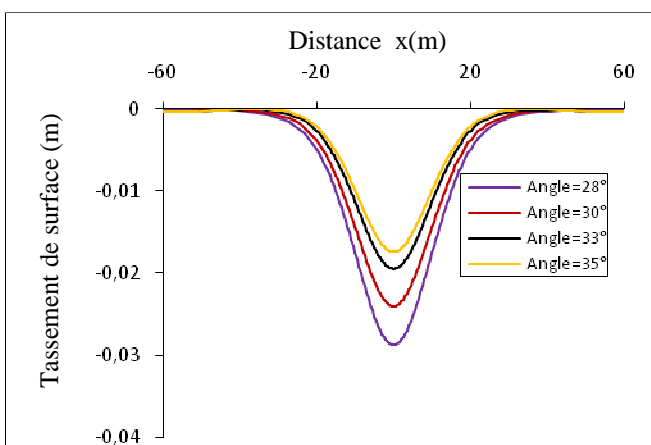


Figure IV.61: Tassement de surface,

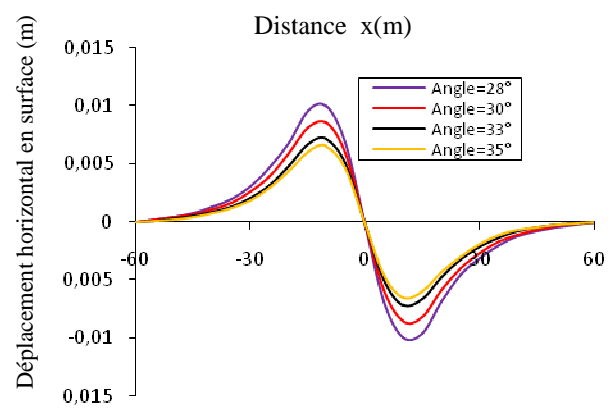


Figure IV.62: Déplacement horizontal (U_x) du terrain.

On remarque que plus l'angle de frottement ϕ augmente plus le tassement diminue, car avec l'augmentation de ϕ le terrain deviendra plus résistant et l'excavation du tunnel générera moins de tassement, les mêmes résultats sont enregistré pour la déformation horizontale U_x mais avec des amplitudes différentes.

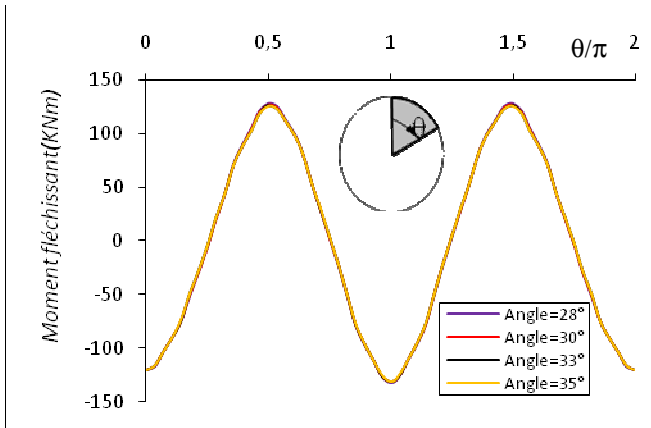


Figure IV.63: Moment fléchissant dans le revêtement du tunnel.

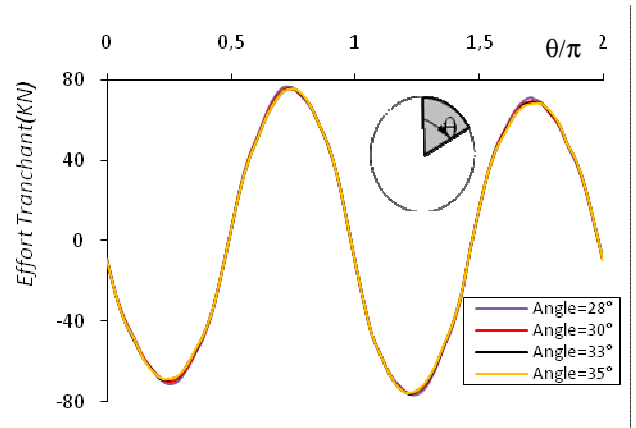


Figure IV.64 : Effort tranchant dans le revêtement du tunnel.

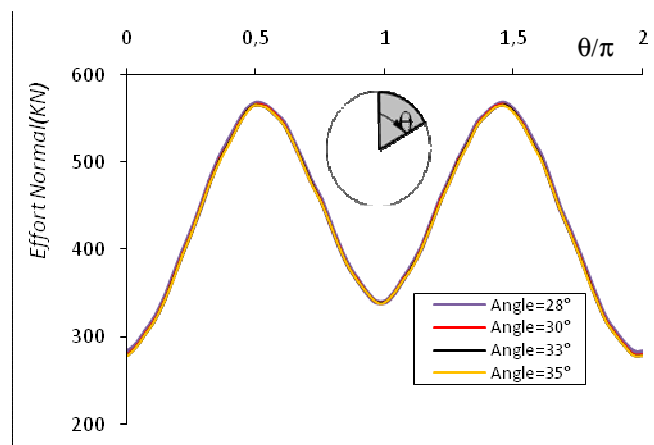


Figure IV.65: Effort normal dans le revêtement du tunnel.

La variation de ϕ n'a pas d'effets significatifs sur les efforts internes dans le revêtement du tunnel, bien que l'on remarque une certaine diminution des amplitudes max de ces efforts avec l'augmentation de ϕ . On explique ces résultats par la réduction de la pression de contact dans le revêtement avec l'augmentation de l'angle de frottement, qui peut être dut a ce que plus l'angle de frottement du sol augmente, plus de force seront absorber à l'intérieur du sol plutôt que par le revêtement du tunnel , ceci est en accord avec les résultats de ; A.H.C, chan,L.sharpe,D.N.chapman , M.L.Cooper & C.D.F.Rogers-School of Civil Engineering ,dans leurs articles « Prédiction of subsurface settlements and lining response due to a new tunneling opérations,using finite élément analyses ».

$\phi -5^\circ$	$\phi -3^\circ$	$\phi +2^\circ$
-----------------	-----------------	-----------------

$U_x^{Max (+)}$	+38.84%	+19.06%	-8.86%
$U_x^{Max (-)}$	+39.29%	+19.29%	-8.82%
N^{Max}	+0.37%	+0.14%	-0.089%
T^{Max}	+0.66%	-0.44%	-0.52%
M^{Max}	+1.40%	+0.48%	-0.32%

Tableau IV.2 Influence de l'angle de frottement " ϕ " sur les déformations horizontales et les efforts internes comparative avec le modèle de référence). (étude

NB : Le signe(+) indique une augmentation, le signe(-) une diminution.

IV.9 Influence du taux de déconfinement " λ "

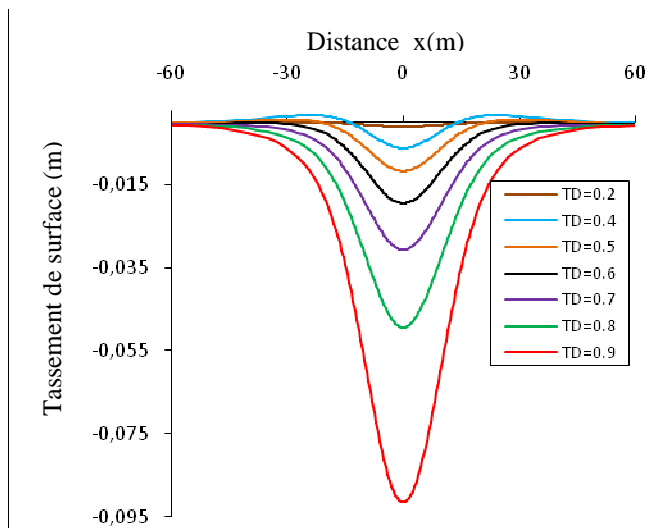


Figure IV.66 : Tassement de surface.

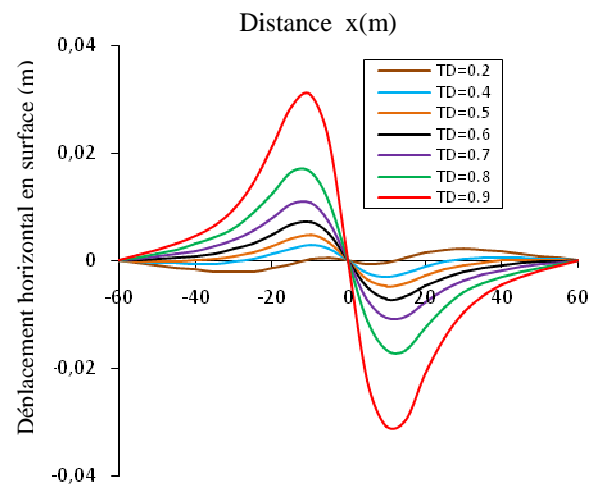


Figure IV.67 : Déplacement horizontaux (U_x) du terrain.

Remarque : $TD = \lambda$ (Lamda)

On constate que le taux de déconfinement λ est directement proportionnelle à δ_{max} ceci est logique car l'augmentation de λ représente en un certain sens la distance du bouclier par rapport au front de taille ,plus λ augmente plus la distance entre le bouclier et le front de taille augmente plus il y'aura une augmentation de la convergence des parois du tunnel ce qui augmentera le tassement de la surface du sol , tandis que pour les petites valeurs de λ ($\lambda=0.2$ par -exp) le tassement est minimum .

Bien que les amplitudes sont différentes on constate le même résultat pour les déformations horizontales.

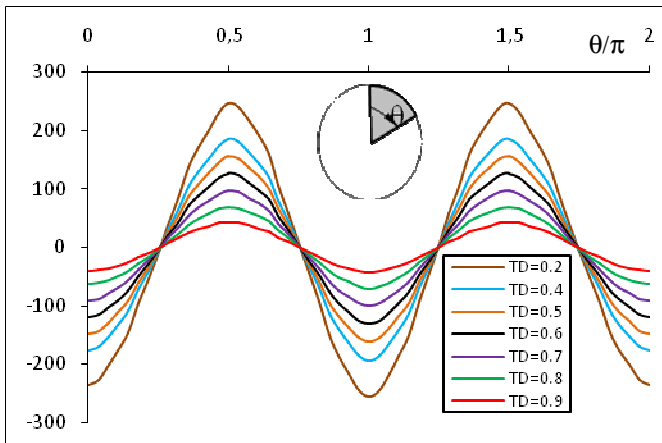


Figure IV.68 : Moment fléchissant dans le revêtement du tunnel.

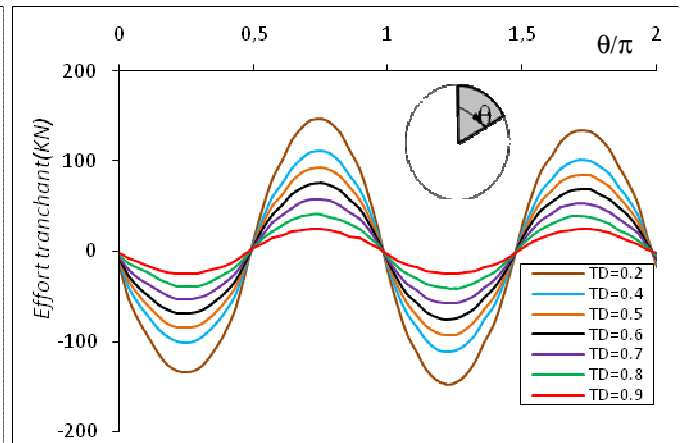


Figure IV.69 : Effort tranchant dans le revêtement du tunnel.

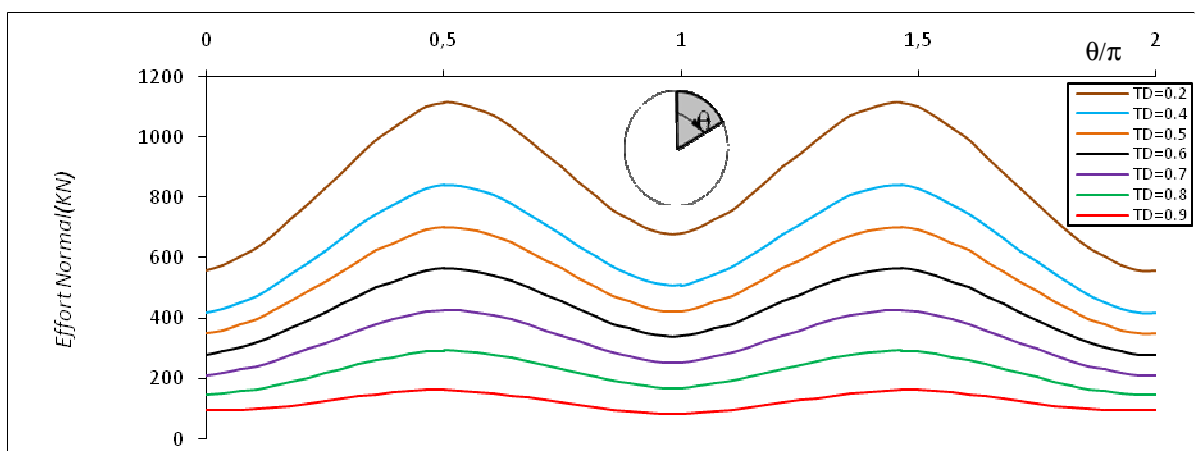


Figure IV.70 : Effort normal dans le revêtement du tunnel.

Le taux de déconfinement λ a une influence notable sur la variation des amplitudes des efforts internes (M_f, T et N) dans le revêtement du tunnel.

Conclusion

- Le tassement au-dessus d'un seul tunnel peut être représenté par la courbe de Gauss.
- Le module d'Young est inversement proportionnel à l'ensemble (δ_{max}, M_f, T, N et U_x).
- La variation non linéaire de $E(vnl/z)$ mène à des valeurs minimal pour l'ensemble (δ_{max}, M_f, T, N et U_x).
- Pour un module d'Young constant quelque soit la profondeur les amplitudes de l'ensemble (δ_{max}, M_f, T, N et U_x) prennent des valeurs maximum.
- L'incidence du rapport de profondeur ($\frac{L}{D}$) est nettement marqué sur l'ensemble (δ_{max}, M_f, T, N et U_x).
- L'influence de l'extension vertical du domaine est nettement marqué sur les paramètres de contrôles de creusement (δ_{max}, M_f, T, N et U_x) par contre l'extension horizontale du domaine n'a pas d'effets notables sur ces derniers.

- Le coefficient de pression de terre au repos K_0 est un facteur important de contrôle des tassements de surfaces et des efforts internes dans le revêtement du tunnel.
- L'influence de la cohésion 'C'est signalé sur les tassements max tandis que cette influence est négligeable sur les efforts internes.
- L'influence de l'angle de dilatance ψ sur l'ensemble (σ_{max} , M_f , T, N et U_x) est négligeable.
- La variation de l'angle de frottement ϕ a une nette influence sur le tassement de surface tandis que son effet est très peu signalé sur l'ensemble (M_f , T, N et U_x).
- Le taux de déconfinement λ a un effet considérable sur le tassement de surface et les efforts internes dans le revêtement du tunnel.

CHAPITRE V : Interaction entre le creusement de deux tunnels

V.1 Méthodologie de l'étude

V.1.1 Position des tunnels

La figure ci-dessous montre les positions respectives des deux tunnels .Les tunnels ont une forme circulaire de diamètre égal à 7m. Trois différents cas sont analysés :

- a. cas 1 : tunnels parallèles horizontalement ;
- b. cas 2 : tunnels parallèles inclinés ;
- c. cas 3 : tunnels parallèles verticalement.

Par ailleurs nous avons effectué une étude paramétrique portant sur la distance entre les centres des tunnels. Les détails pour chaque cas sont mentionné dans le tableau V.1 : d_x, d_y représente respectivement les distances horizontales et verticales entre les centres des deux tunnels , $d_{xy(\alpha)}$ est la distance incliné passant par les centres des deux tunnels par rapport a l'axe horizontal.

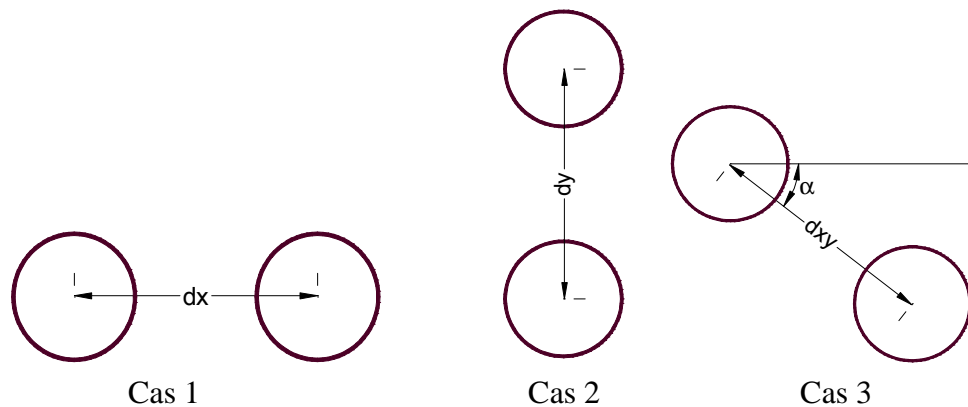


Figure V.1 : Positions respectives des tunnels.

	d_x				d_y
Cas 1	2D	3D	4D	5D	0
	d_y				d_x
Cas 3	2D	3D	4D	5D	0
	$d_{xy}(\text{distance})$				
Cas 2	$2D / \alpha=45^\circ$	$3D / \alpha=45^\circ$	$4D / \alpha=45^\circ$	$5D / \alpha=45^\circ$	
	$d_{xy}(\alpha)$				
Cas 2'	$30^\circ / \text{distance}=2D$	$45^\circ / \text{distance}=2D$	$60^\circ / \text{distance}=2D$		

Tableau V.1 : Positions respectives des tunnels.

V.1.2 Caractéristique des matériaux pour le cas de deux tunnels jumeaux

Les paramètres mécaniques du sol et du revêtement des deux tunnels ont été pris les mêmes que ceux utilisés pour le cas de référence (chapitre 3, paragraphe 3.1.1, tableau 3.1).

V.1.3 Modélisation numérique pour le cas de deux tunnels jumeaux

Le but assigné à ce travail est d'analyser l'interaction entre deux tunnels voisins et de mettre en évidence l'importance de l'ordre de creusement des tunnels. La modélisation numérique est effectuée avec le logiciel Flac .Les calculs sont réalisés en bidimensionnel en déformation plane .Pour le maillage du massif on a utilisé des éléments rectangulaires à 4 nœuds. Le revêtement est modélisé avec des éléments poutres. Les déplacements sont bloqués suivant les deux directions à la base du domaine d'étude. Les déplacements horizontaux sont uniquement bloqués aux extrémités du domaine.

V.1.4 Représentation des maillages respectifs :

On vue de déterminer l'influence du creusement d'un deuxième tunnel à proximité d'un tunnel existant on a utilisé trois nouveaux modèle adapté a chaque configuration spatial, horizontal (2TPH), vertical (2TPV) et incliné (2TPI).

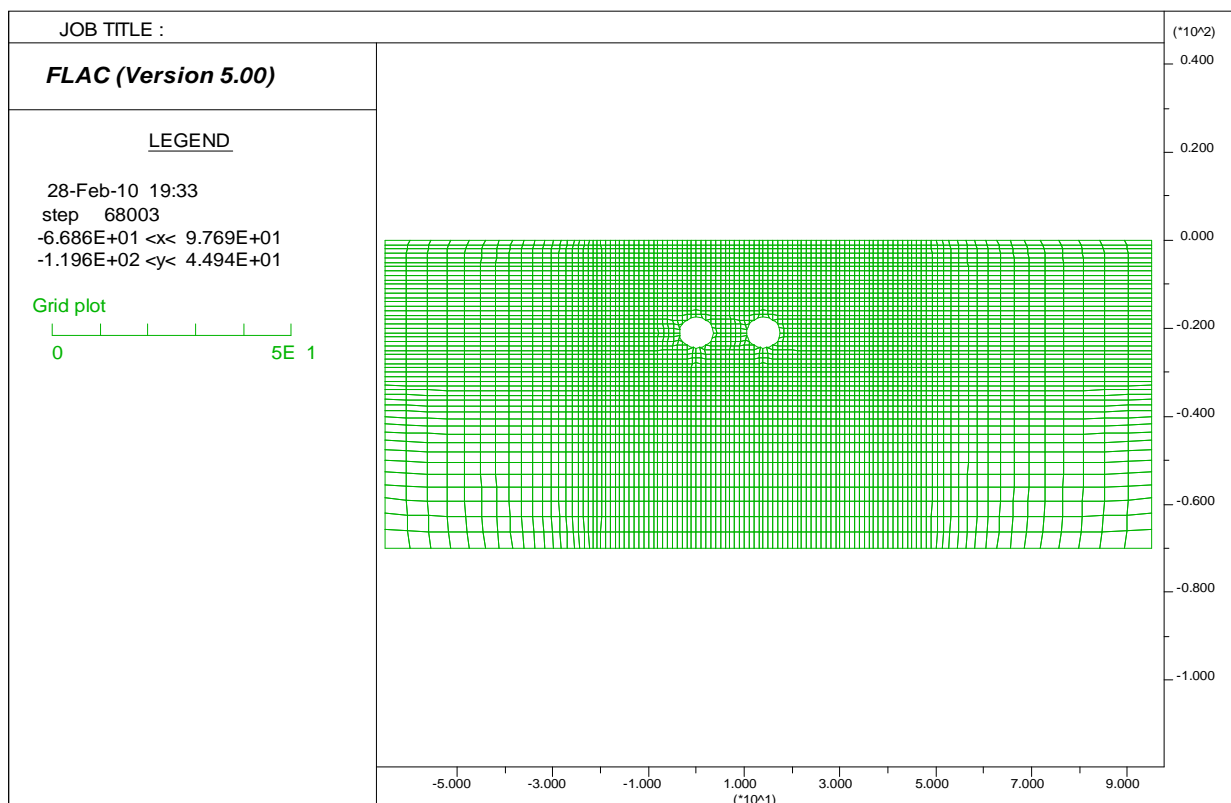


Figure V.2 : Modèle "1" pour deux tunnels parallèles horizontalement (2TPH).

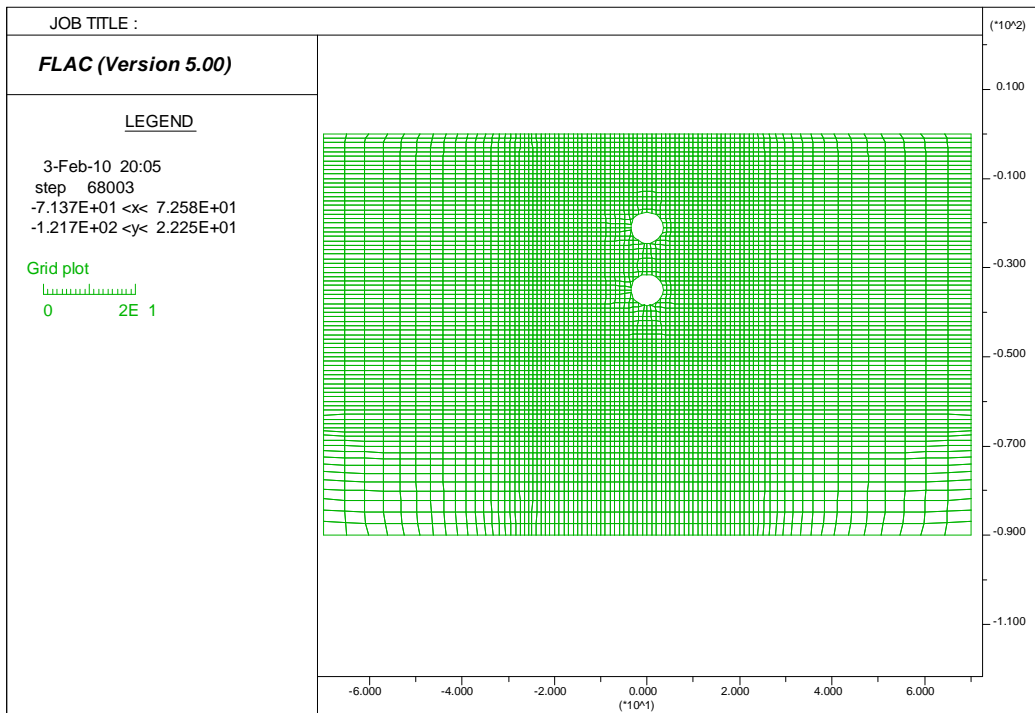


Figure V.3 : Modèle "2" pour deux tunnels parallèles verticalement (2TPV).

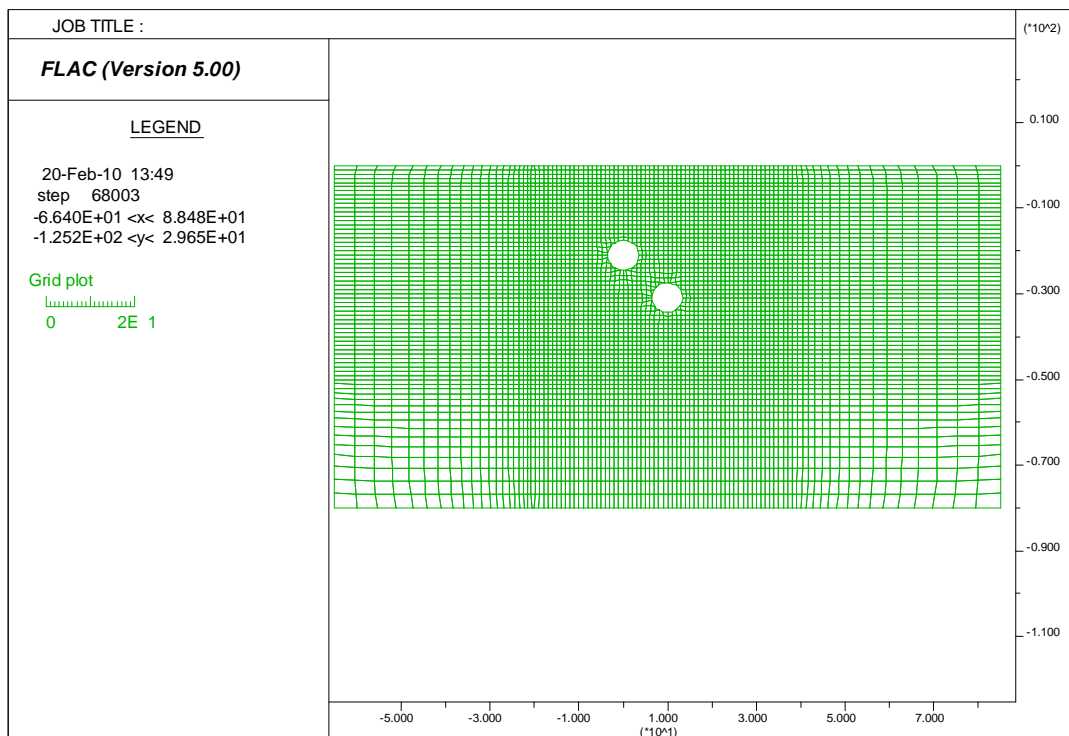


Figure V.4 : Modèle "3" pour deux tunnels parallèles inclinés (2TPI).

Le sol est modélisé avec une loi de comportement élastoplastique parfaitement rigide de type Mohr –Coulomb.

Le revêtement sera simulé à l'aide d'éléments poutres avec un comportement élastique linéaire.

Le contact sol/revêtement est de type adhérence parfaite, c'est-à-dire que l'on juge ne pas tenir compte d'une interface sol/revêtement.

Les conditions aux limites de chaque modèle sont les suivantes :

- déplacement horizontal nul suivant les limites latérales du modèle ;
- déplacement vertical nul suivant la base du modèle.

V.2 Scénarios Possibles :

Dans ce mémoire on envisagera deux scénarios possibles:

- 1^{er} scénario : le croisement d'un tunnel existant ;
- 2^{ième} scénario : le creusement des deux tunnels est effectué en même temps.

V.2.1 1^{er} Scénario : avec un 1^{er} tunnel existant

V.2.1.1 Deux tunnels parallèles horizontalement

L'analyse a été établie pour 4 valeurs de l'espacement entre tunnels d_x/D ou D , d_x représente respectivement le diamètre du tunnel et la distance horizontale entre les axes des deux tunnels (2, 3, 4 et 5), les résultats représentés par la suite sont obtenus à la fin de la construction du deuxième tunnel.

a. Influence de la distance entre axe des deux tunnels sur le tassement de surface et les efforts internes dans le revêtement du 1^{er} tunnel (tunnel de gauche)

La figure (v.6) illustre le tassement en surface pour l'ensemble des cas envisagés.

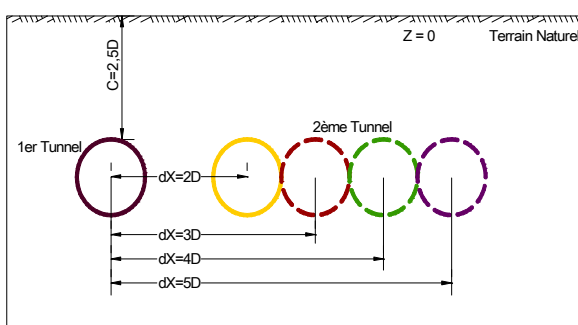


Figure V.5 : Positions respectifs des deux tunnels.

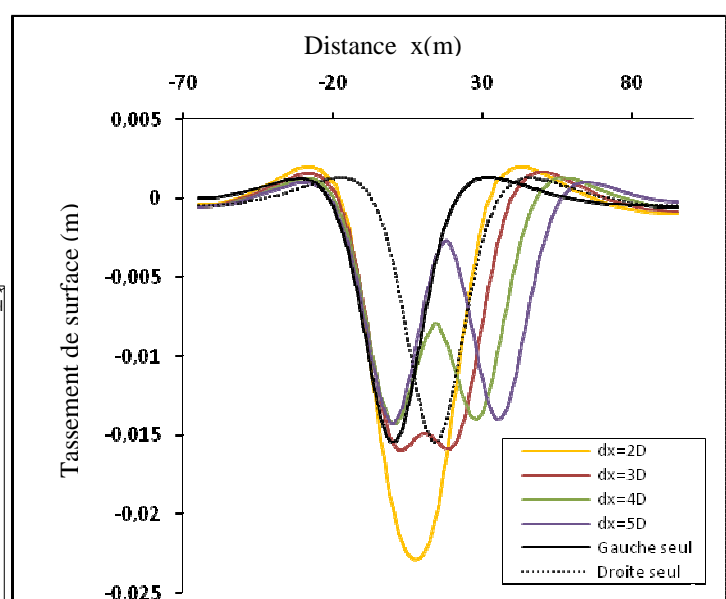


Figure V.6 : Tassement de surface.

	Tassement en surface (mm)	Variation en (%)
$d_x=2D$	-22.88	47.80%
$d_x=3D$	-15.93	2.91%
$d_x=4D$	-14.23	-8.07%
$d_x=5D$	-14.21	-8.20

Tableau V.2 : Influence de d_x sur le tassement de surface (étude comparative avec le modèle de référence).

NB : Le signe(+) indique une augmentation, le signe(-) une diminution.

En superposant les courbes de tassement d'un tunnel simple et deux tunnels jumeaux comme il est représenté dans la figure ci-dessus, on constate que le tassement maximum a été obtenu pour la configuration $(d_x/D)=2$ qui représente le cas critique $\delta_{\max}=29$ mm. Le tassement max pour un tunnel seul est de 15mm.

A partir de la figure V.6 plusieurs résultats ont été retirés :

- Pour $d_x=2D$ le tassement max est a mi-distance de d_x , ceci peut être due a ce que plus la distance entre les deux tunnels diminue, il y'a une augmentation des contraintes verticales et une diminution des contraintes horizontales dans l'espace séparent les deux tunnels et qui est la cause de l'augmentation de tassement et de la symétrie de sa cuvette. Ce résultat est en accord avec ceux de C.W.W.Ng, K.M.Lee, and D.K.W.Tang (2004) et ceux de Ghaboussi et Ranken(1977).
- L'augmentation de la distance d_x provoque une diminution du tassement dans la partie centrale entre les deux tunnels et une stabilisation de ce dernier au dessus de chaque tunnel, ce résultat est en accord avec ceux de F.hage chehade et I .shahrour(2007).
- Après le creusement du second tunnel il se produit un élargissement du creux, ce résultat et en accord avec ceux de D.N.chapman, C.D.F Rogers & D.V.L Hunt(2006).
- Après le creusement du 2^{ième} tunnel on constate une augmentation du tassement qui peut être due au changement de la rigidité du sol due à son affaiblissement au voisinage de ce dernier provoqué par le 1^{er} creusement et qui est un facteur important dans le mouvement de terrain qui se produit.
- L'excavation du 1^{er} tunnel mène à une courbe de tassement de surface de type Gauss, cependant quand le second tunnel est excavé, il en résulte une asymétrie par rapport à l'axe principal($x=0$), la méthode basé sur la superposition des courbes de Gauss ne sera pas capable de décrire cette asymétrie correctement.

- Pour $d_x=2D$ la fonction de Gauss peut être appliquée dans ce cas pour la description du tassement ceci coïncide avec les résultats de Peck(1969).
- Pour $d_x>2D$ la fonction de Gauss ne sera pas capable de décrire la cuvette de tassement.
- Pour deux tunnels parallèles horizontalement l'ordre de creusement n'influe pas sur les résultats obtenus (dans le sol et le revêtement) en respectant bien sur la symétrie par rapport à l'axe à mi-distance des deux tunnels.
- La courbe de tassement total peut être symétrique ou asymétrique dépendant des formes de courbes de tassements causés par le 1^{er} et 2^{ième} boucliers, notant que le degré d'asymétrie dépend de la différence entre l'amplitude de tassements des deux courbes (au-dessus du 1^{er} tunnel et au-dessus du 2^{ième} tunnel).
- Addenbroke et Potts ont trouvé que la position du tassement maximum est excentré en respectant la ligne centrale dans la direction du tunnel existant, ce qui coïncide avec ce qu'on a trouvé pour le cas critique correspondant à une distance $d_x=2D$.
- Pour $d_x \geq 3D$ les déplacements aux dessus de chacun des deux tunnels est identique à celui d'un tunnel creusé seul dans un terrain vierge.
- A partir d'un espacement entre axe égale à $3D$ la construction du 2^{ième} tunnel n'influe pas sur le premier.

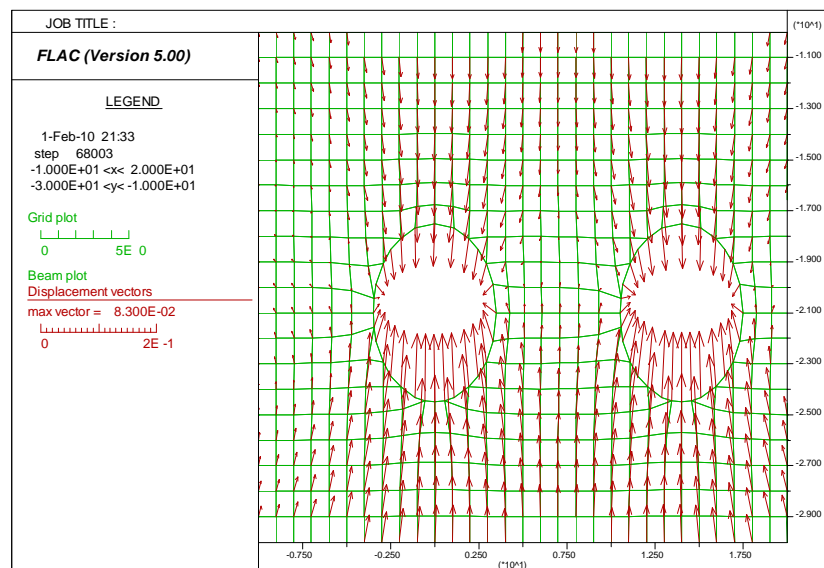


Figure V.7 : Distribution des vecteurs de déplacement pour $d_x=2D$.

On remarque que la distribution des vecteurs déplacements est symétrique pour les deux tunnels, ce qui peut être la cause de la symétrie de la cuvette de tassement pour $d_x=2D$.

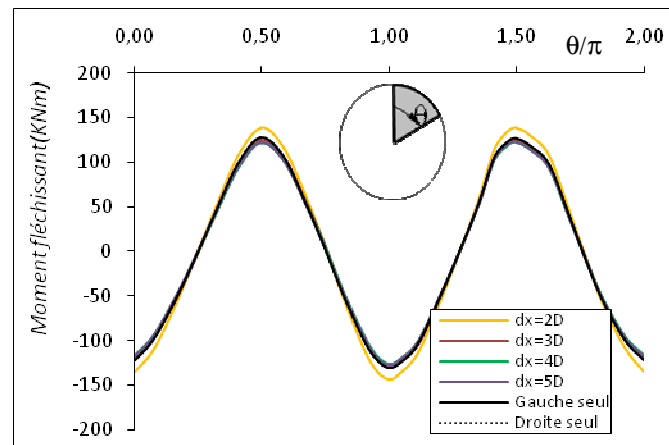


Figure V.8 : Moment fléchissant dans le revêtement du 1^{er} tunnel (Tunnel de gauche).

- On remarque que plus la distance entre axe (d_x) augmente plus la magnitude du moment fléchissant dans le revêtement s’approche de celle pour un tunnel seul, ceci prouve que pour une distance entre axe $d_x \geq 3D$ l’influence du creusement d’un deuxième tunnel sur le premier devient négligeable et le premier tunnel se comporte comme un tunnel construit seul dans un terrain vierge.
- Pour une distance entre axe $d_x < 3D$ le moment fléchissant augmente en le comparant avec le cas d’un tunnel construit seul dans un terrain vierge.

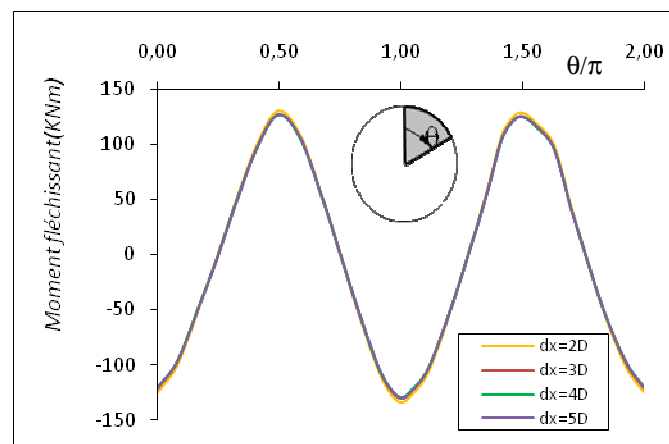


Figure V.9 : Moment fléchissant dans le revêtement du 2^{ième} tunnel (Tunnel de droite).

	M^{Max} (KN.m) Tunnel gauche	M^{Max} (KN.m) Tunnel droite
$d_x=2D$	138.40	130.30
$d_x=3D$	124.70	126.90
$d_x= 3D$	122.10	126.30
$d_x=5D$	122.70	126.50

Tableau V.3 : Valeurs des Moments max dans les deux tunnels pour les différentes distances d_x .

En se référant au tableau est sachant que le moment max dans le tunnel existant (Tunnel de gauche) avant l’excavation du second tunnel avec une amplitude $M_f^{Max}=127.60$ KN.m et le tunnel de

droite construit seul dans un terrain vierge a une amplitude $M_f^{Max}=127.70$ KN.m on constate que pour une distance $d_x=2D$; dès l'excavation du second tunnel le moment fléchissant dans le revêtement du tunnel existant augmente par cause d'un incrément de chargement non uniforme sur les deux tunnels due a l'augmentation de l'étendue de la zone décomprimé dans le terrain encaissant causé par le 2^{ième} creusement, le 1^{er} tunnel recevra plus de chargement que le 2^{ième} tunnel (tunnel de droite) mais a partir de la distance $d_x=3D$ ces le nouveau tunnel qui aura un moment fléchissant plus important qui suggère qua' partir d'une t'elle distance le nouveau tunnel encaissera plus de charge que l'existant.

Il est primordial de noté que William H.Hansmire, Victor S.Romero et Michael T.McRae .(2004), pour deux tunnels distants de $d_x=2D$ on trouver que les plus grand moment se produisent dans le revêtement du tunnel construit en premier , qui se déforme est reçoit des charges supplémentaire dès que le 2^{ième} tunnel est excavé , ce qui cohère avec nos résultats (tableaux v.3).

L'augmentation du moment qui se développe dans le 1^{er} tunnel après l'excavation du 2^{ième} tunnel est un résultat de l'augmentation des charges qui agissent dans le revêtement du 1^{er} tunnel et de la diminution du confinement latérale dans la section du revêtement proche au 2^{ième} tunnel ,or pour $d_x=2D$ les charges sont transféré vers le tunnel existant quand une excavation adjacente prend place.

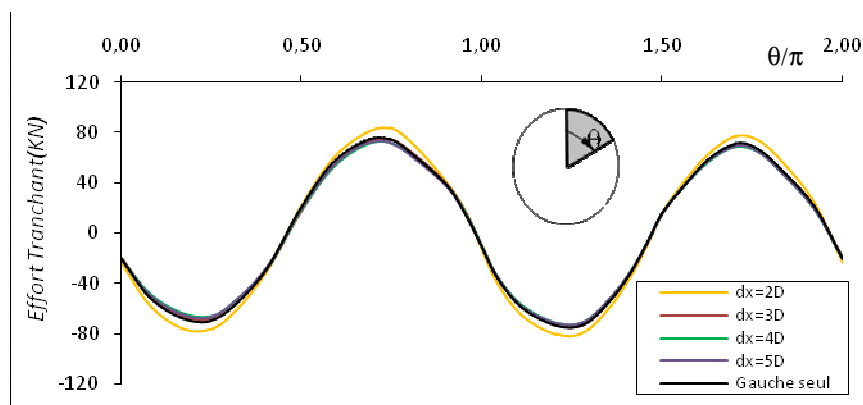


Figure V.10 : Effort tranchant dans le revêtement du 1^{er} tunnel (tunnel de gauche).

On remarque que plus d_x augmente plus l'effort tranchant s'approche simultanément de l'effort tranchant d'un tunnel seul, tandis que pour les petites valeurs de d_x ($d_x=2D$) on remarque clairement l'augmentation de l'effort tranchant dans le revêtement du tunnel existant causé par l'augmentation de l'interaction entre les deux tunnels jumeaux, en notant qu'il ya une asymétrie dans la distribution de l'effort tranchant par rapport l'axe horizontale du tunnel , l'effort tranchant dans la demie partie inférieure est plus important que l'effort tranchant dans la demie partie supérieure, ce si, peut être expliqué (en ce référant au deux figure (V.11)et (V.12) par le fait qu'après l'excavation du 2^{ième}

tunnel la demie partie inférieure du tunnel existant subira plus de déformation (plus de convergence) que la demie partie supérieur.

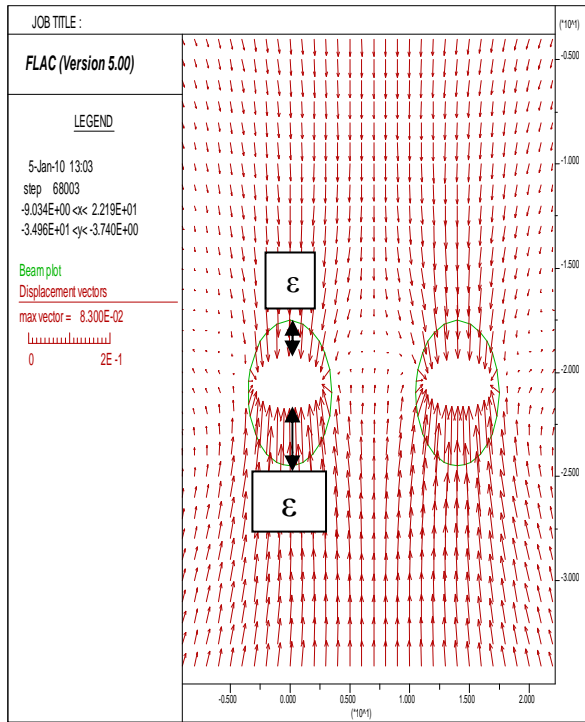


Figure V.11: Convergence des parois des tunnels pour $d_x=2D$.

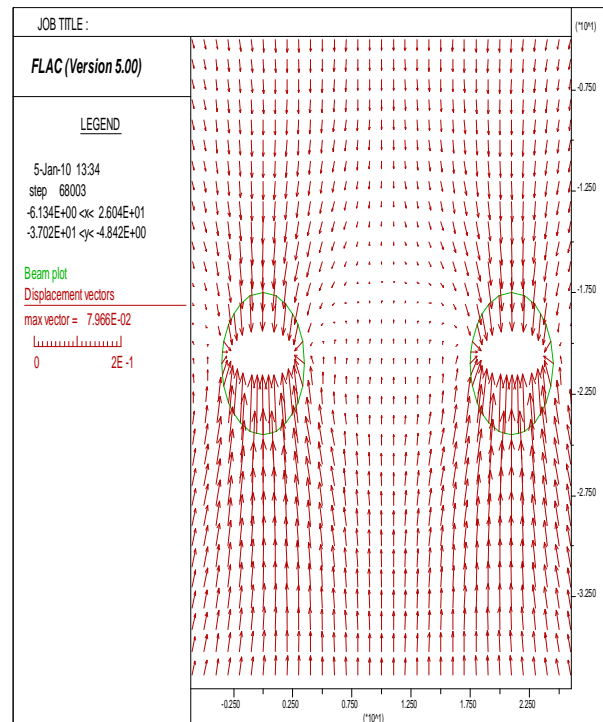


Figure V.12 : Convergence des parois des tunnels pour $d_x=3D$.

L'excavation du 2^{ème} tunnel provoque aussi une certaine asymétrie dans la distribution de l'effort tranchant dans le revêtement du premier tunnel (Tunnel de gauche), l'effort tranchant dans le revêtement du 1^{er} tunnel est plus grand dans la demie partie (partie droite) du coté directe au second tunnel (Tunnel de droite) et qui atteint une amplitude maximale pour $d_x=2D$ (voir la figure ci-dessus).

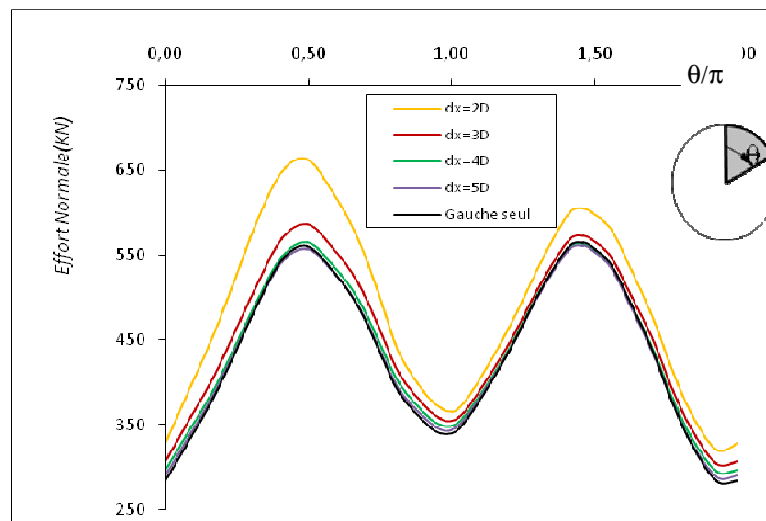


Figure V.13 : Effort normal dans le revêtement du 1^{er} tunnel (tunnel de gauche).

On remarque que plus d_x augmente plus l'effort normale dans le revêtement du tunnel existant (tunnel de gauche) s'approche de l'effort normale pour un tunnel seul, ceci est due a ce que plus d_x augmente plus l'interaction entre les deux tunnels jumeaux diminue et le tunnel existant aura le même comportement qu'un tunnel seul construit dans un terrain vierge , bien que l'on remarque une asymétrie dans la distribution de l'effort normal par rapport aux deux axes principaux du tunnel existant , l'effort normale a la voute du tunnel est supérieure a l'effort normal au radier et l'effort normale au rein droit est supérieure a l'effort normale au rein de gauche ,pour les deux reins cette différence peut être expliqué en admettant que la partie du tunnel existant du coté directe aux nouveau tunnel est plus sollicité (affecté) par la perturbation causé par le creusement du nouveau tunnel (tunnel de droite).

	$d_x=2D$	$d_x=3D$	$d_x=4D$	$d_x=5D$
N^{Max}	+17.34%	+3.89%	+0.106%	-0.672%
T^{Max}	+12.18%	-0.24%	-3.29%	-3.50%
M^{Max}	+8.46%	-2.27%	-4.31%	-3.84%

Tableau v.4 : Influence du taux de déconfinement " λ " sur le revêtement du tunnel (étude comparative avec le modèle de référence).

b. Influence du rapport de profondeur $\frac{C}{D}$ sur l'interaction entre les deux tunnels

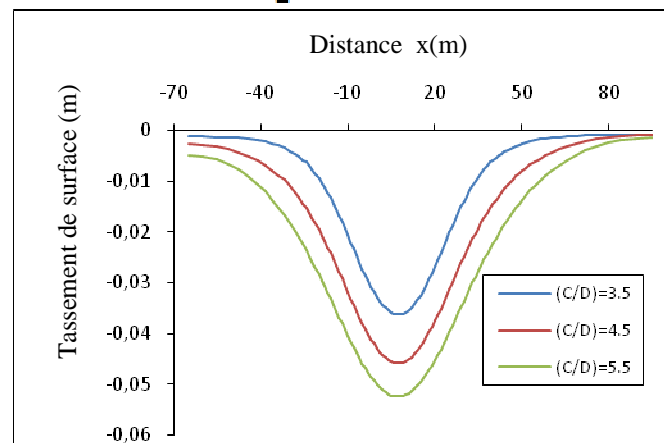


Figure V.14 : Tassement de surface .

En conservant une distance $d_x=2D$, plus le rapport de profondeur $\frac{C}{D}$ augmente plus δ_{max} augmente et l'étendue de la cuvette de tassement devient de plus en plus importante, ceci est en accord avec les résultats d'adachi et al (1993) qui on trouvé que si l'espacement entre les deux tunnels est tenue constant l'interaction entre les deux tunnels est renforcé avec l'augmentation de l'épaisseur de la couverture et spécialement la pression agissant sur la voute du tunnel comme il est illustré dans les figures ci-dessous.

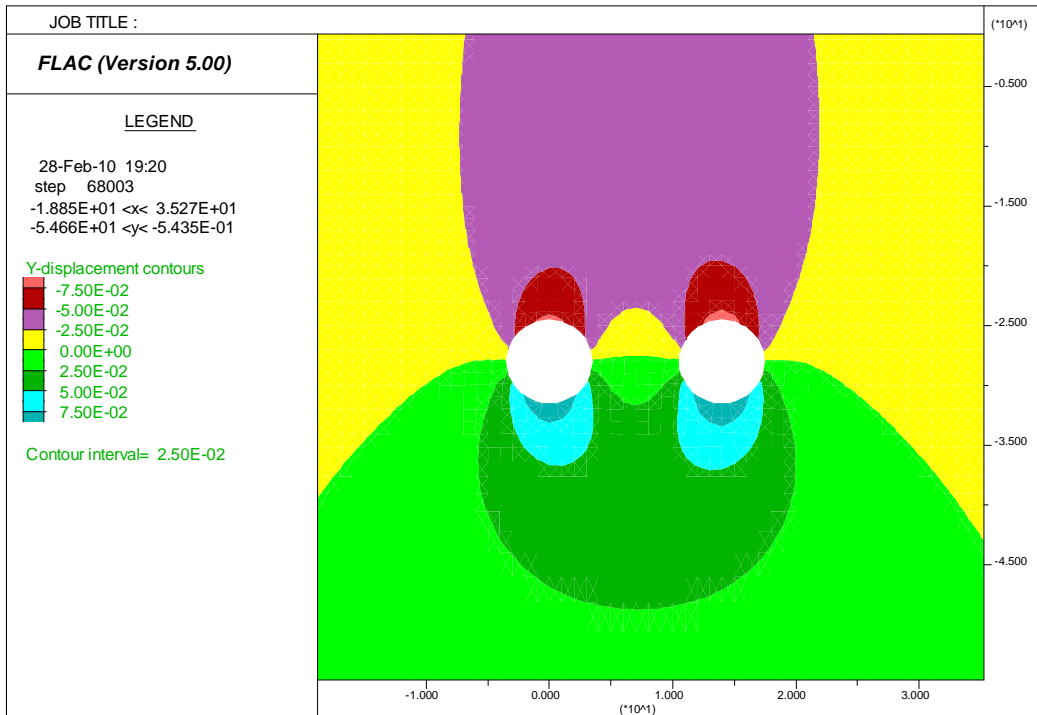


Figure V.15 : Distribution des vecteurs déplacements pour une couverture $\frac{t}{D}=3.5m$.



Figure V.16: Distribution des vecteurs déplacements pour une couverture $\frac{t}{D}=5.5m$.

Conclusion

- Pour les tunnels parallèles horizontalement, les distances entre les centres affectent plus le déplacement du sol que les efforts internes. , le cas le plus critique correspond à la plus faible distance entre axes, qui est dans notre cas $d_x=2D$.
- La cuvette de tassement à des formes variable elle peut être symétrique comme elle peut être asymétrique.
- La fonction de Gauss sera capable de décrire la cuvette de tassement uniquement pour la distance $d_x=2D$.
- A partir d'un espacement entre axe $d_x=3D$ l'influence du 2^{ième} tunnel sur le premier devient négligeable, le comportement du 1^{er} tunnel est similaire a celui d'un tunnel construit seul dans un terrain vierge.
- l'ordre de creusement n'influe pas sur les résultats.
- Excavé le 2^{ième} tunnel a une distance proche du 1^{er} tunnel exigera un renforcement structural du revêtement de ce dernier (par-ex. $d_x=2D$)
- Eloigné le second tunnel du premier est une procédure essentiel pour un plus grand apport économique.

V.2.1.2 Deux tunnels parallèles verticalement:

a. Influence de la distance entre axe d_y sur le tassement de surface et les efforts internes dans le revêtement du 1^{er} tunnel (tunnel existant)

1. Le tunnel supérieur est construit en 1^{er}

L'analyse a été établie pour 4 valeurs de l'espacement entre tunnels d_y/D ou D , d_y représente respectivement le diamètre du tunnel et la distance verticales entres les axes des deux tunnels (2, 3,4 et 5), les résultats représentés par la suite sont obtenus a la fin de la construction du deuxième tunnel.

Les résultats de la cuvette de tassement et des efforts internes dans le revêtement du 1^{er} tunnel (tunnel supérieur) pour chaque configuration seront représentés simultanément en les comparant au cas où le tunnel supérieure sera construit tout seul dans un terrain vierge, la position du 1^{er} tunnel (tunnel supérieur) et les différentes localisations du 2^{ième} tunnel (tunnel inférieur) sont représenté dans le schéma ci-dessous.

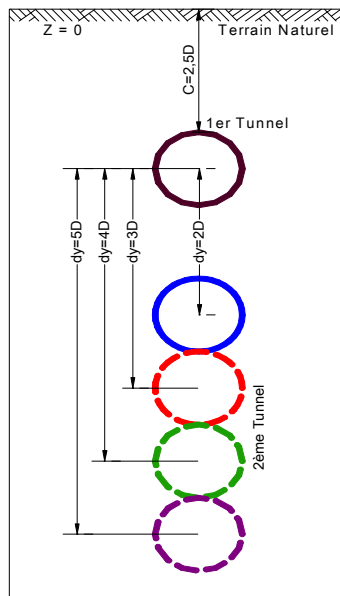


Figure V.17 : Positions spatial des deux tunnels.

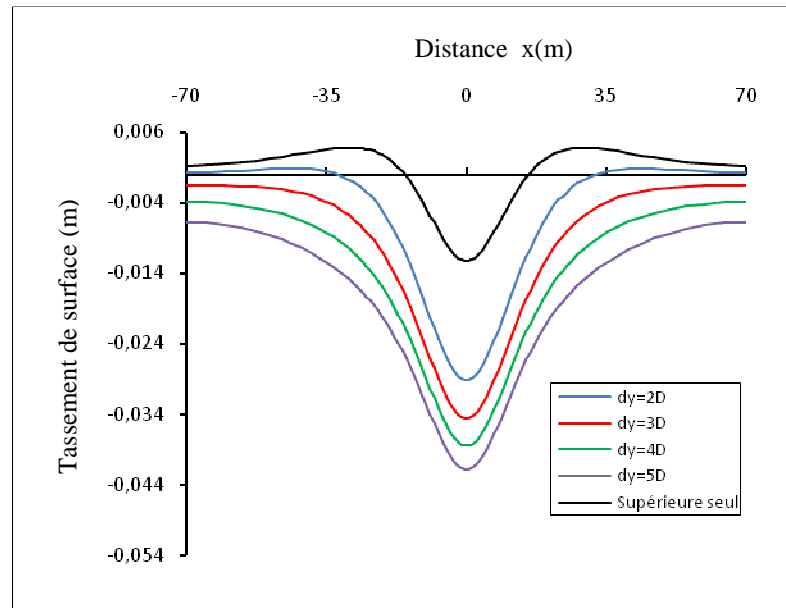


Figure V.18 : Tassement de surface ,

On remarque que plus le creusement du tunnel inférieur est éloigné du tunnel existant (tunnel supérieur) plus le tassement augmente, le cas le plus critique est pour une distance $d_y = 5D$, où le cumule des tassements causé par le creusement des deux tunnels a donné un tassement maximum $\delta_{\max} = 41.9 \text{ mm}$, pour $d_y = 2D$ le tassement max a été égale a $\delta_{\max} = 29.1 \text{ mm}$, par contre pour le cas où le tunnel existant est creusé tout seul $\delta_{\max(\text{tunnel seul})} = 12.2 \text{ mm}$.

Le creusement d'un 2^{ème} au dessous d'un tunnel existant amène a une augmentation du tassement de surface qui atteint les 340% la valeur du tassement causé par le creusement d'un tunnel seul pour la distance $d_y = 5D$.

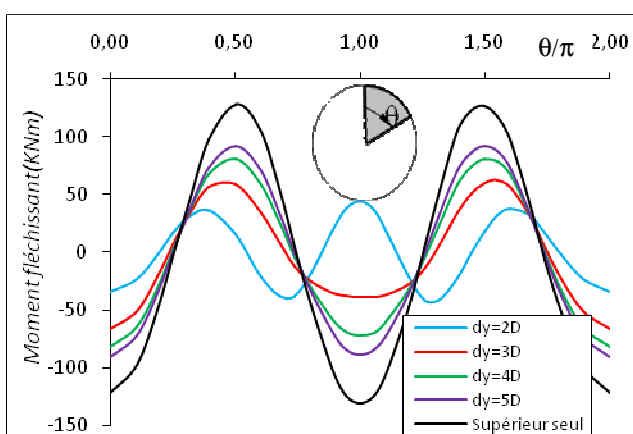


Figure V.19: Moment fléchissant dans le revêtement du 1^{er} tunnel (tunnel supérieur).

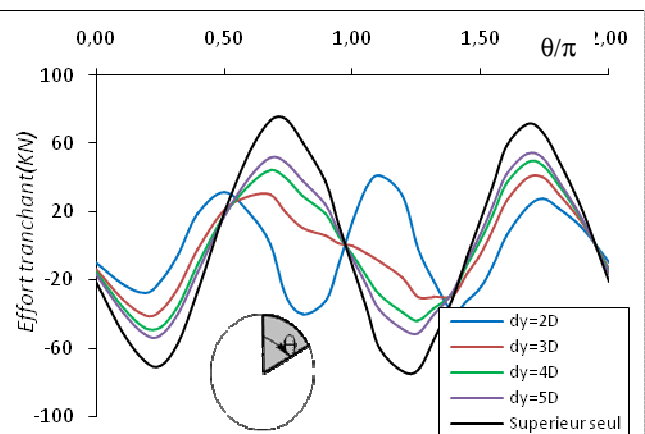


Figure V.20 : Effort tranchant dans le revêtement du 1^{er} tunnel (tunnel supérieur).

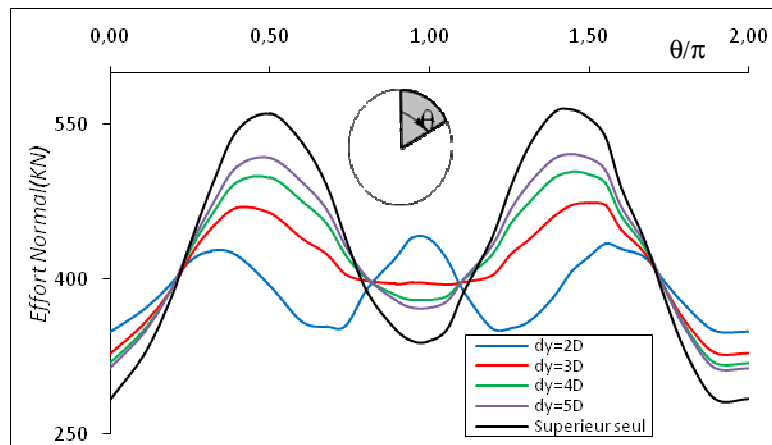


Figure V.21 : Effort normal dans le revêtement du 1^{er} tunnel (tunnel supérieur).

On constate qu’après le creusement du 2^{ième} tunnel (tunnel inférieur) il se produit un soulagement des efforts (M_f , T et N) dans le revêtement du tunnel existant (tunnel supérieur) se soulagement augmente au fur et à mesure que l’on se rapproche du tunnel existant (tunnel supérieur).

	$d_y=2D$	$d_y=3D$	$d_y=4D$	$d_y=5D$
N^{Max}	-22.025%	-16.06%	-10.71%	-7.61%
T^{Max}	-44.54%	-45.51	-34.49%	-27.93%
M^{Max}	-65.62%	-51.24%	-37.04%	-28.49%

Tableau V.5: Influence de la distance entre axe d_y sur les déformations horizontales et les efforts internes

(étude comparative avec le modèle de référence).

NB : Le signe(+) indique une augmentation, le signe(-) une diminution.

On peut expliquer ceci en admettant qu’après la construction du nouveau tunnel (tunnel inférieur) une certaine répartition des efforts internes entre les deux tunnels sera établie, on donnera plus d’éclaircissement à cette suggestion en dessinant la figure représentant ci-dessous le moment fléchissant dans le deuxième tunnel et le tableau de comparaison entre les moments max dans les deux revêtements pour les différentes valeurs de d_y .

Il faut noter que pour les distances $d_y \geq 3D$ les efforts internes pour chaque cas dans le 1^{er} tunnel (tunnel supérieure) sont similaires en forme mais différents en amplitude, tandis que pour une distance $d_y=2D$ les efforts internes ont des amplitudes inférieures et des formes de distribution différentes, ce qui prouve que pour une petite distance entre axes le creusement du deuxième tunnel n’affecte pas seulement l’amplitude des efforts dans le revêtement du 1^{er} tunnel (tunnel supérieure) mais aussi sa forme de distribution.

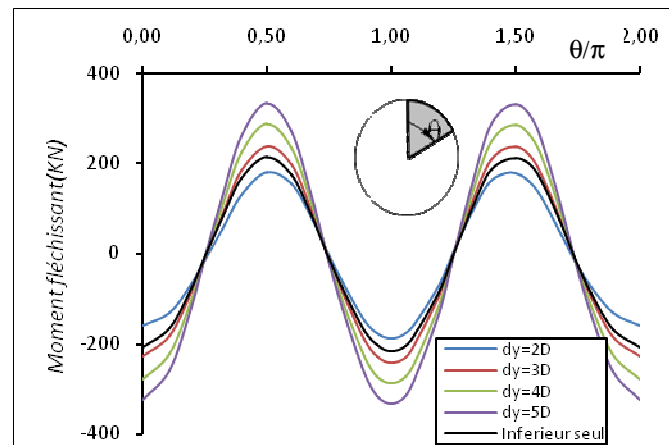


Figure V.22 : Moment fléchissant dans le revêtement du 2^{ième} tunnel (tunnel inférieur).

On constate que plus la distance d_y augmente et plus l’amplitude du moment fléchissant dans le revêtement du 2^{ième} tunnel (tunnel inférieur) augmente.

	M_f^{Max} (kN.m) (tunnel supérieur)	M_f^{Max} (kN.m) (tunnel inférieur)
$2d_y$	44.01	180.20
$3d_y$	62.37	238.20
$4d_y$	80.53	287.00
$5d_y$	91.46	333.20

Tableau V.6 : Moment Max des deux tunnels.

D’après le tableau ci-dessus et sachant que l’amplitude max du moment fléchissant dans le revêtement du tunnel supérieur construit seul est égale a 127.90 KN.m, donc juste après la construction du 2^{ième} tunnel il se produit un déchargement de ce dernier qui augmente avec la diminution de d_y .

- d’autre part et sachant que l’amplitude max du moment fléchissant dans le revêtement du tunnel inférieur construit seul dans un terrain vierge est égale a 214 KN.m ,la présence d’un 2^{ième} tunnel(tunnel supérieur) a une distance $d_y=2D$ du premier conduit a un déchargement du 2^{ième} tunnel ,mais a partir d’une distance $d_y \geq 3D$ il se produira un chargement de ce dernier .
- pour une distance $d_y=2D$ le déchargement du 1^{er} tunnel est causé par la diminution de l’étendue de la zone décomprimé, tandis qu’à partir de $d_y=3D$ un autre facteur causera le déchargement du 1^{er} tunnel c’est le mécanisme de transferts des charges du 1^{er} tunnel (tunnel supérieur) vers le 2^{ième} tunnel (tunnel inférieur).

Conclusion :

Il est recommandé de respecter une distance $d_y=2D$ maximale pour un ordre de creusement, tunnel supérieur en 1^{er} et tunnel inférieur en 2^{ième}.

2. Le tunnel inférieur est construit en 1^{er}

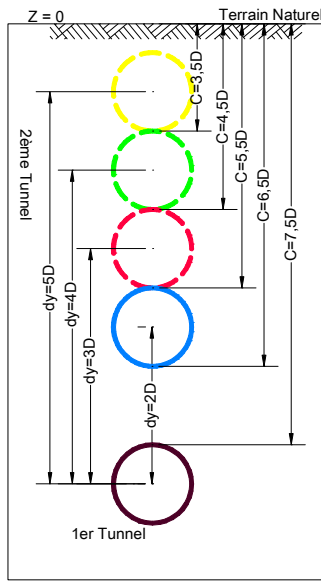


Figure V.23 : Positions spatial des deux tunnels.

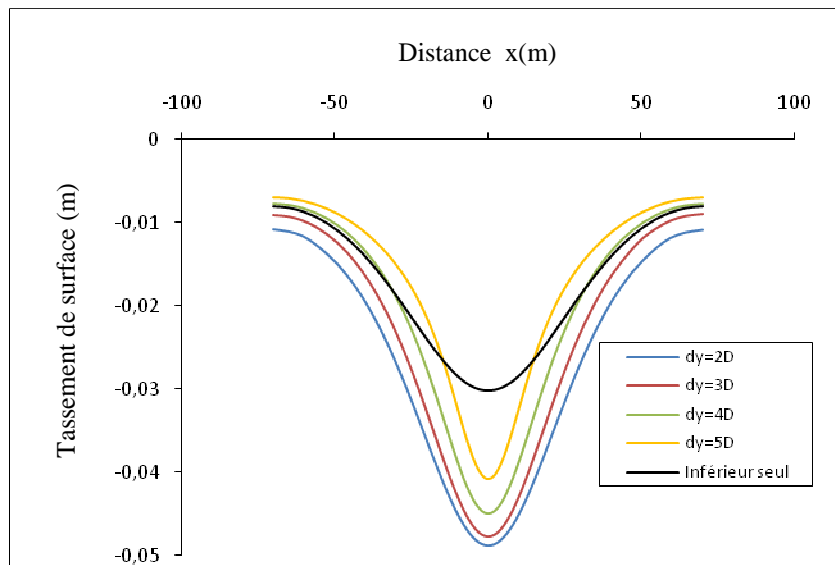


Figure V.24 : Tassement de surface .

Plus la distance d_y diminue (tunnels approchés) nous constatons une augmentation rapide des tassements en surface.

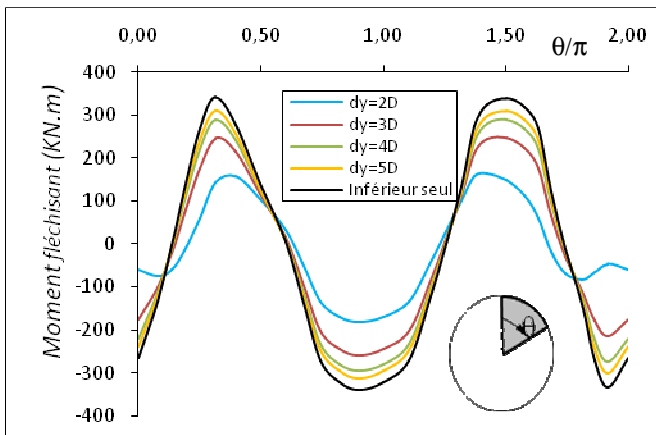


Figure V.25 : Moment fléchissant dans le revêtement du 1^{er} tunnel

(tunnel supérieur).

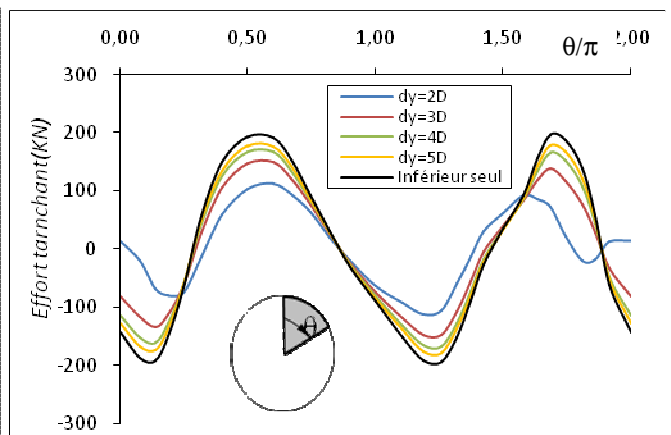


Figure V.26 : Effort tranchant dans le revêtement du 1^{er}

(tunnel supérieur).

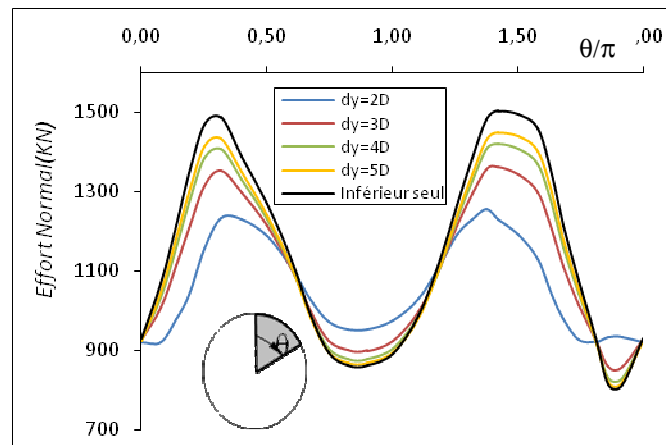


Figure V.27 : Effort normal dans le revêtement du 1^{er} tunnel (tunnel supérieur).

On remarque que plus la distance (d_y) augmente plus les efforts interne M_f^{Max} , T^{Max} et N^{Max} dans le revêtement du tunnel existant augmente, ceci peut être due à ce que plus d_y est grand et plus le creusement du 2^{ième} tunnel affaiblira le terrain, pour répondre à cette action le revêtement du tunnel inférieur générera des efforts interne (M_f^{Max} , T^{Max} et N^{Max}) supplémentaire qui augmentent avec l'augmentation de d_y .

On constate que le creusement d'un 2^{ième} tunnel au-dessus du 1^{er} tunnel pour les différentes distances d_y amène à un soulagement des efforts internes par rapport aux cas où le tunnel inférieur est construit seul dans un terrain vierge.

Conclusion :

- Pour prévoir plus de stabilité de terrain il sera nécessaire d'envisager la construction du 2^{ième} tunnel (tunnel supérieur) à une plus grande distance d_y au dessus du 1^{er} tunnel (tunnel inférieur).
- Pour un plus grand apport économique il est recommandé de choisir la plus petite distance permise pour un ordre de creusement tunnel inférieur en 1^{er} et tunnel supérieur en 2^{ième}.

b. Influence de la distance entre axe d_y sur la distribution de plasticité

Pour identifier l'influence de la distance entre axe d_y sur la distribution de plasticité dans le terrain encaissant à proximité des deux tunnels on n'a été amené à prendre une cohésion $C=3\text{Kpa}$ et un coefficient de pression de terre au repos $K_0=0.3$.

1. Le tunnel supérieur est construit en premier

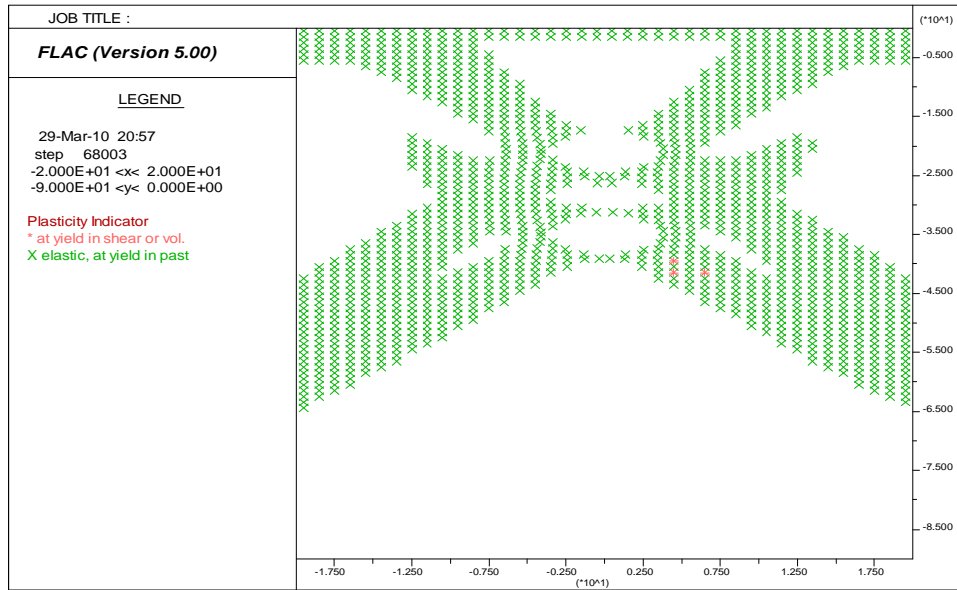


Figure V.28 : Distribution de la plasticité pour $d_y = 2D$ ($C = 3 \text{ Kpa}$, $K_0 = 0.3$).

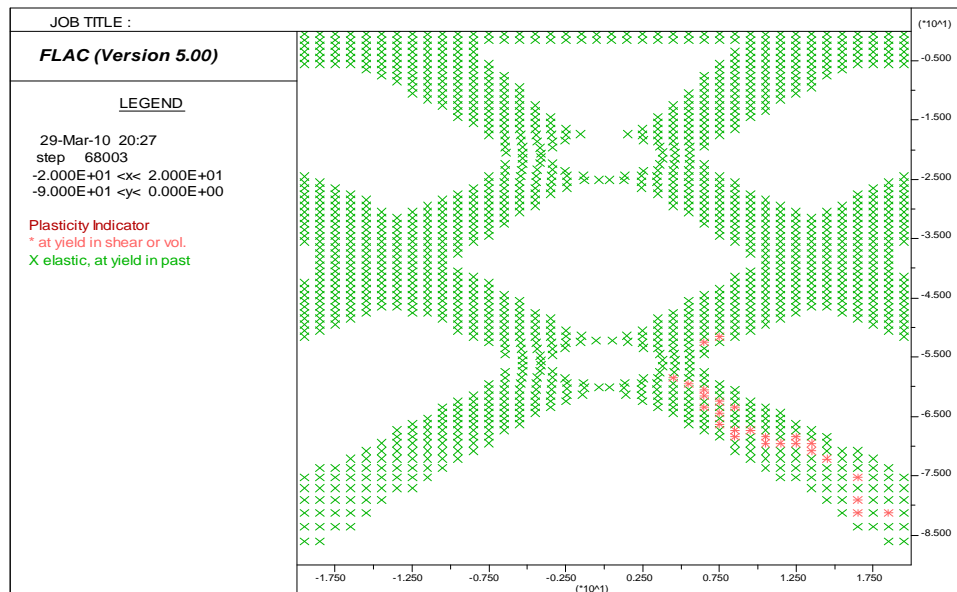


Figure V.29 : Distribution de la plasticité pour $d_y = 5D$ ($C = 3 \text{ Kpa}$, $K_0 = 0.3$).

On remarque que le taux de plasticité augmente avec l'augmentation de la distance d_y , sachant que la variation de plasticité est signalée à proximité du tunnel construit dernièrement (tunnel inférieure).

2. Le tunnel inférieur est construit en premier

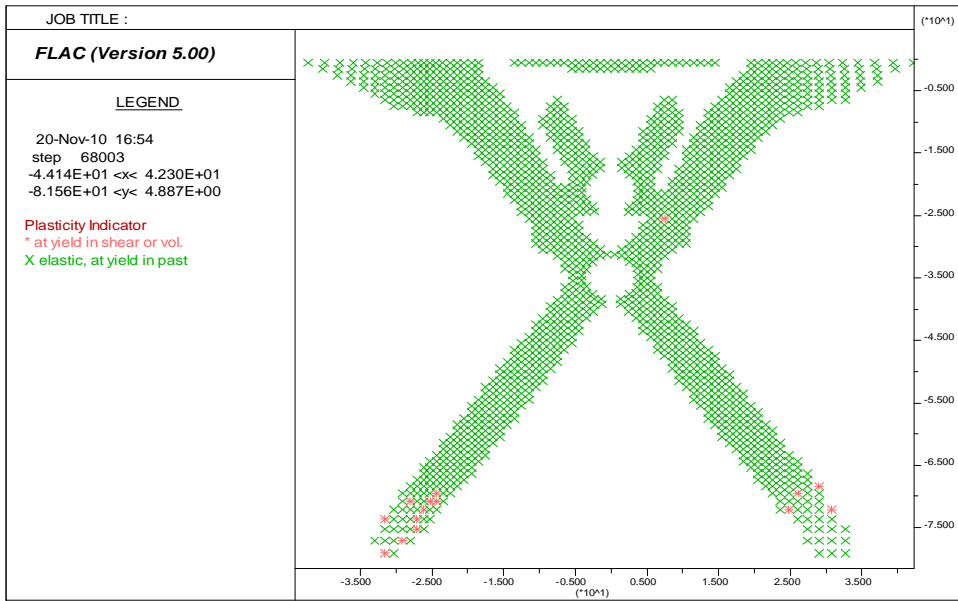


Figure V.30 : Distribution de la plasticité pour $d_y=2D(C= 3 \text{ Kpa}, K_0=0.3)$.

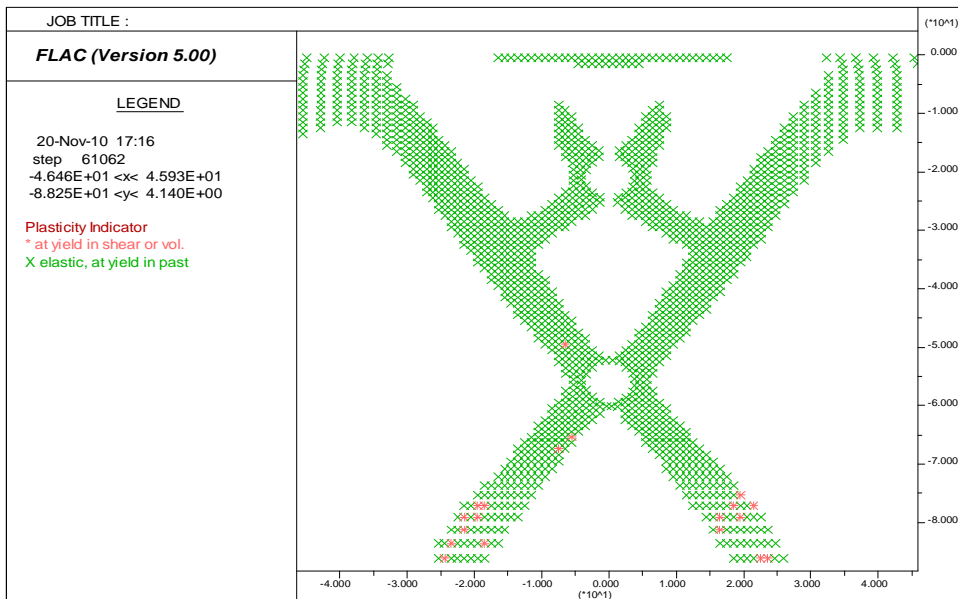


Figure V.31 : Distribution de la plasticité pour $d_y=5D(C= 3 \text{ Kpa}, K_0=0.3)$.

On remarque que plus d_y augmente il y'aura plus de plasticité, sachant que la variation de plasticité est signalé à proximité du tunnel construit en premier (tunnel inférieure).

c. Influence de l'ordre de creusement sur la distribution de plasticité

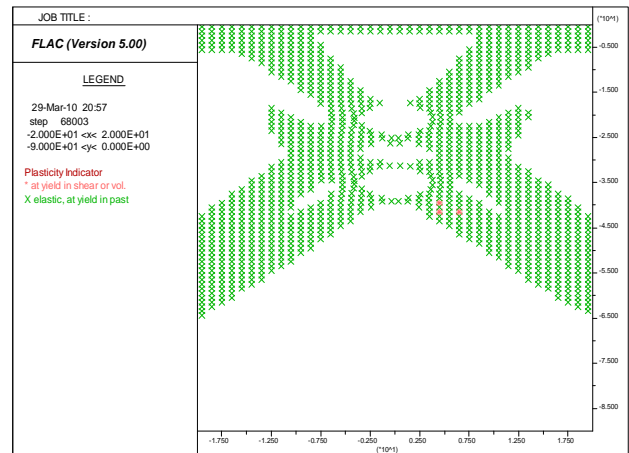
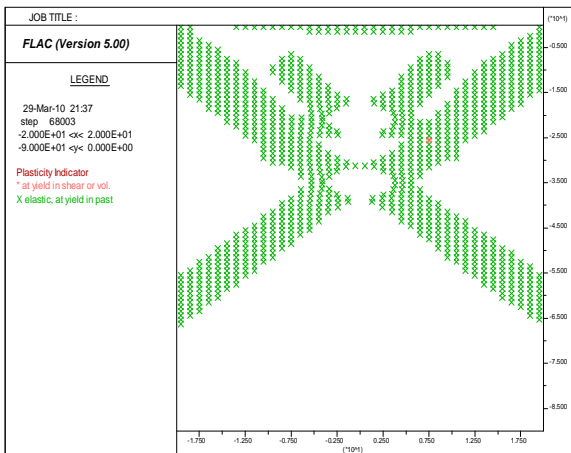


Figure V.32 : Distribution de la plasticité pour le cas où le tunnel inférieure est construit en premier ($C= 3 \text{ Kpa}$, $K_0=0.3$) .

Figure V.33 : Distribution de la plasticité pour le cas où le tunnel supérieure est construit en premier ($C= 3 \text{ Kpa}$, $K_0=0.3$).

On constate que l'ordre de construction du tunnel affecte la distribution de la plasticité autour du tunnel, il y'a moins de plasticité a proximité du tunnel construit premièrement.

Il y'a plus grand taux de plasticité pour le cas où le tunnel supérieur est construit en premier.

d. Influence de la distance entre axe d_y sur la convergence de la paroi du 1^{er} tunnel

1. Le tunnel supérieur est construit en 1^{er}

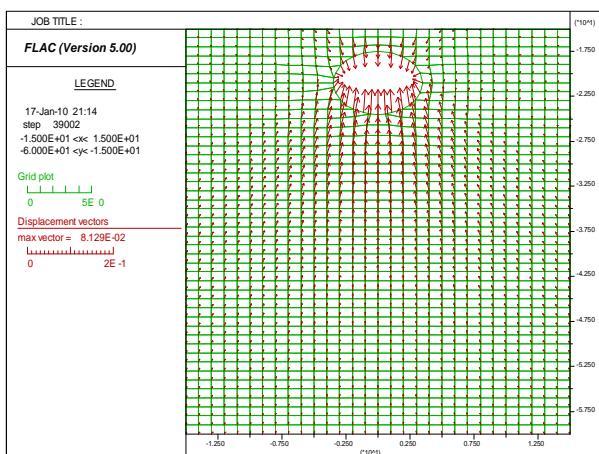


Figure V.34 : Distribution des vecteurs de déplacements pour un tunnel seul .

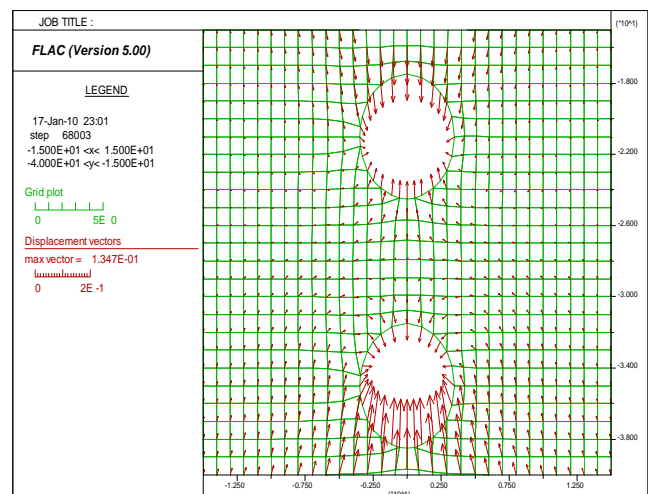


Figure V.35 : Distribution des vecteurs déplacements pour $d_y=2D$.

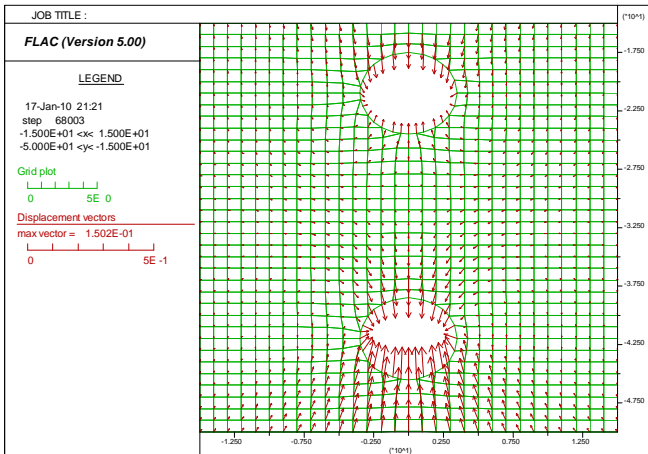


Figure V.36 : Distribution des vecteurs déplacements pour $d_y=3D$.

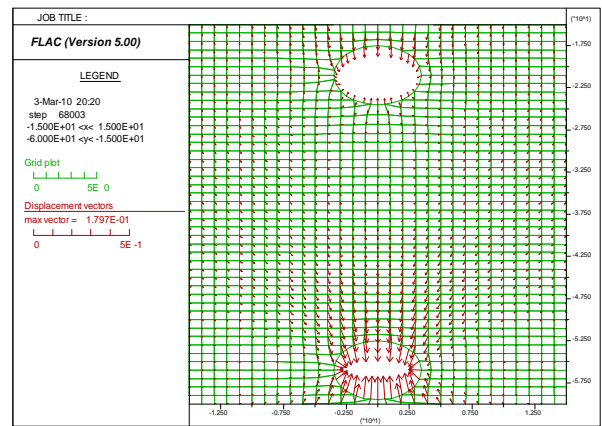


Figure V.37: Distribution des vecteurs déplacements pour $d_y=5D$.

En comparant la distribution des vecteurs déplacements pour le cas du tunnel seul avec les différents cas de la configuration de deux tunnels parallèles verticaux(2TPV), on remarque que plus d_y augmente plus la convergence vertical des parois du 2^{ème} tunnel augmente créant ainsi une ovalisation a grand axe horizontal tandis que la convergence vertical des parois du tunnel existant diminue, ceci reflète la présence d'un mécanisme de transfert de charge du tunnel existant(tunnel supérieure) vers le nouveau tunnel(tunnel inférieure) ,d'autre part on remarque que la convergence horizontal des parois du tunnel existant est indépendante de d_y et du mécanisme de transfert , donc la déformation du sol dans le tunnel existant(tunnel supérieure) est dominé par la composante vertical du vecteur de déplacement.

2. Le tunnel inférieur est construit en 1^{er}

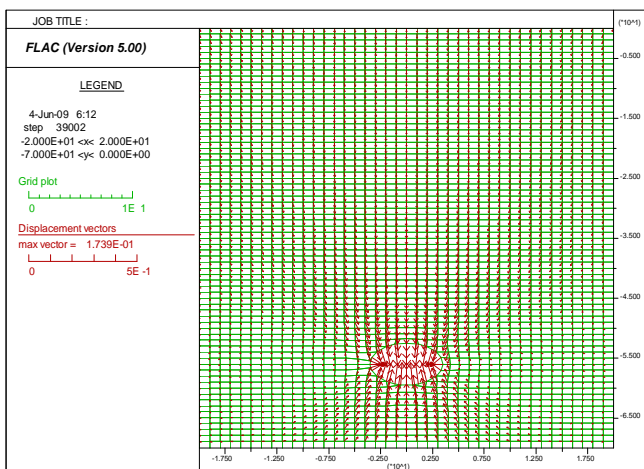


Figure V.38 : Distribution des vecteurs de déplacements pour un tunnel seul.

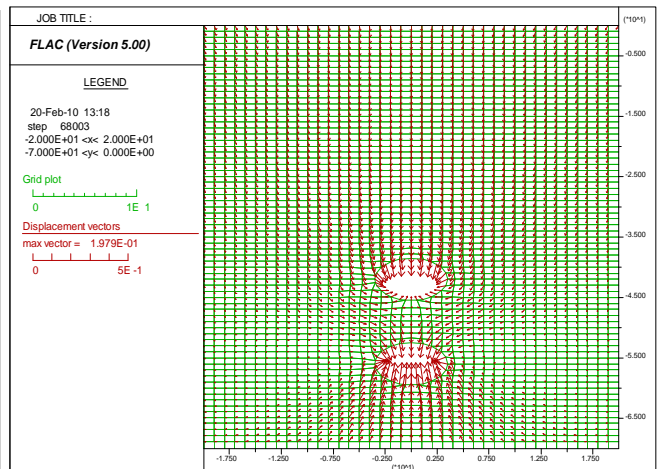


Figure V.39 : Distribution des vecteurs déplacements pour $d_y=2D$.

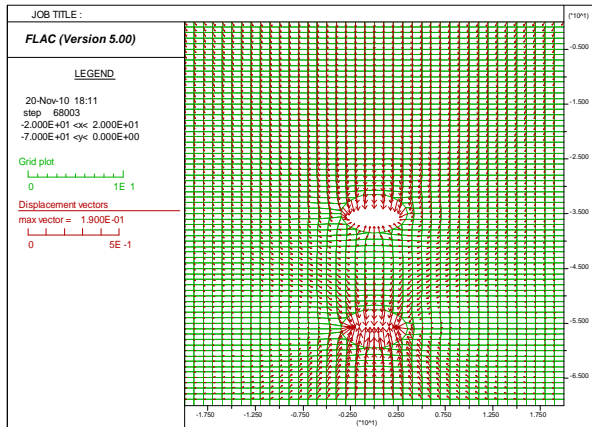


Figure V.40 : Distribution des vecteurs déplacements pour $d_y=3D$.

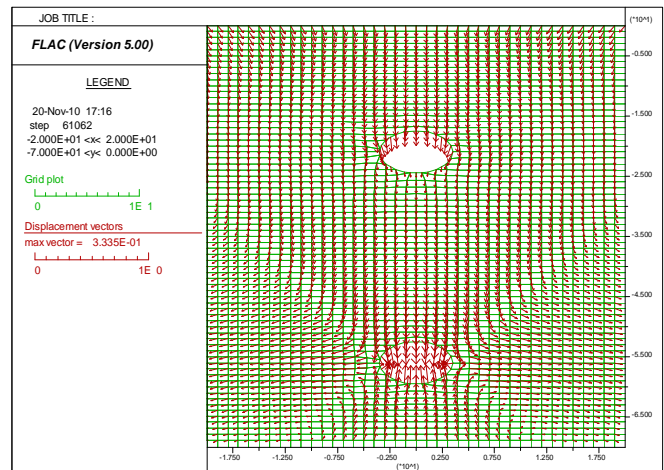


Figure V.41 : Distribution des vecteurs déplacements pour $d_y=5D$.

D'après les figures ci-dessus on constate que la convergence des parois des deux tunnels pour cet ordre de creusement (inférieur-supérieur) est indépendante de la distance d_y .

e. Influence de l'ordre de creusement sur le 1^{er} tunnel

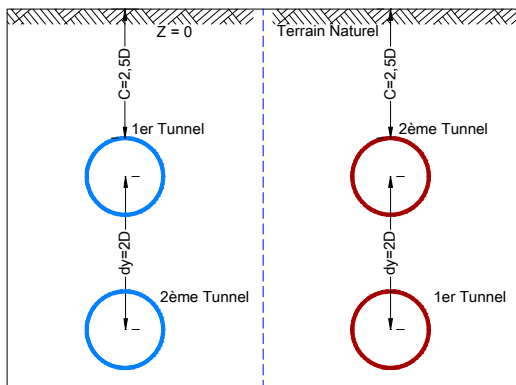


Figure V.42 : Positions spatiales des deux tunnels.

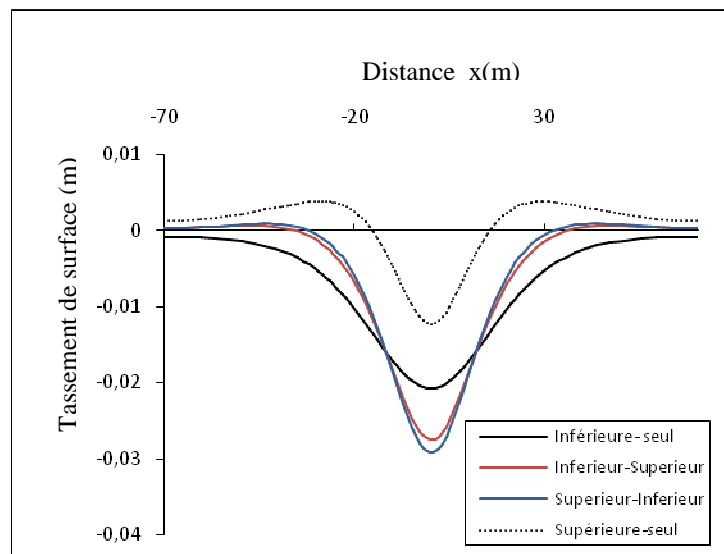


Figure V.43 : Tassement de surface.

On remarque qu'après la construction d'un deuxième tunnel que se soit pour le cas où le tunnel inférieur est construit en premier, ou bien le cas où le tunnel supérieur est construit en premier, la courbe de tassement indique un creux très sévère en la comparant avec le cas où l'on construit un tunnel seul, bien que δ_{max} pour l'ordre (supérieur en 1^{er}, inférieur en 2^{ème}) est supérieur à δ_{max} pour l'ordre (inférieur en 1^{er}, supérieur en 2^{ème}).

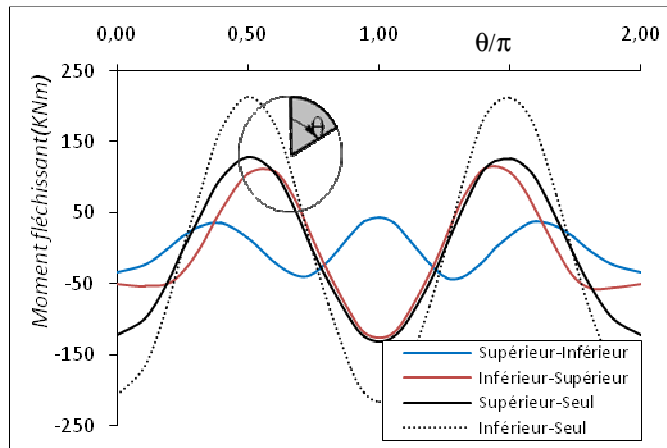


Figure V.44 : Moment fléchissant dans le revêtement du 1^{er} tunnel.

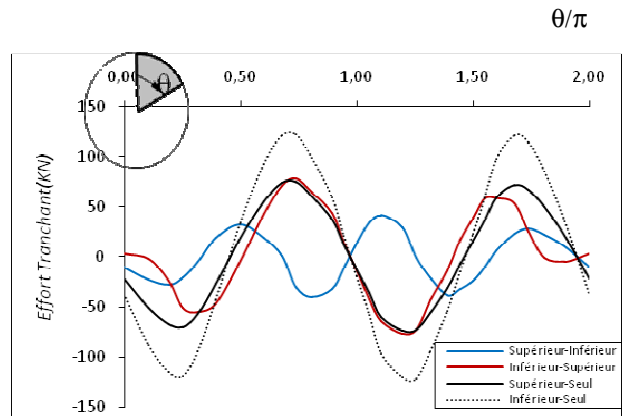


Figure V.45: Effort tranchant dans le revêtement du 1^{er} tunnel.

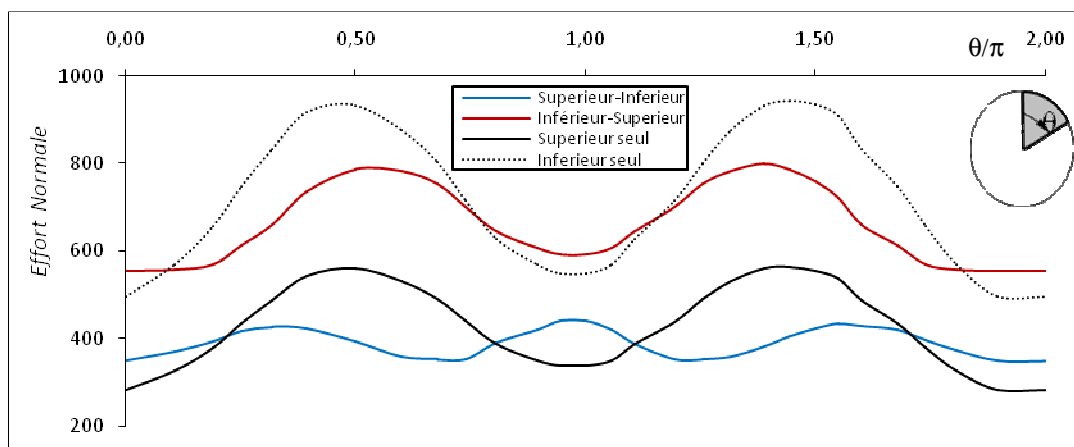


Figure V.46 : Effort normal dans le revêtement du 1^{er} tunnel.

- Il a été constaté que la construction par l'ordre (sup en 1^{er}-inf en 2^{ème}) conduit à un tassement supérieur de 5.49% à l'ordre (inf en 1^{er}-sup en 2^{ème}) ;
- Pour l'ordre de construction (sup en 1^{er}-inf en 2^{ème}) le moment est supérieur de 61.9% à l'ordre (inf en 1^{er}-sup en 2^{ème}) ;
- Pour l'ordre de construction (sup en 1^{er}-inf en 2^{ème}) l'effort tranchant est inférieur de 46,98% à l'ordre (inf en 1^{er}-sup en 2^{ème}) ;
- Pour l'ordre de construction (sup en 1^{er}-inf en 2^{ème}) l'effort tranchant est inférieur de 44,93% à l'ordre (inf en 1^{er}-sup en 2^{ème}).

Conclusion

- Pour deux tunnel parallèles verticalement ; en termes de tassement il est préférables de commencé par la construction du tunnel inférieur en premier ce résultat est en accord avec ceux de F.hage chehade et I.shahrour(2007) bien que cet ordre de creusement exigera un

renforcement des conditions structurale dans le revêtement du 1^{er} tunnel (tunnel inférieur) par rapport a l'ordre (sup en 1^{er}-inf en 2^{ème}) ;

- La fonction de Gauss peut être utilisée pour décrire la cuvette de tassement ;
- Si la construction du tunnel supérieur en premier est imposée par des conditions quelconques le choix de la distance $d_y=2D$ pour la construction du 2^{ème} est une démarche économique essentielle ;
- L'ordre de construction affecte la distribution de plasticité ; il y'aura moins de plasticité autour du tunnel construit en premier.

V.2.1.3 Deux tunnels parallèles inclinés:

Les deux tunnels seront creusés en une configuration spatiale inclinée (2TPI).L'analyse a été établie pour 4 valeurs de la distance d_{xy} incliné passant par les centres des deux tunnels par rapport a l'axe horizontal.

a. Influence de la distance entre axe d_{xy}

1. Le tunnel supérieur est construit en 1^{er}

La position du 1^{er} tunnel (tunnel supérieur) et les différentes localisations du 2^{ème} tunnel (tunnel inférieur) par rapport au 1^{er} et par rapport à la surface du terrain naturel sont représenté dans le schéma ci-dessous :

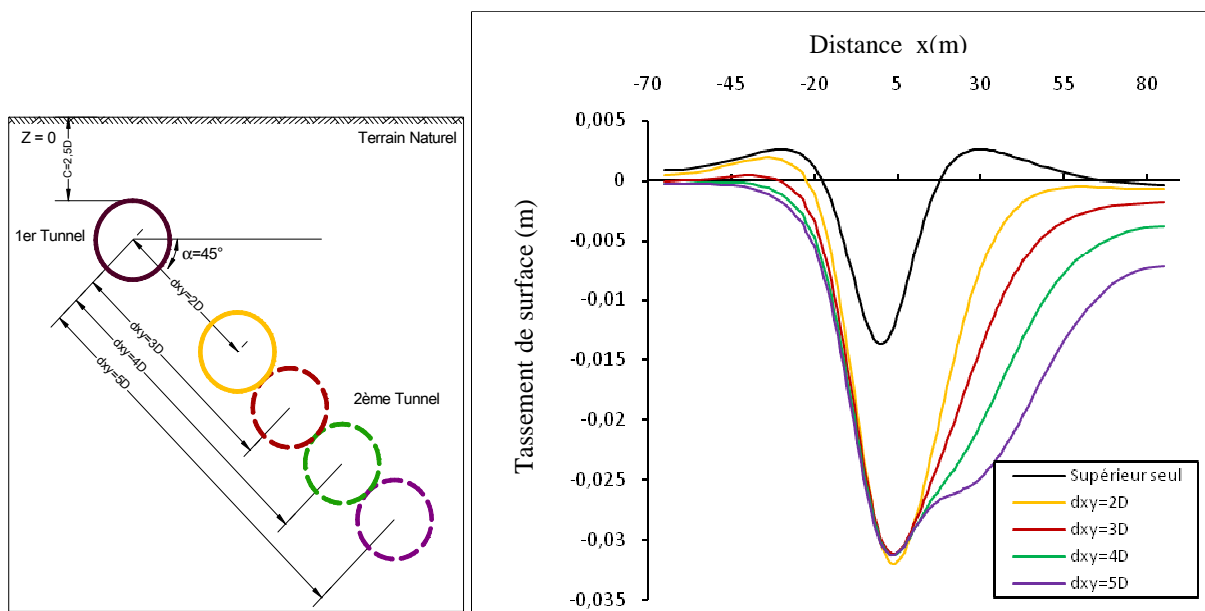


Figure V.47 : Positions spatial des deux tunnels.

Figure V.48 : Tassement de surface.

On remarque que plus $d_{xy}(\alpha=45^\circ)$ augmente et plus la cuvette de tassement présente une asymétrie par rapport a l'axe centrale ($x=0$), la variation de la forme générale de la cuvette de tassement est plus signalé du coté du 2^{ème} tunnel (tunnel inférieur).

Quelque soit la distance d_{xy} il faut s'attendre à avoir en surface une augmentation de σ_{max} de 250% par rapport au cas où le tunnel supérieur est construit seul dans un terrain vierge d'où le choix de d_{xy} est indifférent.

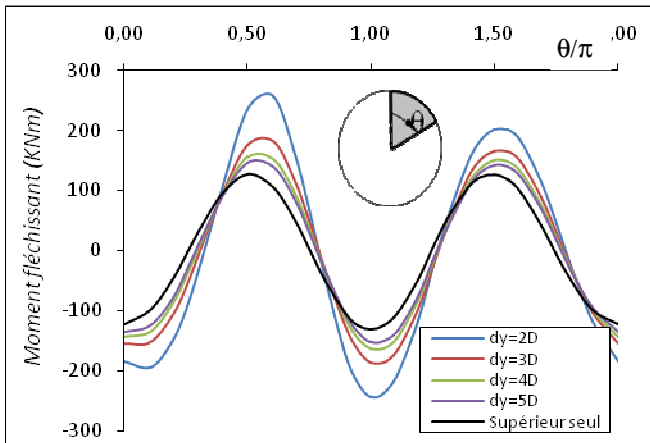


Figure V.49 : Moment fléchissant dans le revêtement du 1^{er} tunnel (tunnel supérieure).

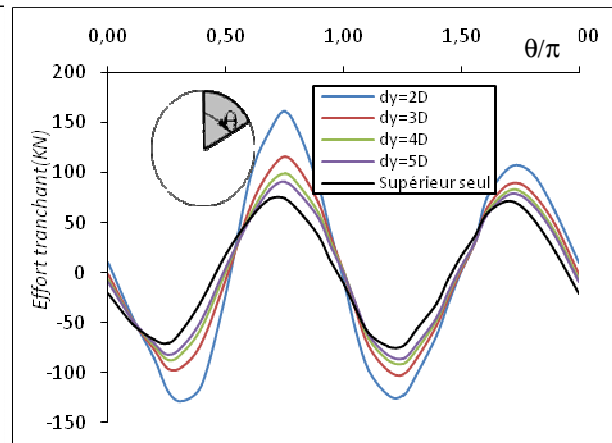


Figure V.50 : Effort tranchant dans le revêtement du 1^{er} tunnel (tunnel supérieure).

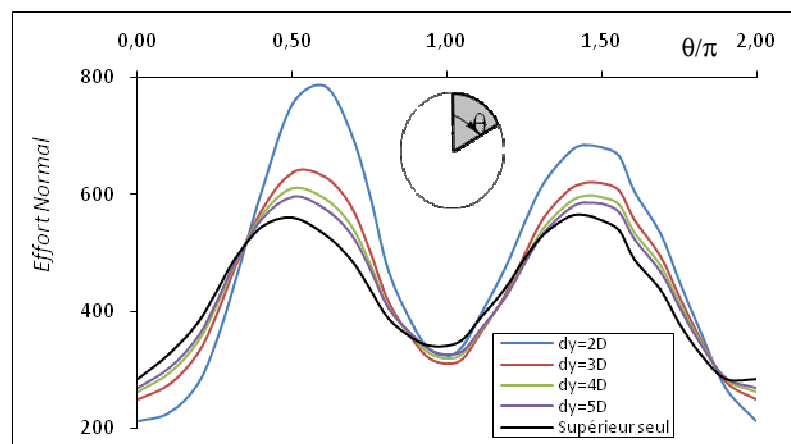


Figure V.51: Effort normal dans le revêtement du tunnel existant (tunnel supérieure).

On remarque que plus la distance entre axes ($d_{xy(\alpha=45^\circ)}$) diminue plus les efforts internes dans le revêtement du 1^{er} tunnel (tunnel supérieure) augmentent et atteignent leur maximum pour la plus petite distance entre axes $d_{xy(\alpha=45^\circ)}=2D$, d'autre part on remarque qu'il y'a une asymétrie dans la distribution des efforts internes qui augmente avec la diminution de $d_{xy(\alpha=45^\circ)}$, les amplitudes supérieures sont localisées dans la demie partie du revêtement du côté directe au 2^{ième} tunnel (tunnel inférieur).

2. Le tunnel inférieur est construit en 1^{er}

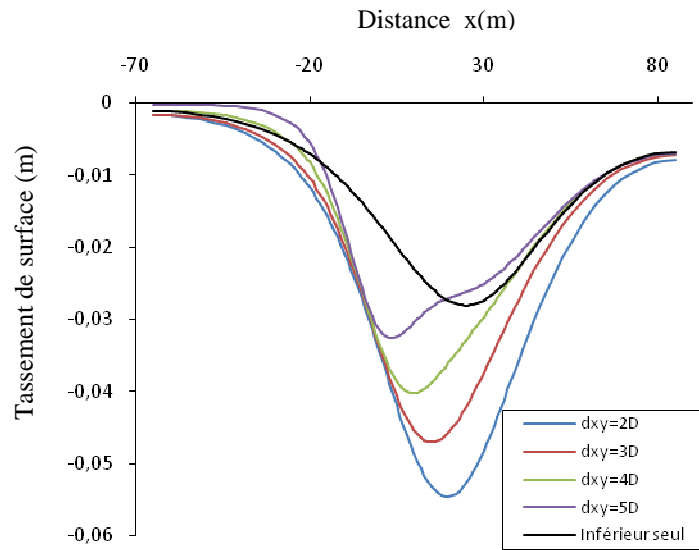
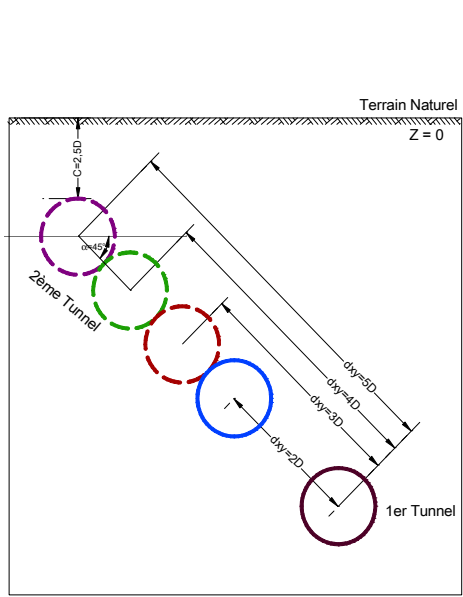


Figure V.52 : Position spatiale des deux tunnels.

Figure V.53 : Tassement de surface.

Le tassement après le creusement d'un 2^{ième} tunnel supérieur amène une amplitude maximale qui diminue avec l'augmentation de la distance d_{xy} . Plus d_{xy} augmente et plus le tassement max tend à se stabiliser sur la valeur due au creusement du 1^{er} tunnel (tunnel inférieur) seul dans un terrain vierge d'où le choix de la distance d_{xy} doit être aussi grande que possible.

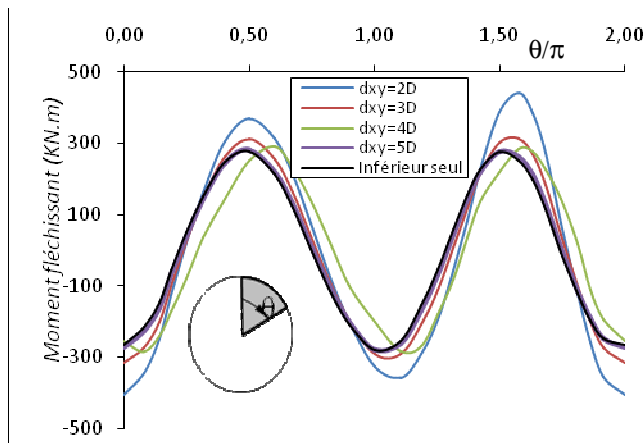


Figure V.54 : Moment fléchissant dans le revêtement du 1^{er} tunnel (tunnel inférieur).

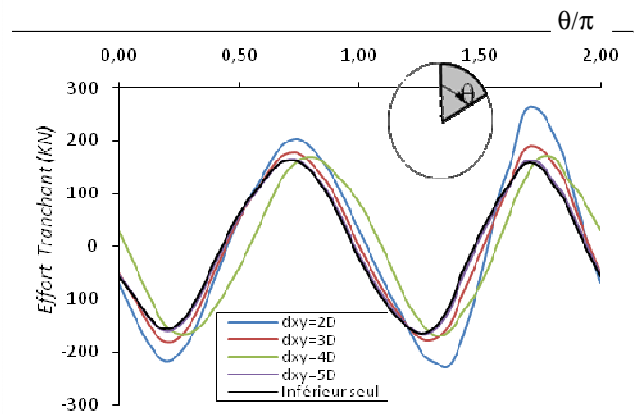


Figure V.55 : Effort tranchant dans le revêtement du 1^{er} tunnel (tunnel inférieur).

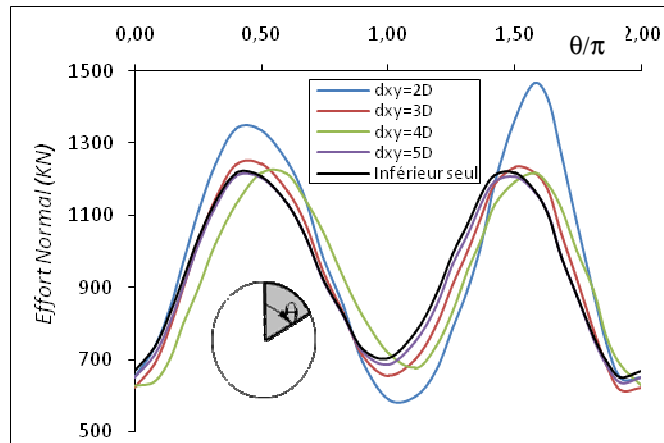


Figure V.56 : Effort normal dans le revêtement du 1^{er} tunnel (tunnel inférieur).

Le même constat est fait concernant les efforts internes (M,N et T),les efforts ont tendance à diminuer proportionnellement à l'éloignement du 2^{ième} tunnel (supérieur) par rapport au 1^{er} tunnel(inférieur).

D'autre part on constate une asymétrie dans la distribution des efforts, leurs amplitudes dans la partie du revêtement du tunnel inférieur du côté directe avec le nouveau tunnel (tunnel supérieur)présente des amplitudes supérieur a l'autre partie sachant que cette asymétrie est plus grande pour $d_{xy}=2D$, ceci est expliqué par la suggestion que la partie du 1^{er} tunnel du côté directe du 2^{ième} tunnel est plus sollicité que l'autre partie ,et cette sollicitation augmente avec l'augmentation de l'interaction entre les deux tunnel cette dernière est proportionnel a la diminution de la distance d_{xy} .

b. Influence de la distance entre axe d_{xy} sur la distribution de plasticité

1- Le tunnel supérieur est construit en premier

Pour identifier l'influence de la distance entre axe d_{xy} sur la distribution de plasticité dans le terrain encaissant a proximité des deux tunnels on n'a été amené à prendre une cohésion $C= 3\text{Kpa}$ et un coefficient de pression de terre au repos $K_0=0.3$.

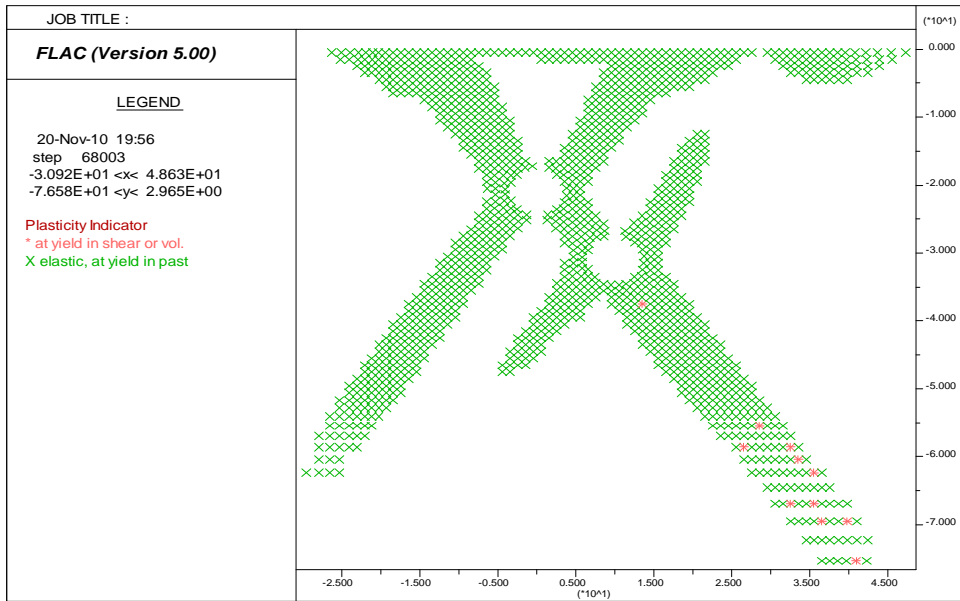


Figure V.57 : Distribution de la plasticité pour $d_{xy}=2D$ ($C= 3$ Kpa, $K_0=0.3$).

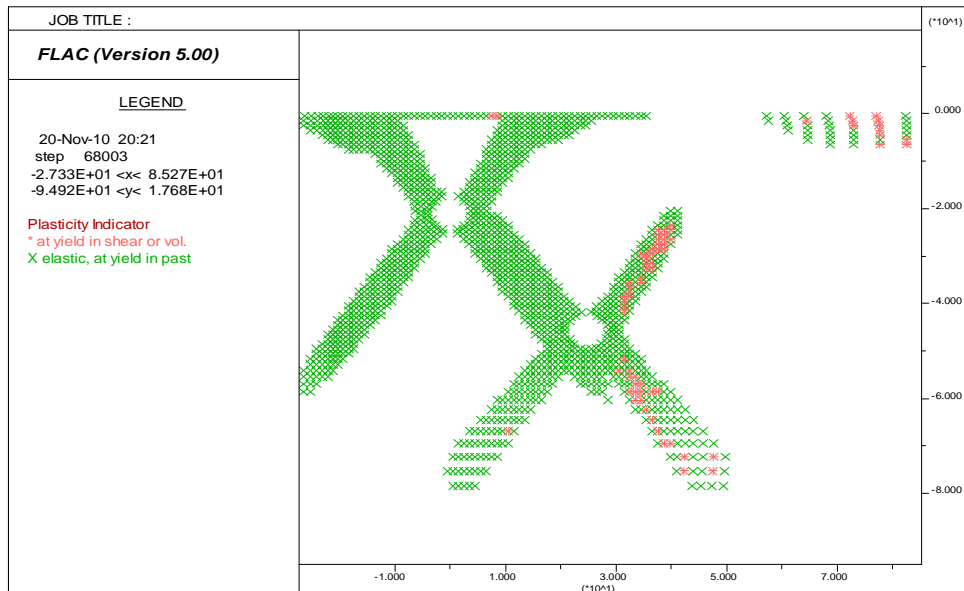


Figure V.58 : Distribution de la plasticité pour $d_{xy}=5D$ ($C= 3$ Kpa, $K_0=0.3$).

On remarque que plus d_{xy} augmente il y'aura plus de plasticité, sachant que le plus grand taux de plasticité est signalé autour du tunnel construit en dernier (tunnel inférieure).

2- Le tunnel inférieur est construit en premier

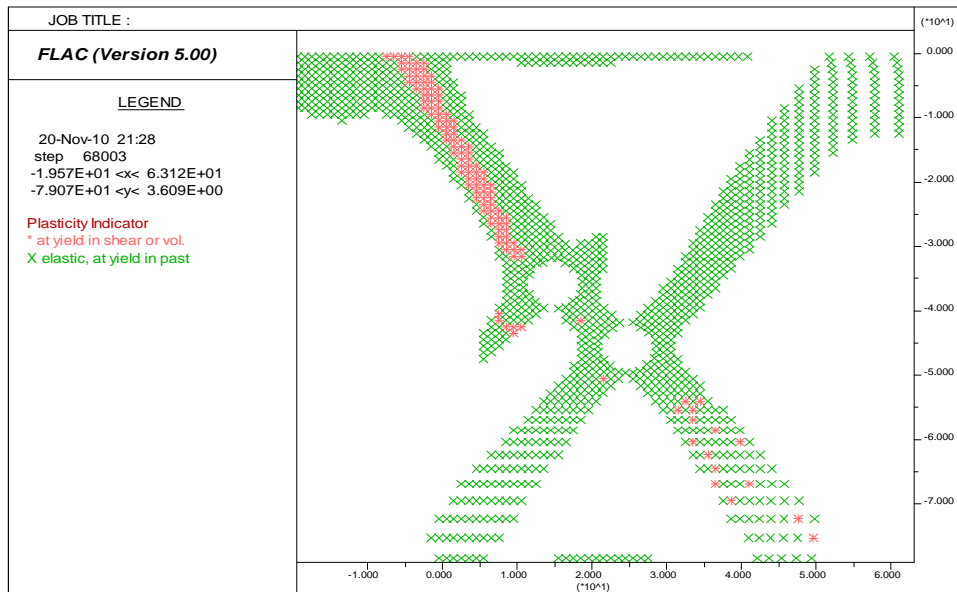


Figure V.59 : Distribution de la plasticité pour $d_{xy}=2D$ ($C= 3$ Kpa, $K_0=0.3$).

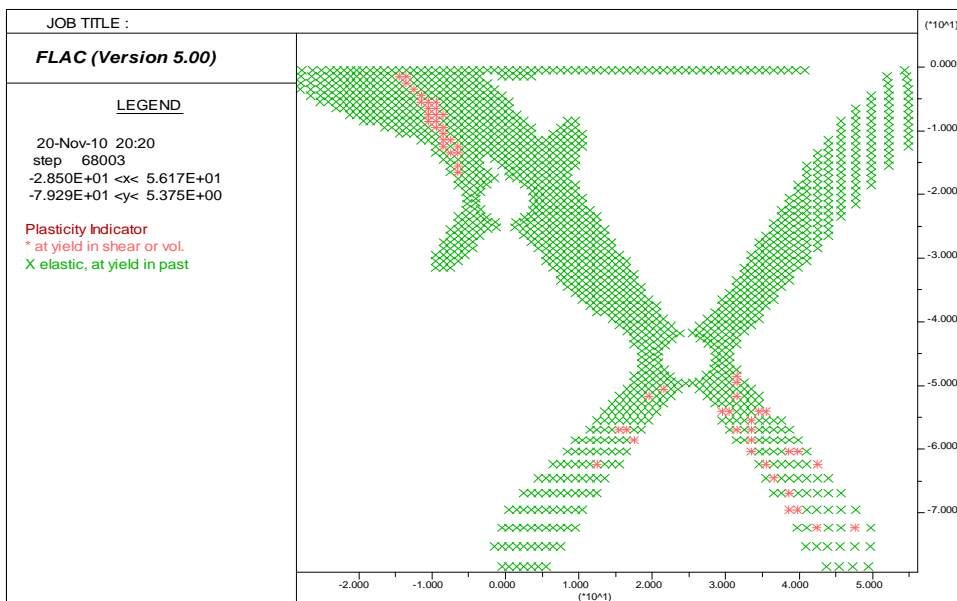


Figure V.60 : Distribution de la plasticité pour $d_{xy}=5D$ ($C= 3$ Kpa, $K_0=0.3$).

Il y'a une augmentation du taux de plasticité avec la diminution de d_{xy} , sachant que le plus grand taux de plasticité est signalé a proximité du tunnel construit en dernier (tunnel supérieur).

c. Influence de l'ordre de creusement sur la distribution de plasticité

Pour identifier l'influence de l'ordre de creusement sur la distribution de plasticité dans le terrain encaissant a proximité des deux tunnels on n'a été amené à prendre une cohésion $C=3$ Kpa et un coefficient de pression de terre au repos $K_0=0.3$ et d'un autre coté on a analysé le cas pour une cohésion $C= 3$ Kpa et un angle de frottement $\phi=15^\circ$.

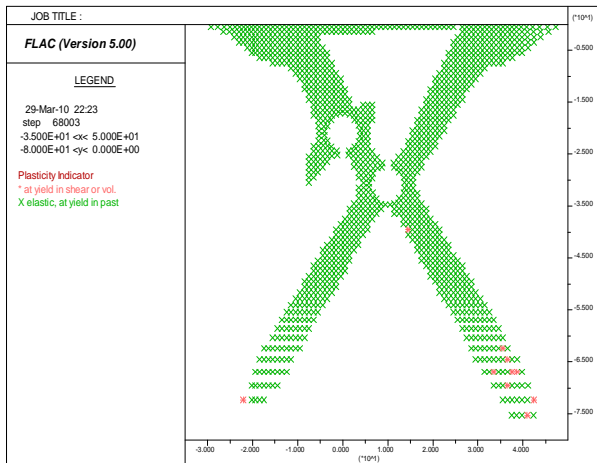


Figure V.61: Distribution de la plasticité pour la le cas ou le tunnel supérieur est construit en premier($C= 3\text{Kpa}$, $K_0=0.3$).

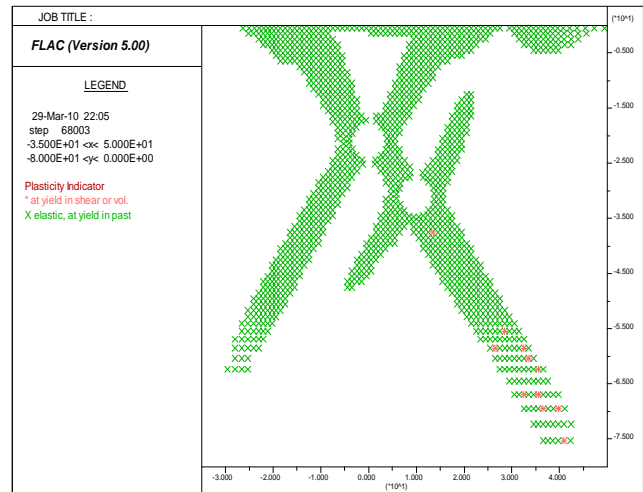


Figure V.62 : Distribution de la plasticité pour la le cas ou le tunnel inférieur est construit en premier($C= 3\text{Kpa}$, $K_0=0.3$).

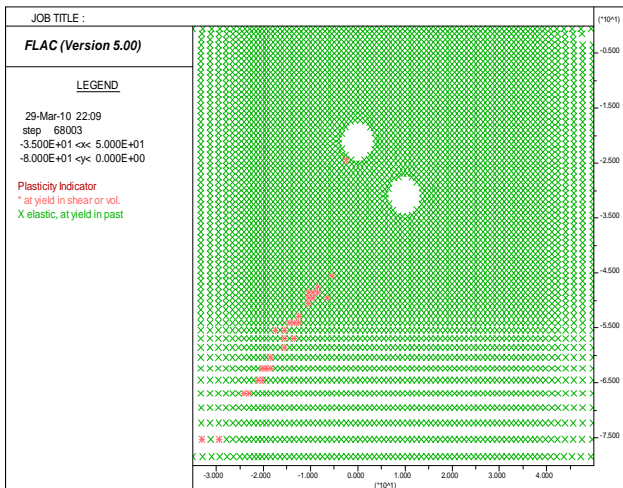


Figure V.63 : Distribution de la plasticité pour la le cas ou le tunnel supérieur est construit en premier $C= 3\text{ Kpa}$, $\phi=15^\circ$.

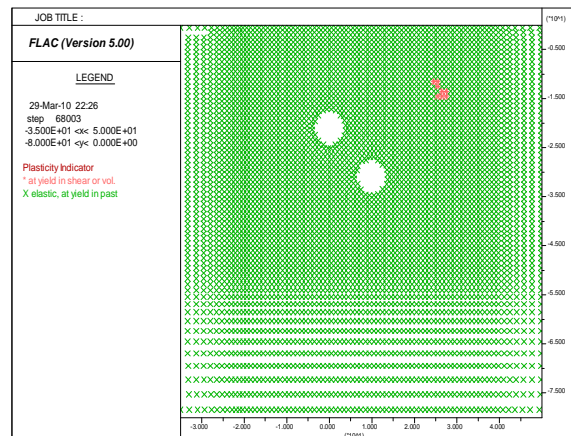


Figure V.64 : Distribution de la plasticité pour la le cas ou le tunnel inférieur est construit en premier($C= 3\text{ Kpa}$, $\phi=15^\circ$).

D'après les figures ci-dessus pour le cas ou le tunnel supérieure est construit en premier en remarque qu'il ya moins de plasticité dans le terrain encaissant à proximité des deux tunnels par rapport au cas ou le tunnel inférieure est construit en premier.

d. Influence de la distance d_{xy} sur la convergence de la paroi du tunnel

1- Le tunnel supérieur est construit en 1^{er}

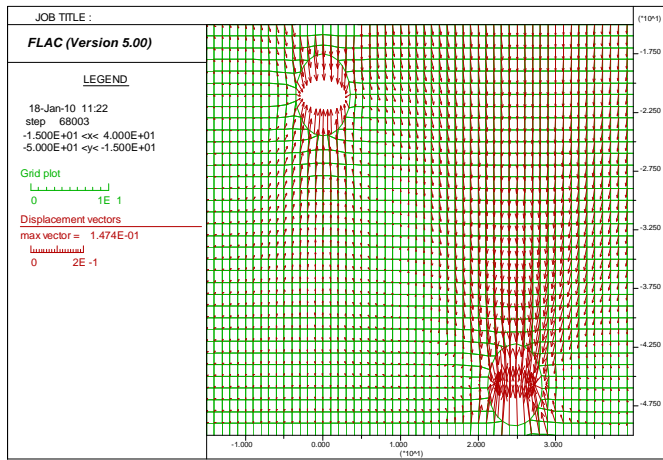


Figure V.65 : Convergence de la paroi du tunnel supérieur pour $d_{xy}(\alpha=45^\circ)=5D$.

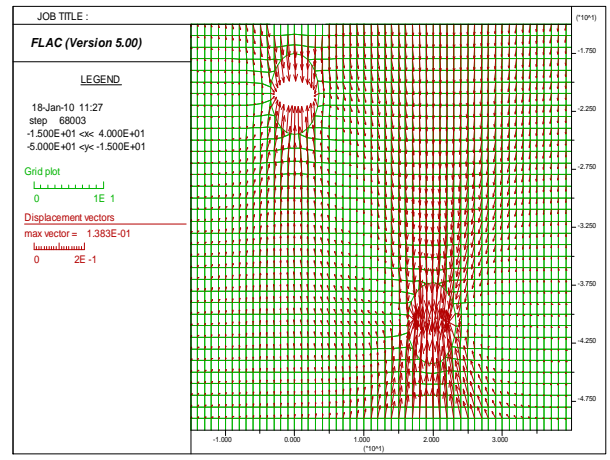


Figure V.66 : Convergence de la paroi du tunnel supérieur pour $d_{xy}(\alpha=45^\circ)=4D$.

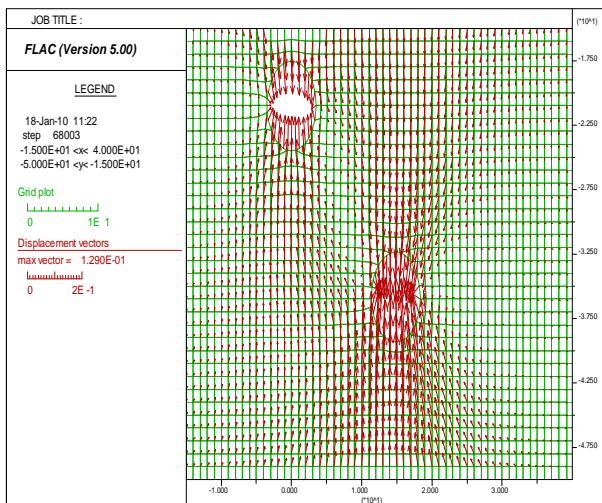


Figure V.67 : Convergence de la paroi du tunnel supérieur pour $d_{xy}(\alpha=45^\circ)=3D$.

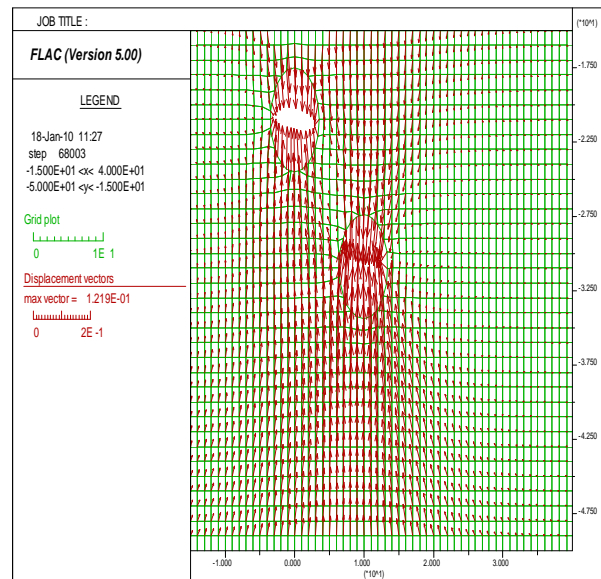


Figure V.68 : Convergence de la paroi du tunnel supérieur pour $d_{xy}(\alpha=45^\circ)=2D$.

D'après les figures ci-dessus représentant la distribution des vecteurs déplacements au voisinage des deux tunnels, on remarque que plus $d_{xy}(\alpha=45^\circ)$ diminue et plus la convergence verticale de la paroi du tunnel supérieur (1^{er} tunnel) est plus importante avec une orientation inclinée en direction du nouveau tunnel, sachant que la convergence horizontale de la paroi du 1^{er} tunnel (tunnel supérieure) est indépendante de $d_{xy}(\alpha=45^\circ)$.

2- Le tunnel inférieur est construit en 1^{er}

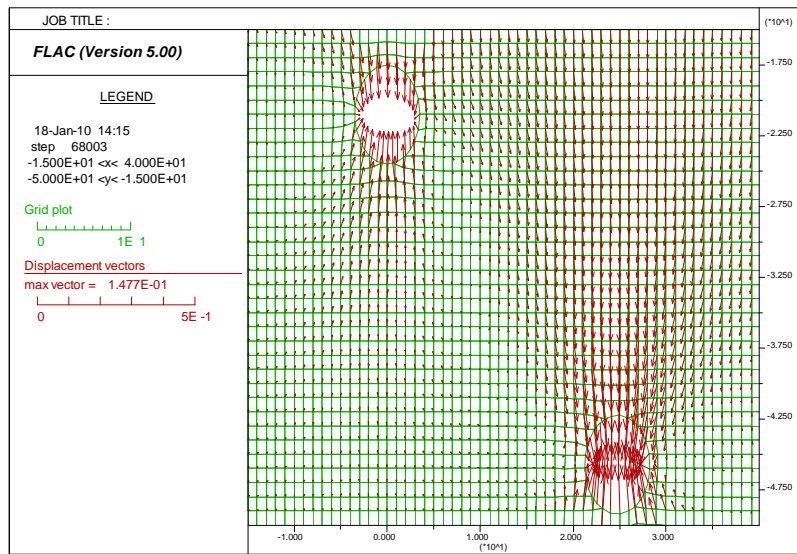


Figure V.69 : Distribution des vecteurs déplacements pour $d_{xy(\alpha=45^\circ)}=5D$.

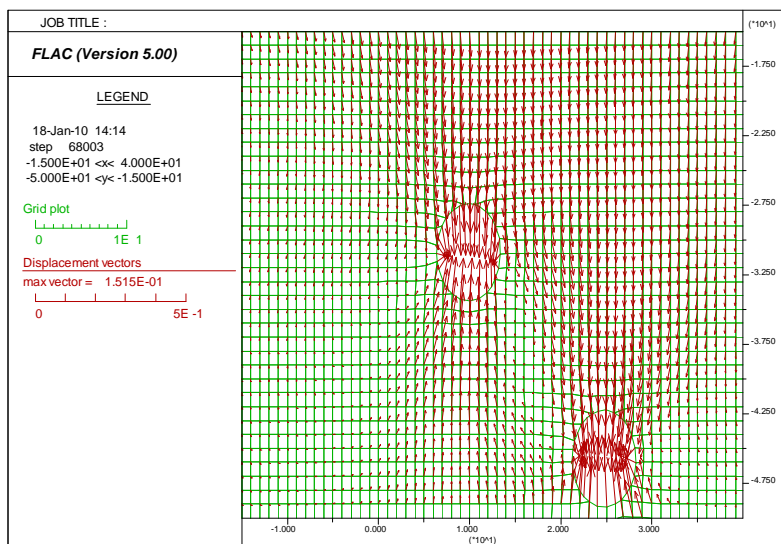


Figure V.70 : Distribution des vecteurs déplacements pour $d_{xy(\alpha=45^\circ)}=3D$.

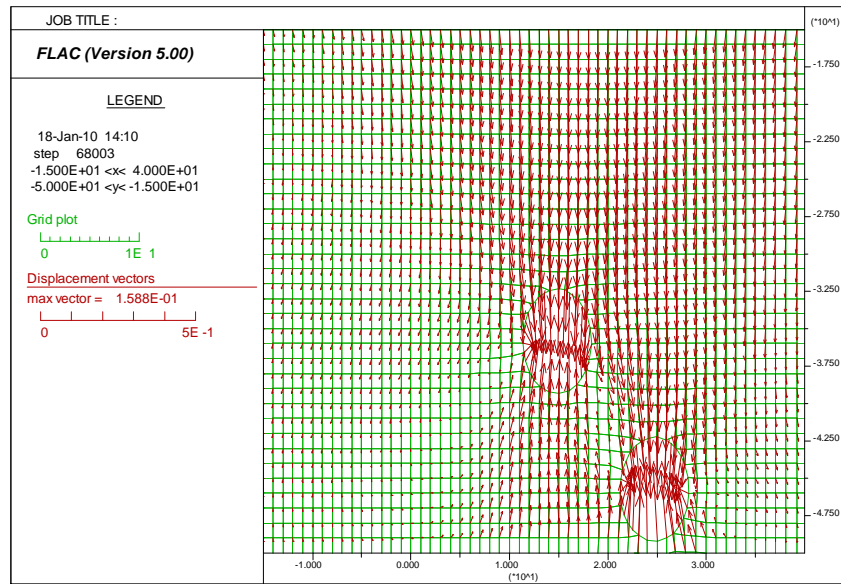


Figure V.71 : Distribution des vecteurs déplacements pour $d_{xy(\alpha=45^\circ)}=2D$.

D’après les figures ci-dessus représentant la distribution des vecteurs déplacements on remarque que plus $d_{xy(\alpha=45^\circ)}$ diminue , la convergence vertical des parois du tunnel inférieure est plus importante, et prendra une forme incliné qui s’orientera de plus en plus vers le tunnel supérieur avec la diminution de la distance d_{xy} .

e. Influence de l’ordre de creusement de deux tunnels parallèles inclinés (2TPI) ($\alpha=45^\circ$) sur le tassement de surface et les efforts internes dans le revêtement du tunnel existant.

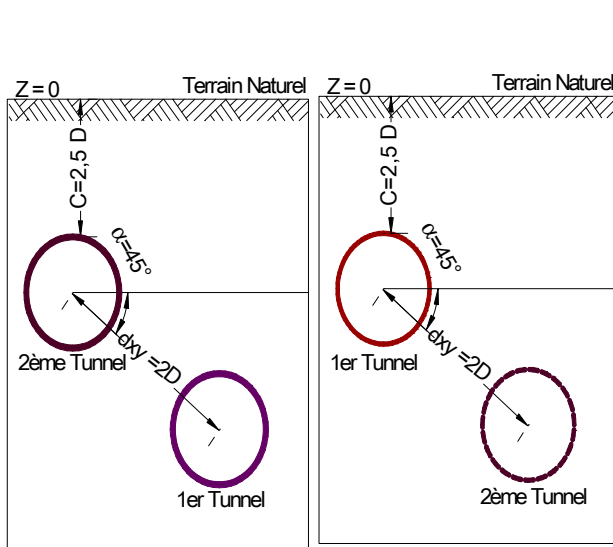


Figure V.72 : Position spatiale des deux tunnels.

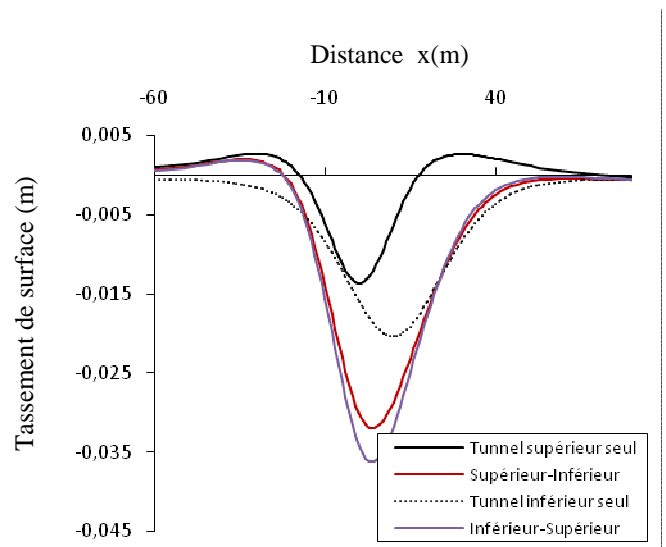


Figure V.73 : Tassement de surface,

Le tassement max " $\delta_{\max(\alpha=45^\circ)}$ " pour un ordre de creusement (supérieur en 1^{er}-inférieur en 2^{ème}) est inférieur a celui obtenue pour l’ordre (inférieur en 1^{er} - supérieur en 2^{ème}) et l’excentricité Δ_x de $\delta_{\max(\alpha=45^\circ)}$ par rapport a l’axe central ($x=0$) est la même quelque soit l’ordre de creusement.

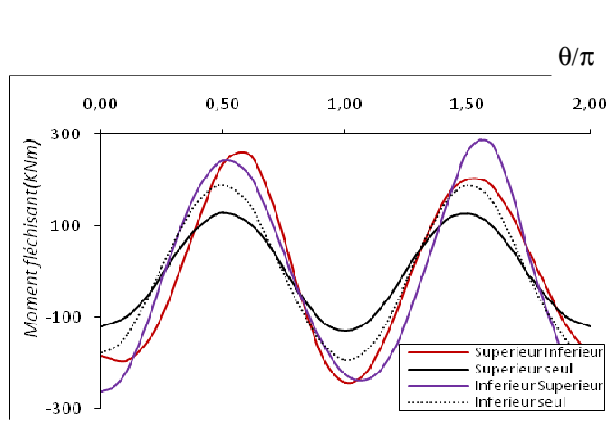


Figure V.74 : Moment fléchissant dans le revêtement du 1^{er} tunnel.

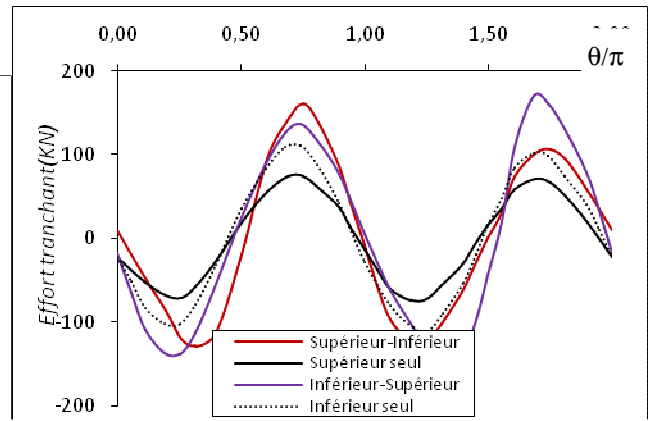


Figure V.75: Effort tranchant dans le revêtement du 1^{er} tunnel.

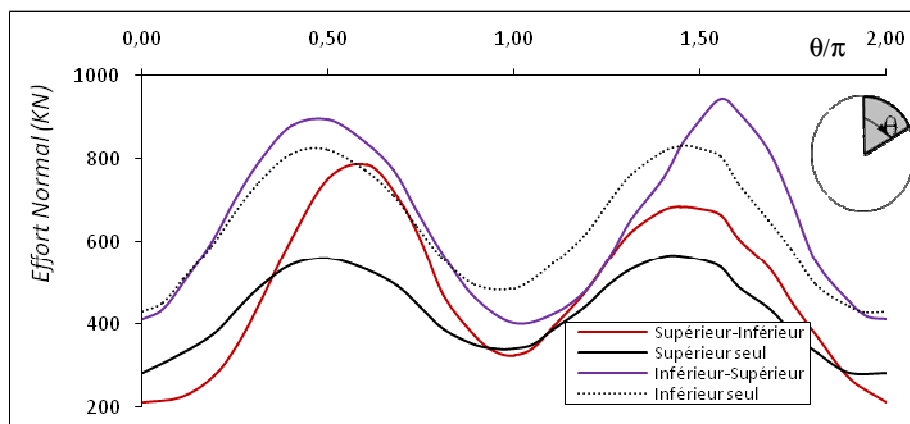


Figure V.76 : Effort normal dans le revêtement du 1^{er} Tunnel.

Le creusement du tunnel supérieur en premier génère des efforts internes d'amplitudes minimum pour la totalité du contour du revêtement du tunnel supérieur en le comparant avec le cas où le tunnel inférieur est construit en premier sachant qu'une claire asymétrie de distribution de M_f^{Max} , T^{Max} , et N^{Max} est identifiée, la demie partie du revêtement du 1^{er} tunnel du côté directe du 2^{ème} tunnel présente des amplitudes supérieure a l'autre demie partie.

Il est primordial de mentionné que la construction d'un 2^{ème} tunnel pour les deux ordres de creusement génère des efforts internes dans le revêtement du 1^{er} tunnel ayant des amplitudes supérieure a celles calculé pour le cas où l'on construit un tunnel seul dans un terrain vierge.

Il a été constaté que les efforts internes (M_f^{Max} , T^{Max} et N^{Max}) sont modérément affectés par l'ordre de construction des deux tunnels.

Ces résultats sont en accords avec ceux de F.hage chehada et I.shahrour 2007, la position relatives des tunnels et les procédures de constructions affectent les forces internes dans le revêtement.

Conclusion

Pour deux tunnels parallèles inclinés il est préférable de construire le tunnel supérieur en premier.

f. Influence de l'angle d'inclinaison α sur le tassement de surface et les efforts internes

En ce cas le deuxième tunnel (tunnel inférieur) fera une rotation autour du 1^{er} tunnel (tunnel supérieur) la distance d_{xy} entre les centre des deux tunnels sera fixé a $2D$ tandis que l'angle d'inclinaison α prendra les valeurs suivantes : $\alpha=30^\circ, 45^\circ, 60^\circ$.

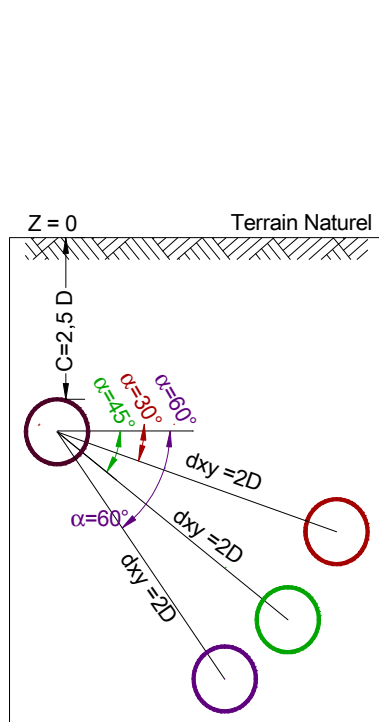


Figure V.77 : Position spatiale des deux tunnels.

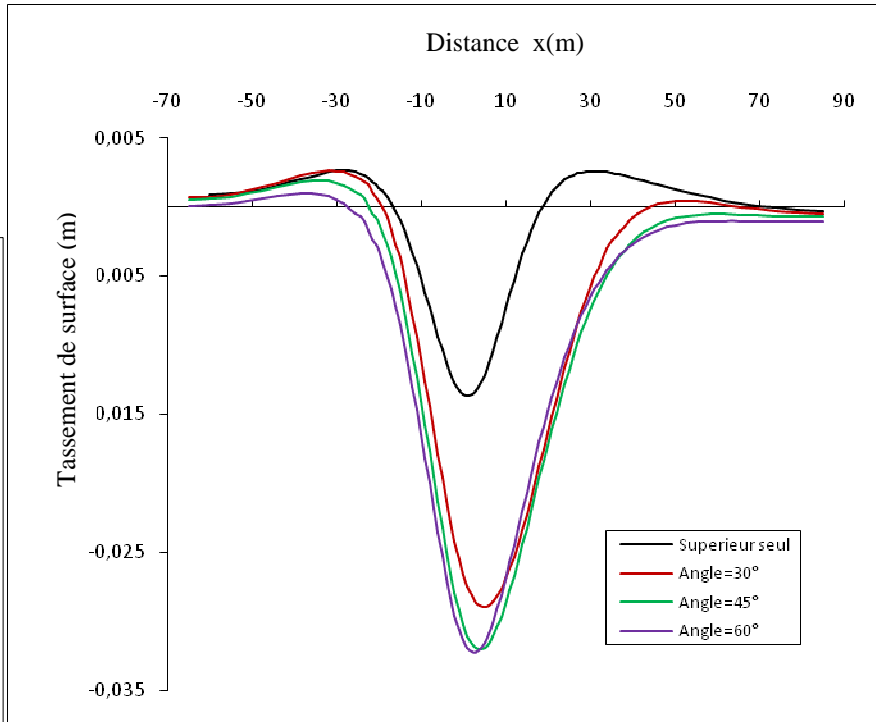


Figure V.78 : Tassement de surface ,

On remarque que plus l'angle d'inclinaison α augmente plus le tassement max " σ_{max} " augmente et l'excentricité Δ_x de ce dernier par rapport a ($x=0$) diminue, d'autre part on remarque que l'augmentation de l'angle d'inclinaison α conduit a une augmentation de l'étendue de la cuvette de tassement, cette élargissement est plus fréquent dans la partie droite de la cuvette par cause de la présence du deuxième tunnel (tunnel inférieure).

	Tassement en surface (mm)	Variation en (%)
$d_{xy(\alpha=30^\circ)}=2D$	-28.95	+111.78%
$d_{xy(\alpha=45^\circ)}=2D$	-32.02	+134.24%
$d_{xy(\alpha=60^\circ)}=2D$	-32.21	+135.63%

Tableau V.7 : Influence de l'angle d'inclinaison α sur le tassement de surface (étude comparative avec le modèle de référence).

NB : Le signe(+) indique une augmentation, le signe(-) une diminution.

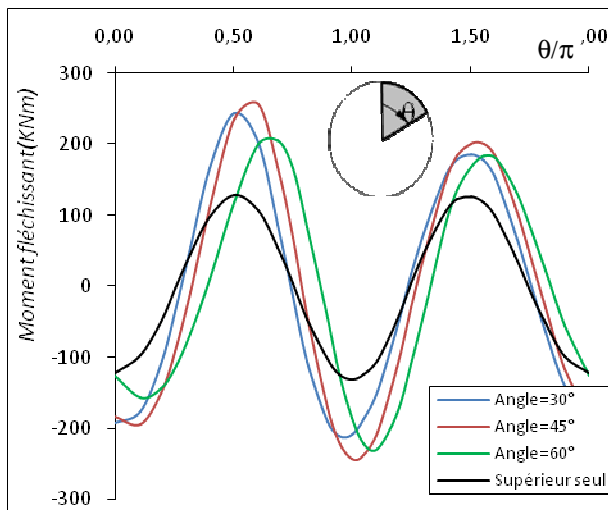


Figure V.79 : Moment fléchissant dans le revêtement du 1^{er} tunnel (tunnel supérieur).

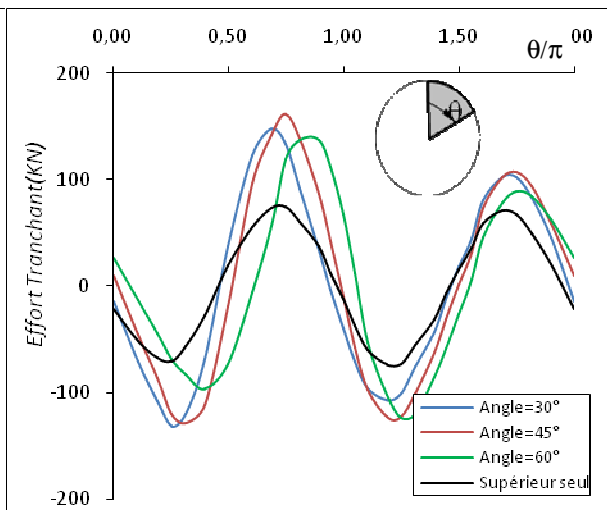


Figure V.80 : Effort tranchant dans le revêtement du 1^{er} tunnel (tunnel supérieur).

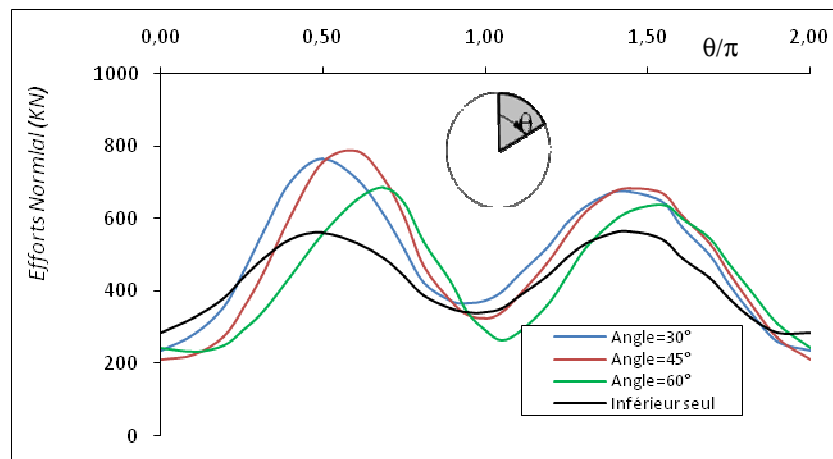


Figure V.81 : Effort normal dans le revêtement 1^{er} tunnel (tunnel supérieur).

On remarque que pour un angle d'inclinaison $\alpha=45^\circ$, les efforts internes dans le revêtement du tunnel existant présente des amplitudes maximum, d'autre part on remarque qu'il y'a une claire rotation des efforts qui augmentes avec l'augmentation de l'angle d'inclinaison α , en outre il est primordial de noter qu'il y'a une asymétrie de distribution M_f^{Max} , T^{Max} et N^{Max} , pour les différent angle d'inclinaison la partie du 1^{er} tunnel (tunnel supérieure) du coté directe au 2^{eme} tunnel (tunnel inférieur) présente des amplitudes plus importante.

	$d_{xy}=2D(30^\circ)$	$d_{xy}=2D(45^\circ)$	$d_{xy}=2D(60^\circ)$
N^{Max}	+35.24%	+39.13%	+21.27%
T^{Max}	+98.39%	+117.09%	+85.20%
M^{Max}	+90.77%	+101.02%	+60.25%

Tableau v.8 : Influence de l'angle d'inclinaison α sur les efforts internes (étude comparative avec le modèle de référence).

La position du 2^{ème} tunnel correspondant a un angle d'inclinaison $\alpha=45^\circ$, est considéré comme étant la position la plus défavorable par rapport aux efforts internes dans le revêtement du tunnel existant ou ces derniers atteignent des amplitudes maximales ce qui exigera un renforcement structural du revêtement du 1^{er} tunnel. Par rapport à la cuvette de tassement on remarque qu'il y'a une relation linéaire entre l'augmentation de l'angle d'inclinaison α et le binôme (σ_{max} , étendue de la cuvette).

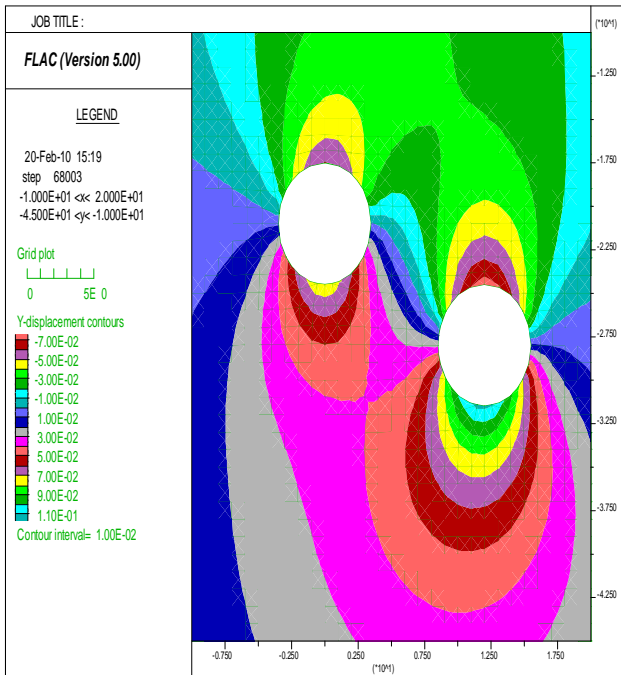


Figure V.82 : Rotation des efforts pour $\alpha=30^\circ$.

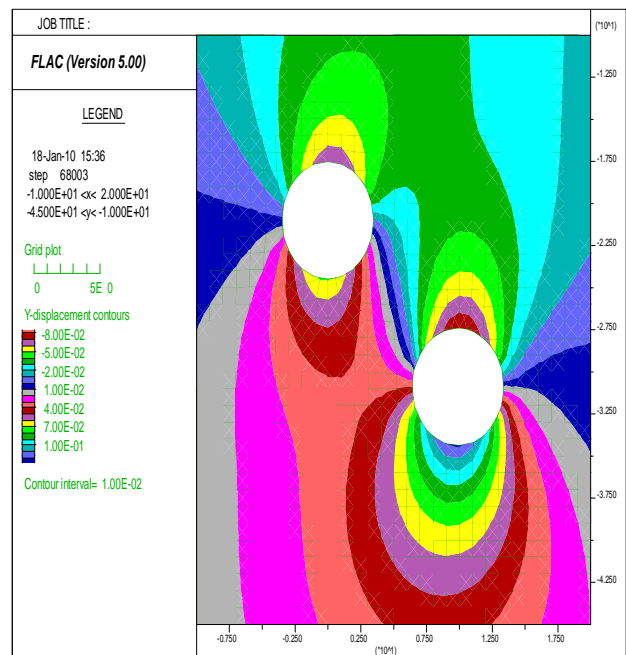


Figure V.83 : Rotation des efforts pour $\alpha=45^\circ$.

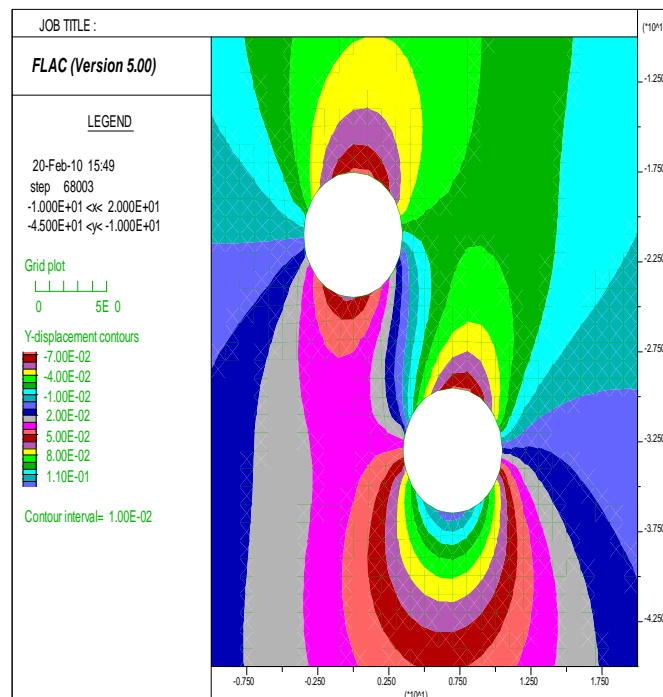


Figure V.84 : Rotation des efforts pour $\alpha=60^\circ$.

g. Influence de l'angle d'inclinaison α sur la convergence de la paroi du 1^{er} tunnel

1-Le tunnel supérieur est construit en 1^{er}

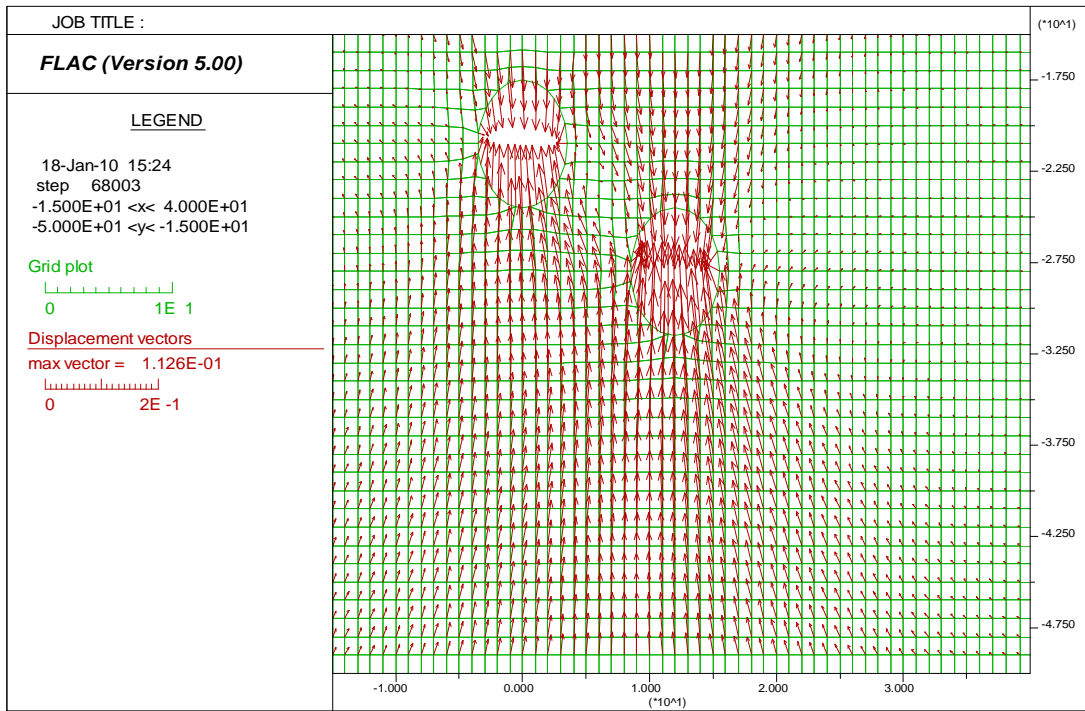


Figure V.85 : Convergence de la paroi du 1^{er} tunnel (sup) $d_{xy}(\alpha=30^\circ)$.

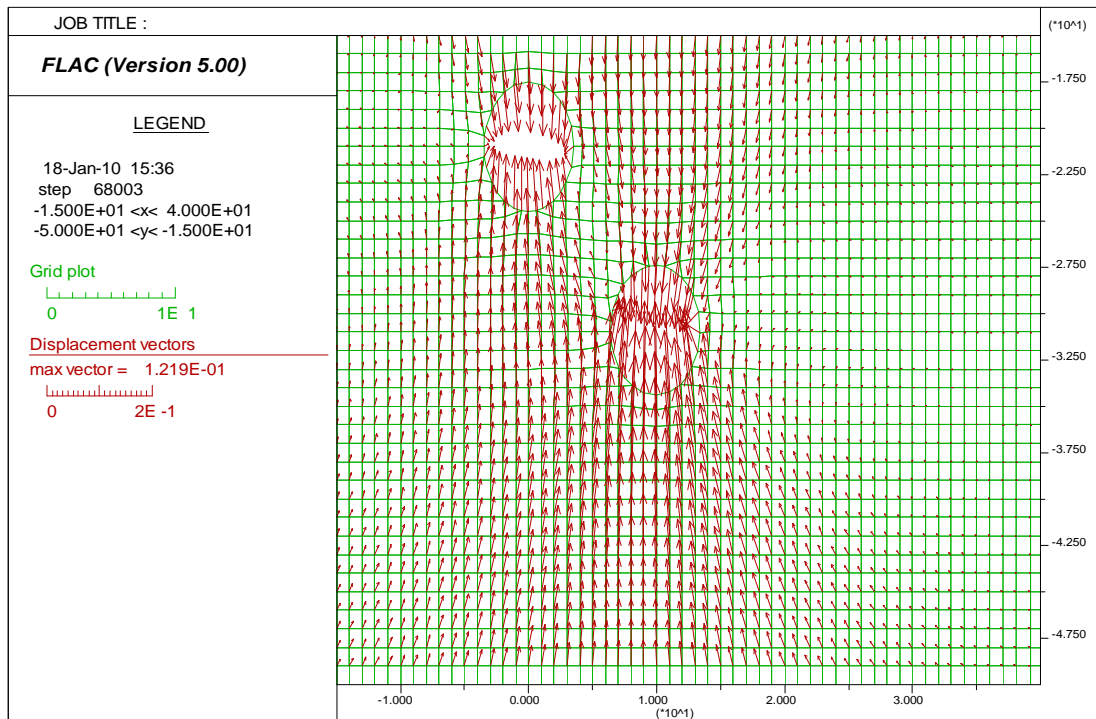


Figure V.86 : Convergence de la paroi du 1^{er} tunnel (sup) pour $d_{xy}(\alpha=45^\circ)$.

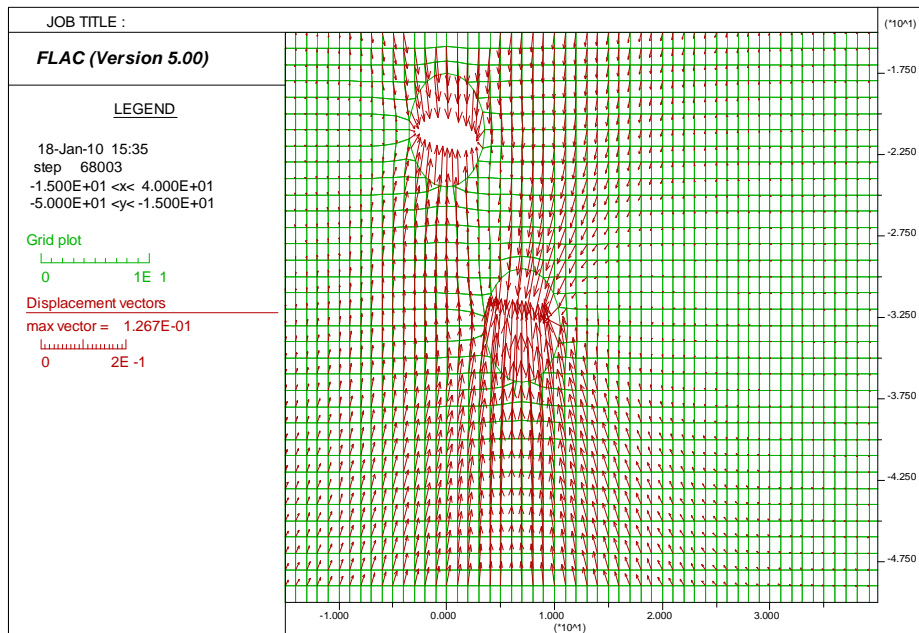


Figure V.87 : Convergence de la paroi du 1^{er} tunnel (sup) pour $d_{xy}(\alpha=60^\circ)$.

D'après les figures (V.85, V.86 et V.87) ci-dessus, on remarque que la convergence des parois du tunnel existant (tunnel supérieure) a une forme inclinée en direction du tunnel inférieur qui augmente avec l'augmentation de l'angle d'inclinaison α .

2-Le tunnel inférieur est construit en 1^{er}

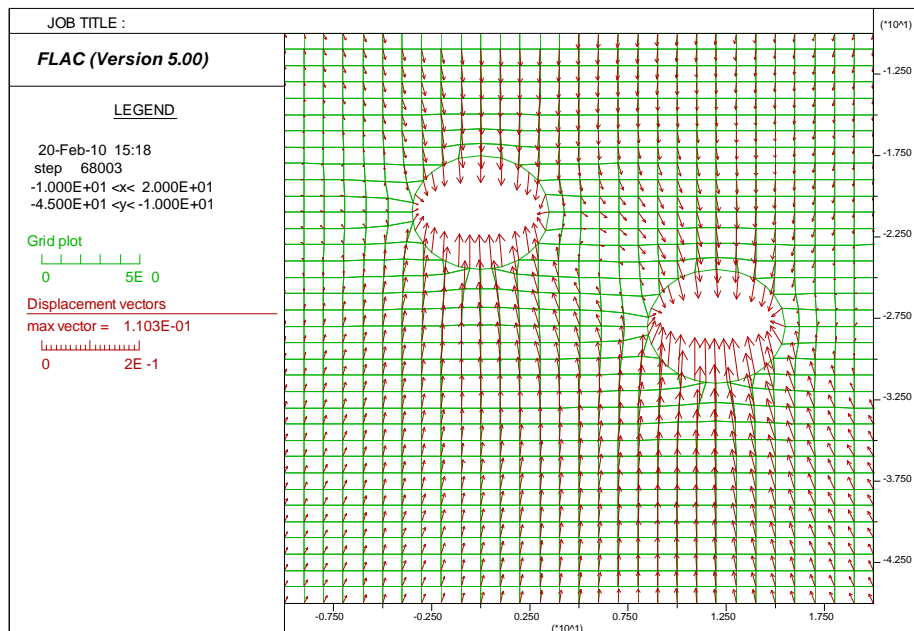


Figure V.88 : Convergence de la paroi du 1^{er} tunnel (inf) pour $d_{xy}(\alpha=30^\circ)$.

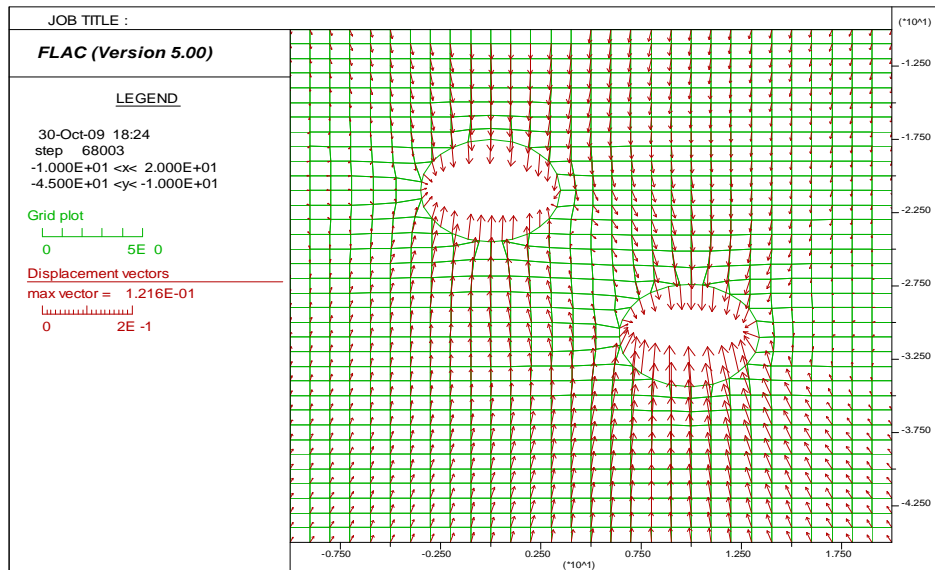


Figure V.89 : Convergence de la paroi du 1^{er} tunnel (inf) pour $d_{xy}(\alpha=45^\circ)$.

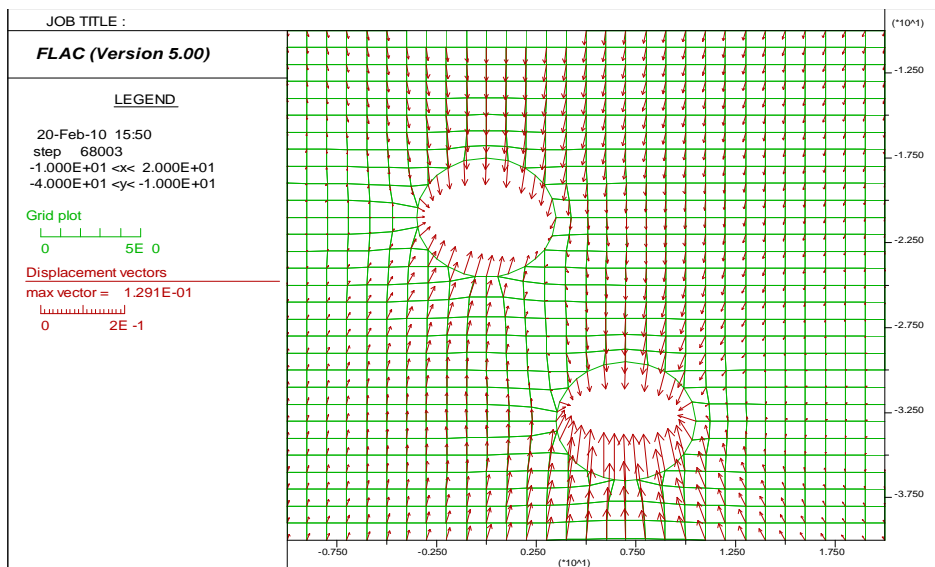


Figure V.90 : Convergence de la paroi du 1^{er} tunnel (inf) pour $d_{xy}(\alpha=60^\circ)$.

D’après les figures ci-dessus et pour un t^{el} ordre de construction (inf en 1^{er}-sup en 2^{eme}) on constate que l’angle d’inclinaison α n’influe pas sur la convergence de la paroi du tunnel existant (tunnel inférieur) par contre l’angle d’inclinaison a une influence notable sur la convergence de la paroi du 2^{eme} tunnel (tunnel supérieur).

Conclusion :

- Les procédures de constructions affectent les tassements du sol et les efforts internes.
- Pour deux tunnels parallèles horizontalement l’ordre de creusement n’influe pas sur les résultats, et à partir d’une distance $dx=3D$ le creusement d’un deuxième tunnel n’influera pas sur le comportement du 1^{er}.
- Le tassement maximum est obtenu pour la disposition des deux tunnels alignés verticalement tandis que les deux tunnels alignés horizontalement donnent un tassement minimum.

- Pour deux tunnels parallèles verticalement ; pour moins de tassement il sera préférable de construire le tunnel inférieur en premier .Pour de plus petites amplitudes d'efforts internes il sera préférable de commencé par la construction du tunnel supérieur en premier.
- Pour deux tunnels parallèles inclinés il sera préférable de construire le tunnel supérieur en premier.
- Pour deux tunnels parallèles inclinés ; évité un angle d'inclinaison $\alpha=45^\circ$ est une démarche économique essentiel.
- Pour deux tunnel parallèles inclinés il y'a une rotation des efforts internes proportionnelle a l'angle d'inclinaison α .
- Pour les deux dispositions spatial, verticale et horizontal des deux tunnels la cuvette de tassement peut être décrite de manière bien précise à partir de la fonction de Gauss.
- Pour deux tunnels parallèles inclinés la fonction de Gauss ne peut pas être appliquée pour la description de la cuvette de tassement.

V.2.2 2^{eme} Scénario : Creusement de deux tunnels en même temps

V2.2.1 Deux tunnels parallèles horizontalement :

a.1 Influence de la distance entre axe d_x des deux tunnels sur le tassement de surface et les efforts internes dans le revêtement du tunnel de gauche

La figure (v.91) illustre le tassement en surface pour l'ensemble des cas envisagés.

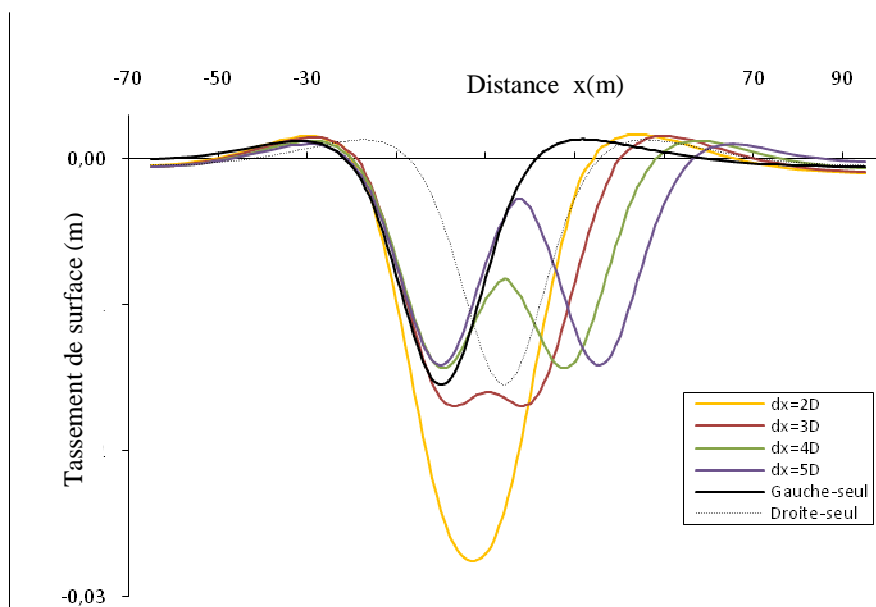


Figure V.91 : Tassement de surface .

On constate que plus d_x augmente plus le tassement diminue.

Pour les 2TPH l'augmentation de la distance horizontale entre les deux tunnels provoque une diminution du tassement dans la partie central entre les deux tunnels et une stabilisation du tassement au dessus de chaque tunnel.

La courbe de tassement total peut être symétrique ou asymétrique dépendant des formes de courbes de tassements causés par le 1^{er} et 2^{eme} boucliers, notant que le degré d'asymétrie dépend de la différence entre les amplitudes de tassements des deux courbes (au-dessus du 1^{er} tunnel et au-dessus du 2^{eme} tunnel). La fonction de Gauss sera capable de décrire la cuvette de tassement uniquement pour la distance $d_x=2D$.

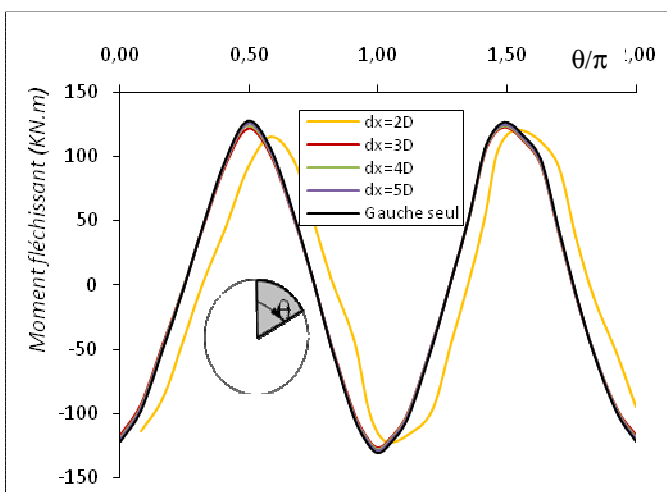


Figure V.92 : Moment fléchissant dans le revêtement du 1^{er} tunnel tunnel

(tunnel gauche).

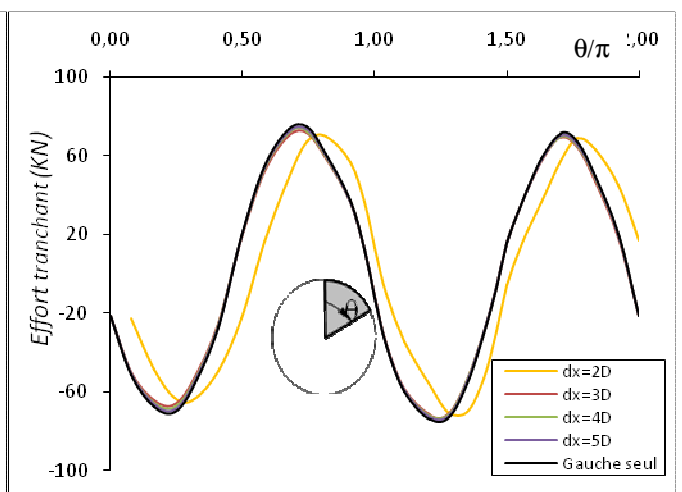


Figure V.93 : Effort tranchant dans le revêtement du 1^{er}

(tunnel gauche).

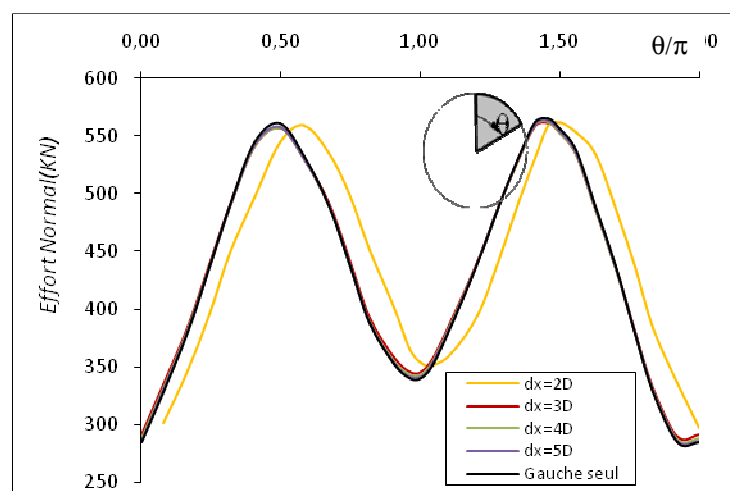


Figure V.94 : Effort normal dans le revêtement du 1^{er} tunnel (tunnel gauche).

On constate qu'à partir d'une distance entre axes $d_x \geq 3D$ le creusement de deux tunnels ensemble n'a pas de grande influence sur les efforts internes dans le revêtement du tunnel de gauche en le

comparent avec le cas ou ce dernier est construit seul dans un terrain vierge, tandis que pour une distance $d_x=2D$ ce scénario de creusement influe sur l'amplitude et la distribution de ces efforts. On observe une diminution des amplitudes max de M_f , T_{et} N accompagné d'une rotation .

a.2 Comparaison entre les deux scénarios de creusement pour les tunnels parallèles horizontalement

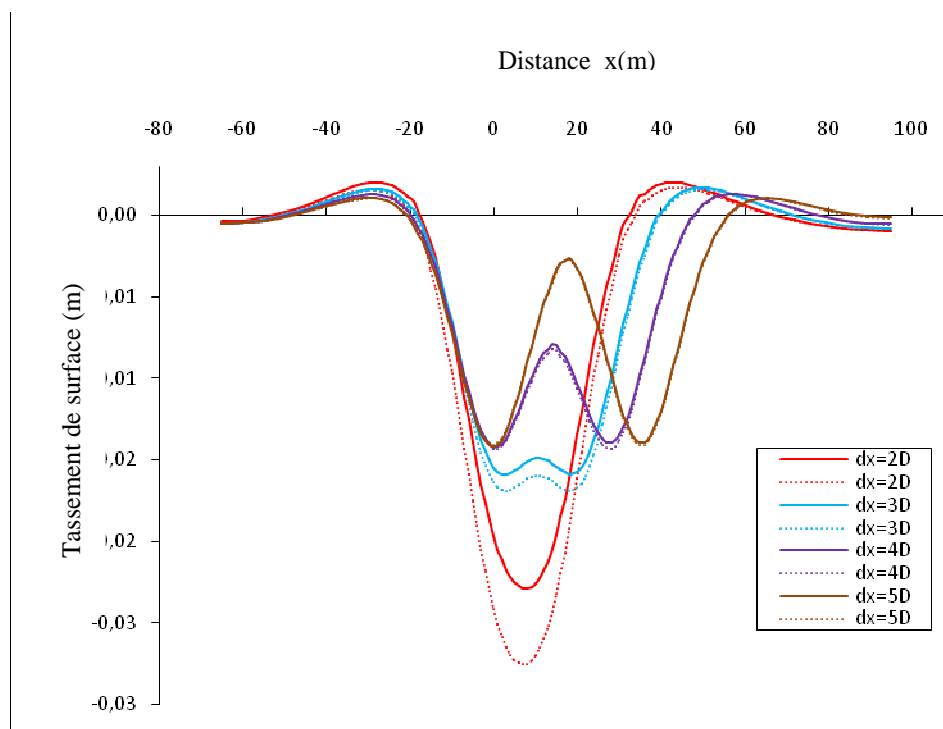


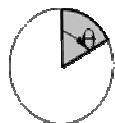
Figure V.95: Tassement de surface .

	Tassement max (mm) Croisement d'un tunnel existant _____	Tassement max (mm) Deux tunnels en même temps
$d_x=2D$	-22.88	-27.56
$d_x=3D$	-15.93	-16.93
$d_x=4D$	-14.23	-14.32
$d_x=5D$	-14.21	-14.12

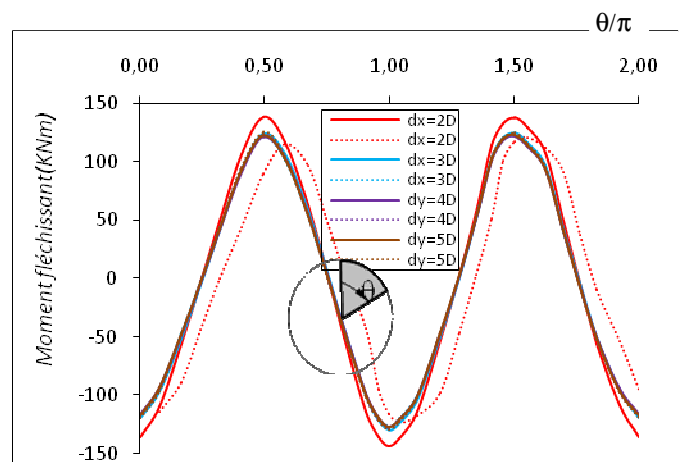
Tableau V.9 : Comparaison entre l'influence de d_x pour les deux scénarios de creusement sur le tassement de surface.

- Pour $d_x=2D$ le creusement de deux tunnels en même temps mène à une augmentation du tassement maximum de surface (δ_{max}) de 20% par rapport au cas de creusement d'un tunnel existant ;
- pour $d_x=3D$ on note une augmentation de 6.27% de (δ_{max}) par rapport au premier scénario ;
- Pour $d_x>3D$ le choix du scénario de creusement est indifférent ;

Suite a ces résultats ; pour avoir moins de tassement de surface il sera nécessaires d'envisagé un creusement par le deuxième scénario (Creusement de deux tunnels en même temps).



θ/π



θ/π

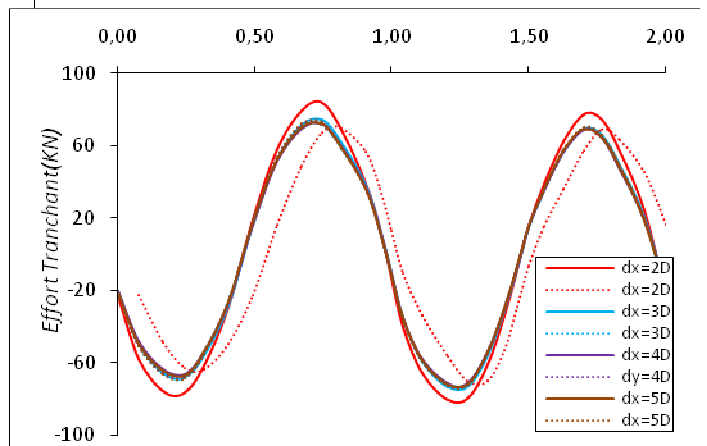


Figure V.96 : Moment fléchissant dans le revêtement du 1^{er} tunnel

(tunnel de gauche).

Figure V.97 : Effort tranchant dans le revêtement du 1^{er}

(tunnel de gauche).

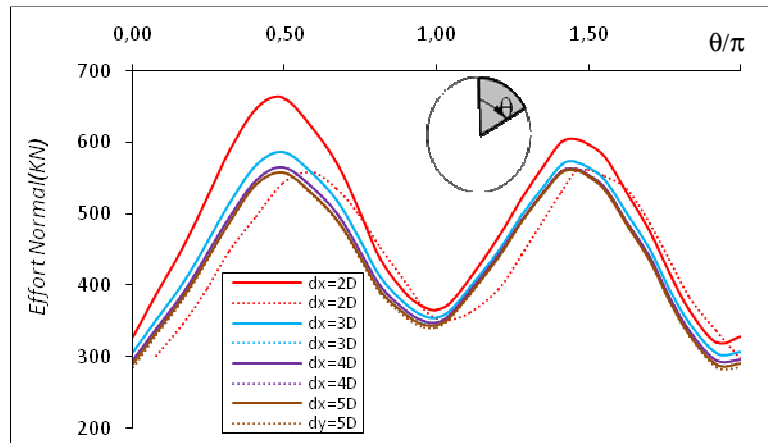


Figure V.98 : Effort normal dans le revêtement du 1^{er} tunnel (tunnel supérieure).

	$d_x=2D$	$d_x=3D$	$d_x=4D$	$d_x=5D$
N_{Max} (KN): Croisement d'un tunnel existant —	662.60	586.70	565.30	560.90
N_{Max} (KN): Deux tunnels en même temps	561.60	561.60	562.30	563.10
T_{Max} (KN): Croisement d'un tunnel existant —	83.70	74.430	72.150	72.00
T_{Max} (KN): Deux tunnels en même temps	69.76	71,68	72,50	73,28
M_{Max} (KN.m): Croisement d'un tunnel existant —	138.40	124.70	122.10	122.70
M_{Max} (KN.m): Deux tunnels en même temps	120.40	122.50	124.00	125.40

Tableau V.10 : Comparaison de l'influence de d_x pour les deux scénarios de creusement sur les efforts internes dans le revêtement du tunnel de gauche.

- Pour $d_x=2D$ le croisement d'un tunnel existant mène à une augmentation de M_f^{Max} de 15% la valeur du cas ou les deux tunnels sont creusé en même temps ;
- Pour $d_x \geq 3D$ la variation (- ou +) de M_f^{Max} entre les deux scénarios ne dépasse pas les $\pm 2.5\%$;
- Pour $d_x=2D$ le croisement d'un tunnel existant mène à une augmentation de T^{Max} de 20% la valeur du cas ou les deux tunnels sont creusés en même temps ;
- Pour $d_x \geq 3D$ la variation (- ou +) de T^{Max} entre les deux scénarios ne dépasse pas les $\pm 4\%$;
- Pour $d_x=2D$ le croisement d'un tunnel existant mène à une augmentation de N^{Max} de 18% la valeur du cas ou les deux tunnels sont creusés en même temps ;
- Pour $d_x \geq 3D$ la variation (- ou +) de N^{Max} entre les deux scénarios ne dépasse pas les $\pm 4.5\%$.

On constate que l'asymétrie dans la distribution des efforts entre les deux partie du tunnel de gauche qui a été signalé pour le 1^{er} scénario (chapitre V, paragraphe V.2.1.1), n'est pas signalé pour le 2^{eme} scénario(Creusement de deux tunnels en même temps).

Conclusion

Pour deux tunnels parallèles horizontalement pour plus de stabilité du terrain il faudra envisager le creusement du 1^{er} tunnel ensuite le second (1^{er} Scénario) bien que cette procédure exigera dans la plupart des cas un renforcement structural du revêtement du 1^{er} tunnel.

V.2.2.2 Deux tunnels parallèles verticalement:

b.1 Influence de la distance entre axe d_y des deux tunnels sur le tassement de surface et les efforts internes dans le revêtement du tunnel supérieur

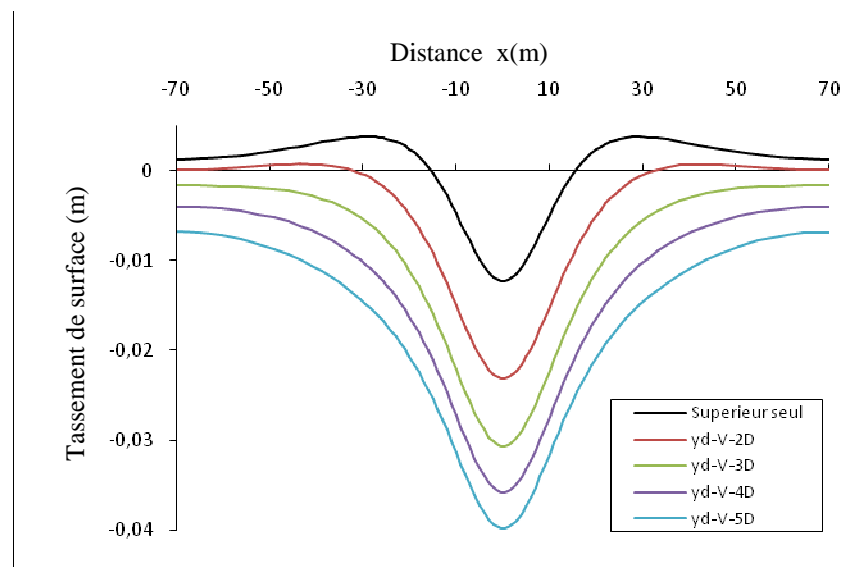


Figure V.99 : Tassement de surface .

On constate que plus d_y augmente plus le tassement augmente.

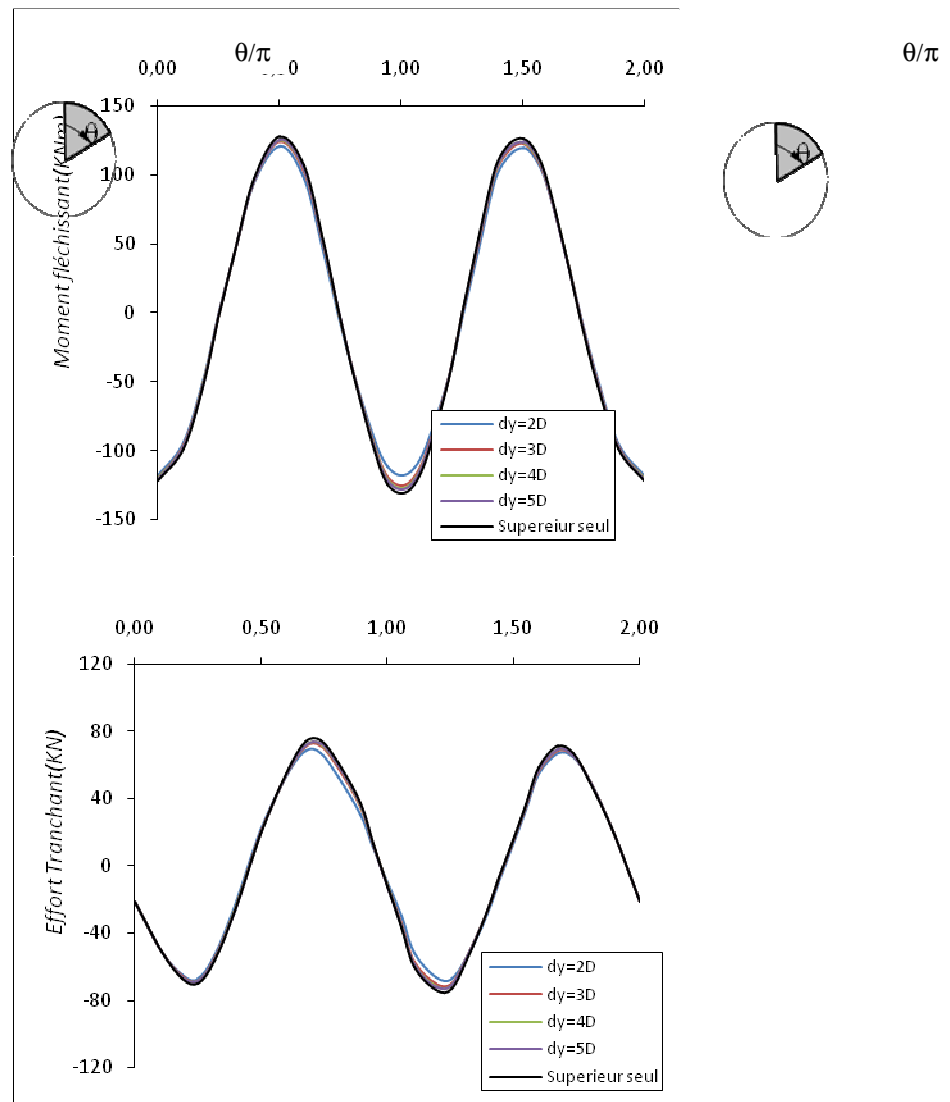


Figure V.100 : Moment fléchissant dans le revêtement du 1^{er} tunnel (tunnel supérieure).

Figure V.101 : Effort tranchant dans le revêtement du 1^{er} tunnel (tunnel supérieure).

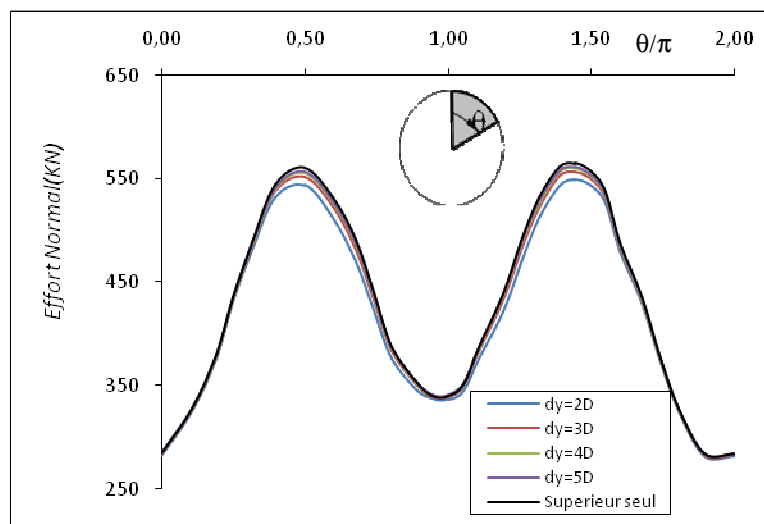


Figure V.102 : Effort normal dans le revêtement du 1^{er} tunnel (tunnel supérieure).

On constate qu'à partir d'une distance entre axes $d_x \geq 3D$ le creusement de deux tunnels ensemble n'a pas de grande influence sur les efforts internes, tandis que pour une distance $d_x = 2D$ ce scénario de creusement influe de manière notable sur les amplitudes de ces efforts. On observe une diminution des amplitudes max de M_f, T et N .

b.2 Comparaison entre les deux scénarios de creusement pour les tunnels parallèles verticalement

b.2.1 Le tunnel supérieur est construit en premier

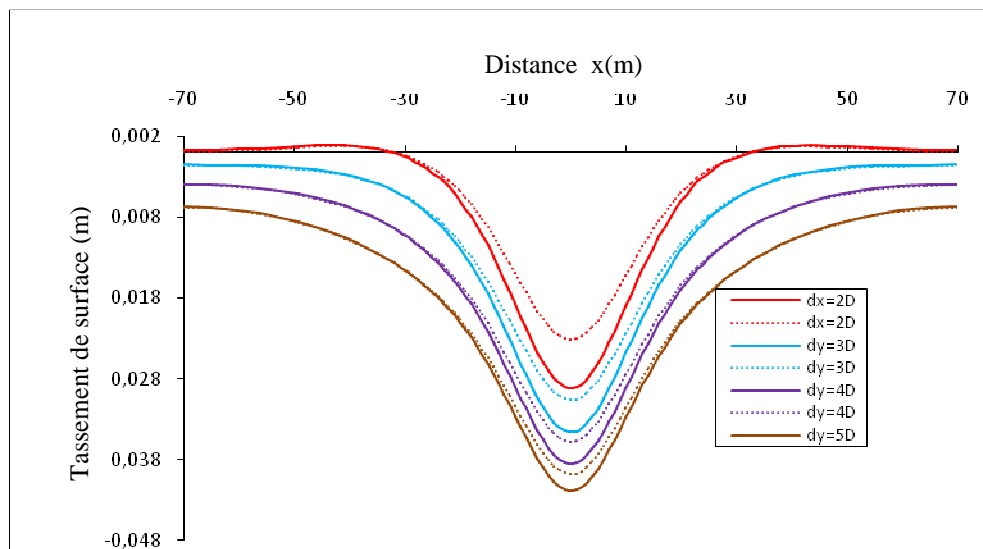
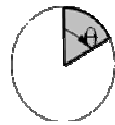


Figure V.103 : Tassement de surface.

	Tassement (mm) Croisement d'un tunnel existant (Tunnel supérieur en premier) —	Tassement (mm) Deux tunnels en même temps
$d_y=2D$	-29.14	-23.13
$d_y=3D$	-34.6	-30.64
$d_y=4D$	-38.5	-35.76
$d_y=5D$	-41.85	-39.81

Tableau V.11 : Comparaison de l'influence de d_y pour les deux scénarios de creusement sur le tassement de surface.

On constate que pour le 2^{ème} scénario (creusement des deux tunnels en même temps) le tassement maximum (δ_{max}) diminue jusqu'à atteindre 80% de sa valeur pour le 1^{er} scénario (croisement d'un tunnel existant) pour la distance $d_y=2D$.



θ/π

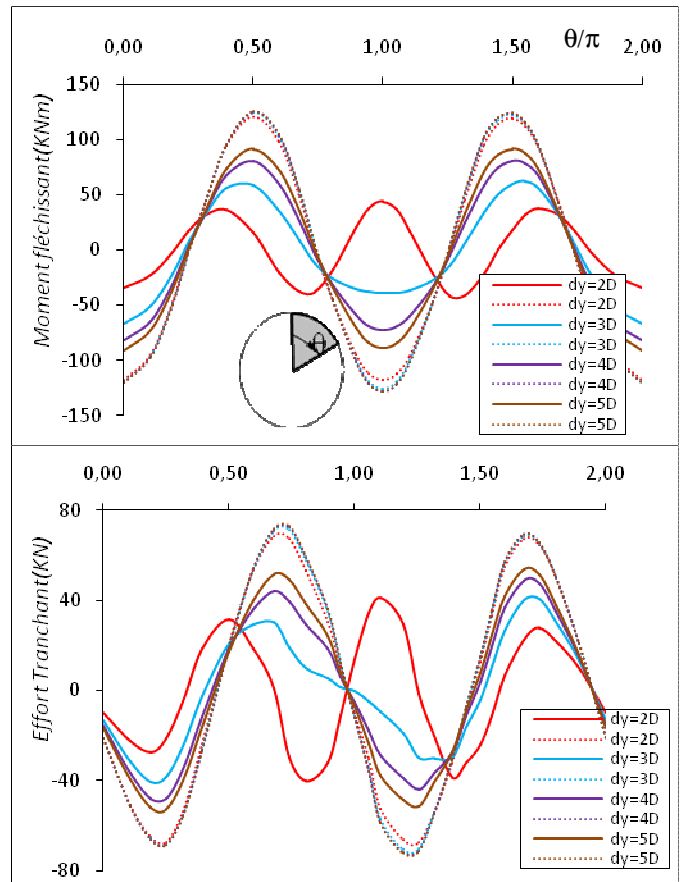


Figure V.104 : Moment fléchissant dans le revêtement du 1^{er} tunnel (tunnel supérieure).

Figure V.105 : Effort tranchant dans le revêtement du 1^{er} tunnel (tunnel supérieure).

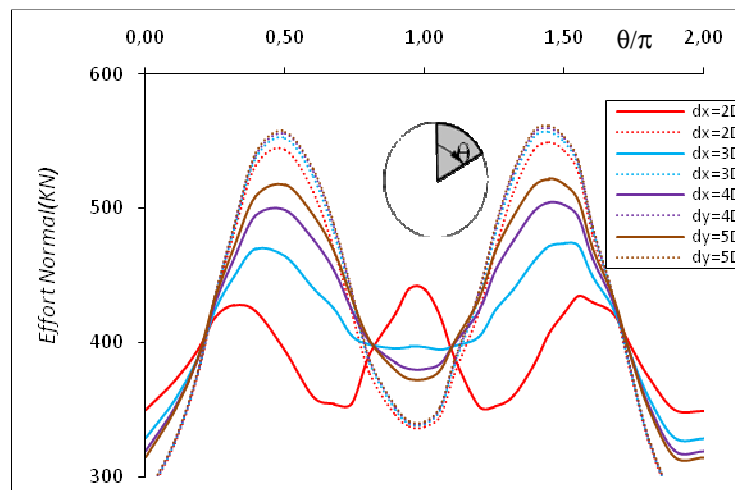


Figure V.106 : Effort normal dans le revêtement du 1^{er} tunnel (tunnel supérieure).

	$d_y=2D$	$d_y=3D$	$d_y=4D$	$d_y=5D$
N^{Max} (KN) : Croisement d'un tunnel existant —	440,40	474,10	504,30	521,80
N^{Max} (KN) : Deux tunnels en même temps	549,00	557,00	559,80	561,50
T^{Max} (KN) : Croisement d'un tunnel existant —	41,26	40,54	48,74	53,62
T^{Max} (KN) : Deux tunnels en même temps	68,38	71,34	72,39	72,96
M^{Max} (KN.m) : Croisement d'un tunnel existant —	43,97	62,37	80,53	91,46
M^{Max} (KN.m) : Deux tunnels en même temps	120,90	124,10	125,10	125,50

Tableau V.12: Comparaison de l'influence de d_y pour les deux scénarios de creusement sur les efforts internes dans le revêtement du tunnel supérieur.

- Pour $d_y=2D$ le creusement par le 2^{ème} scénario (creusement de deux tunnels en même temps) mène à une augmentation de M_f^{Max} jusqu'à environ 3 fois sa valeur pour le 1^{er} scénario (croisement d'un tunnel existant) ;
- pour $d_x=3D$ l'augmentation de M_f^{Max} vas jusqu'à atteindre le double de la valeur pour le 1^{er} scénario (croisement d'un tunnel existant) ;
- Pour $d_y>3D$ le creusement par le 2^{ème} scénario mène à une augmentation de M_f^{Max} de 55% et 37% de sa valeur pour $d_y=4D$ et $5D$ respectivement ;
- Pour $d_y=2D$ le creusement de deux tunnels en même temps mène à une augmentation de T^{Max} de 1.65 fois sa valeur pour le 1^{er} scénario (croisement d'un tunnel existant) ;
- Pour $d_y=3D$ le creusement de deux tunnels en même temps mène à une augmentation de T^{Max} de 76% sa valeur pour le 1^{er} scénario (croisement d'un tunnel existant) ;
- Pour $d_y>3D$ le creusement par le 2^{ème} scénario mène à une augmentation de T^{Max} de 48% et 36% de sa valeur pour $d_y=4D$ et $5D$ respectivement ;
- Pour $d_y=2D$ le creusement de deux tunnels en même temps mène à une augmentation de N^{Max} de 1.24 fois sa valeur pour 1^{er} scénario (croisement d'un tunnel existant) ;
- Pour $d_y=3D$ le creusement de deux tunnels en même temps mène à une augmentation de N^{Max} de 17% sa valeur pour le 1^{er} scénario (croisement d'un tunnel existant) ;
- Pour $d_y>3D$ le creusement par le 2^{ème} scénario mène à une augmentation de N_f^{Max} de 11% et 8% de sa valeur pour $d_y=4D$ et $5D$ respectivement ;

Conclusion

Pour deux tunnels parallèles verticalement et pour un t'el ordre de construction (Sup en 1^{er}-Inf en 2^{ème}) pour prévoir plus de stabilité de terrain (moins de tassement) ; envisagé un creusement par le 2^{ème} scénario est une démarche essentiel qui exigera la réadaptation de nouvelles conditions structurales pour le renforcement du revêtement du 1^{er} tunnel (tunnel supérieur).

b.2.2 Le tunnel inférieur est construit en premier

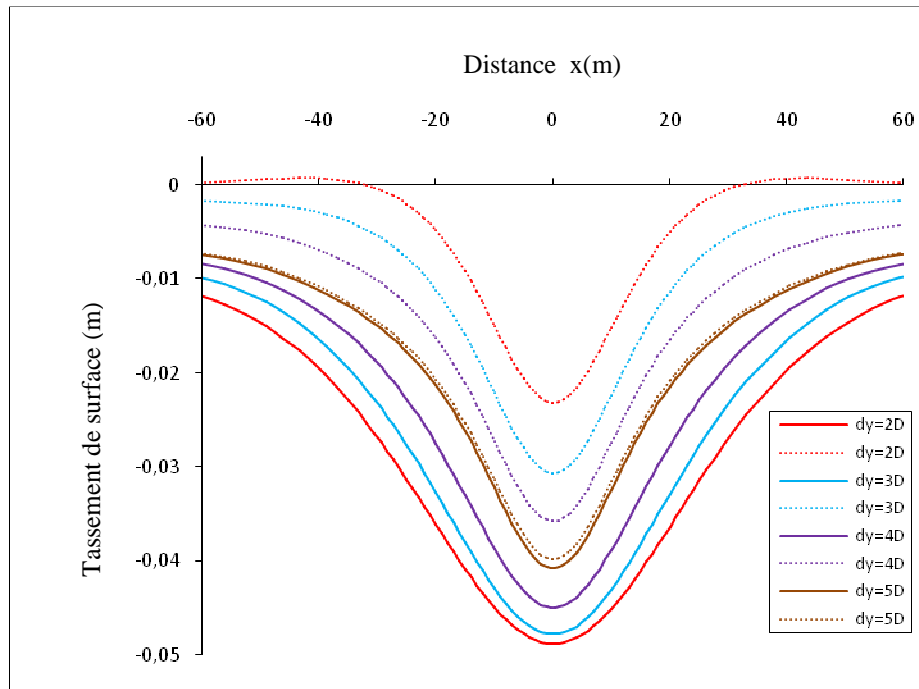


Figure V.107 : Tassement de surface .

	Tassement (mm) Croisement d'un tunnel existant (tunnel inferieur en premier) —	Tassement (mm) Deux tunnels en même temps
$d_y=2D$	-48.77	-23.13
$d_y=3D$	-47.76	-30.64
$d_y=4D$	-44.96	-35.76
$d_y=5D$	-40.77	-39.81

Tableau V.13 : Comparaison de l'influence de d_y pour les deux scénarios de creusement sur le tassement de surface.

On constate que pour un creusement par le 2^{ème} scénario (creusement de deux tunnels en même temps) le tassement maximum (δ_{max}) diminue jusqu'à atteindre les 50% de sa valeur pour le 1^{er} scénario pour une distance $d_y=2D$.

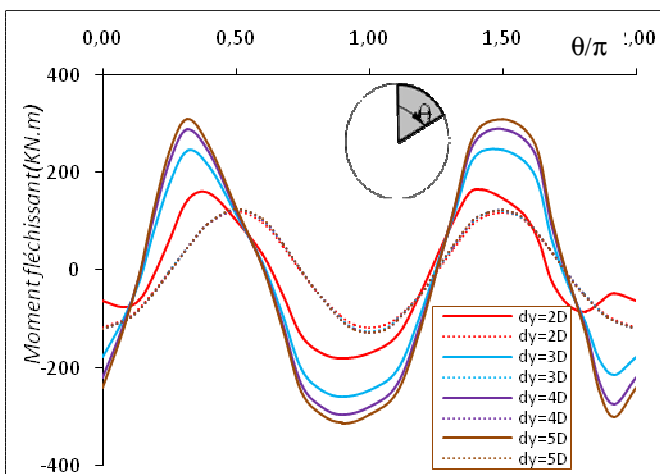


Figure V.108 : Moment fléchissant dans le revêtement du 1^{er} tunnel

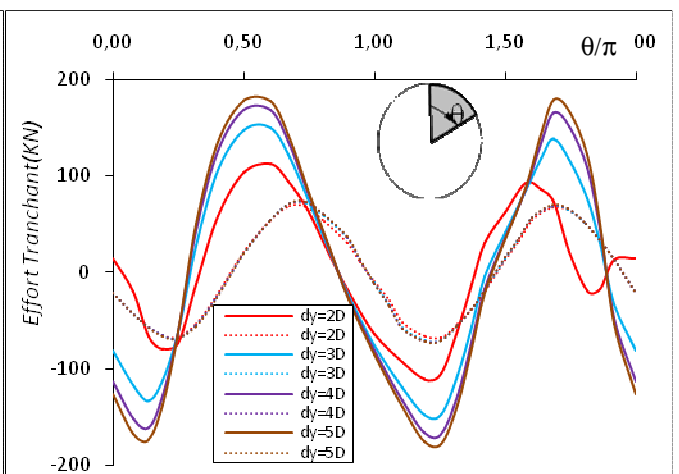


Figure V.109 : Effort tranchant dans le revêtement du 1^{er} tunnel

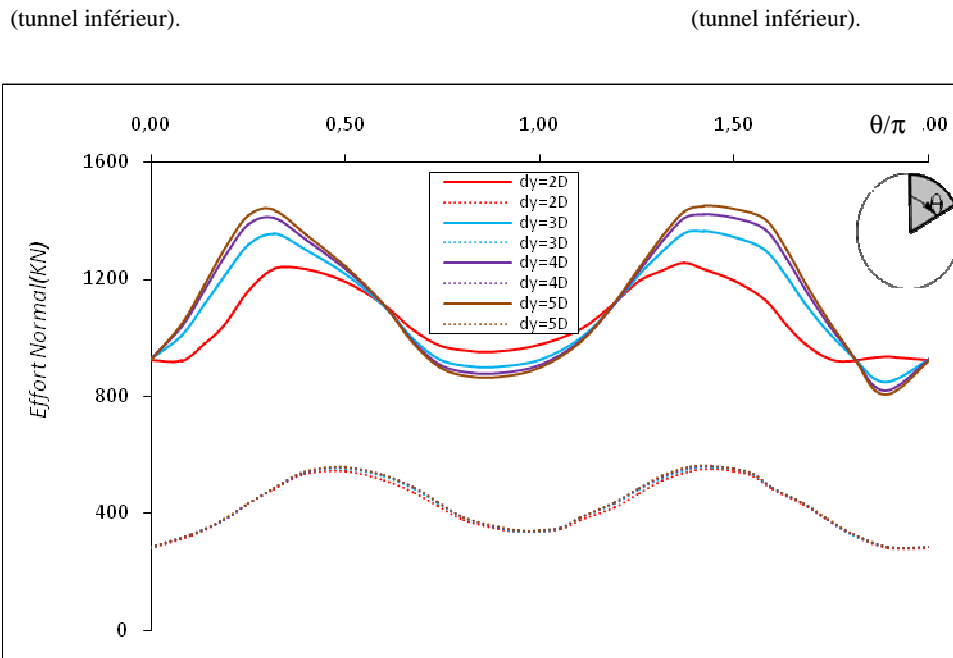


Figure V.110 : Effort normal dans le revêtement du 1^{er} tunnel (tunnel inférieur).

	$d_y=2D$	$d_y=3D$	$d_y=4D$	$d_y=5D$
N^{Max} (KN) : Croisement d'un tunnel existant —	1255.00	1362.00	1421.00	1449.00
N^{Max} (KN) : Deux tunnels en même temps	549,00	557,00	559,80	561,50
T^{Max} (KN) : Croisement d'un tunnel existant —	113.00	150.10	167.90	178.60
T^{Max} (KN) : Deux tunnels en même temps	68,38	71,34	72,39	72,96
M^{Max} (KN.m) : Croisement d'un tunnel existant —	164.70	246.30	289.40	310.00
M^{Max} (KN.m) : Deux tunnels en même temps	120,90	124,10	125,10	125,50

Tableau V.14 : Comparaison de l'influence de d_y pour les deux scénarios de creusement sur les efforts internes dans le revêtement du tunnel supérieur.

- Pour $d_y=2D$ le creusement par le 2^{ème} scénario (creusement de deux tunnels en même temps) mène à une diminution de M_f^{Max} qui atteint 73% sa valeur pour le 1^{er} scénario (croisement d'un tunnel existant) ;
- pour $d_x=3D$ la diminution de M_f^{Max} vas jusqu'à atteindre les 50% de sa valeur pour le 1^{er} scénario (croisement d'un tunnel existant) ;
- Pour $d_y>3D$ le creusement par le 2^{ème} scénario mène à une diminution de M_f^{Max} qui atteint les 43% et les 40% de sa valeur pour $d_y=4D$ et $5D$ respectivement ;
- Pour $dy=2D$ le creusement de deux tunnels en même temps mène à une diminution de T^{Max} qui atteint les 60% de sa valeur pour le 1^{er} scénario (croisement d'un tunnel existant) ;
- Pour $dy=3D$ le creusement de deux tunnels en même temps mène à une diminution de T^{Max} qui atteint les 48% de sa valeur pour le 1^{er} scénario (croisement d'un tunnel existant) ;
- Pour $dy> 3D$ le creusement par le 2^{ème} scénario mène à une diminution de T^{Max} qui atteint les 43% et les 41% de sa valeur pour $d_y=4D$ et $5D$ respectivement ;

- Pour $d_y=2D$ le creusement de deux tunnels en même temps mène à une diminution de N^{Max} qui atteint les 44% de sa valeur pour 1^{er} scénario (croisement d'un tunnel existant) ;
- Pour $d_y=3D$ le creusement de deux tunnels en même temps mène à une diminution de N^{Max} qui atteint les 41% de sa valeur pour le 1^{er} scénario (croisement d'un tunnel existant) ;
- Pour $d_y > 3D$ le creusement par le 2^{eme} scénario mène à une diminution de N^{Max} qui atteint les 39 % de sa valeur pour $d_y=4D$ et $5D$;

Conclusion

Pour deux tunnels parallèles verticalement et pour un t'el ordre de construction (tunnel inférieur en 1^{er}) pour prévoir plus de stabilité de terrain (moins de tassement) ; envisagé un creusement par le 2^{eme} scénario (Creusement de deux tunnels en même temps) est une démarche essentiel ayant un considérable apport économique.

V.2.2.3 Deux tunnels parallèles inclinés:

c.1 Influence de la distance entre axe d_{xy} des deux tunnels sur le tassement de surface et les efforts internes dans le revêtement du tunnel supérieur

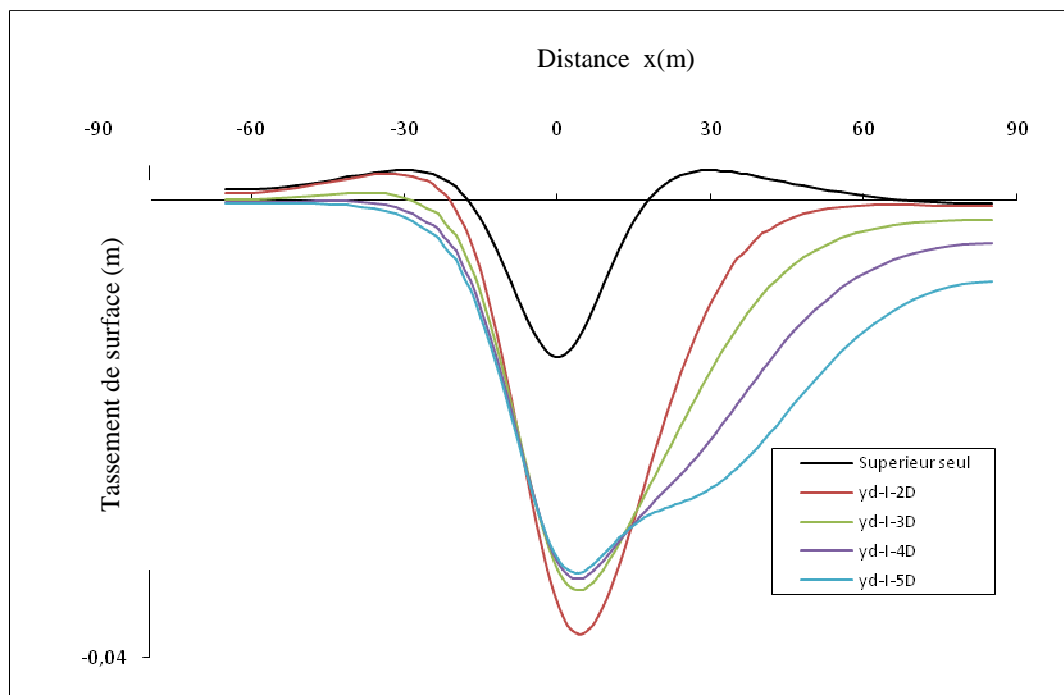


Figure V.111 : Tassement de surface ,

On constate que plus la distance entre axe $d_{xy(\alpha=45^\circ)}$ augmente plus le tassement max δ_{max} diminue .

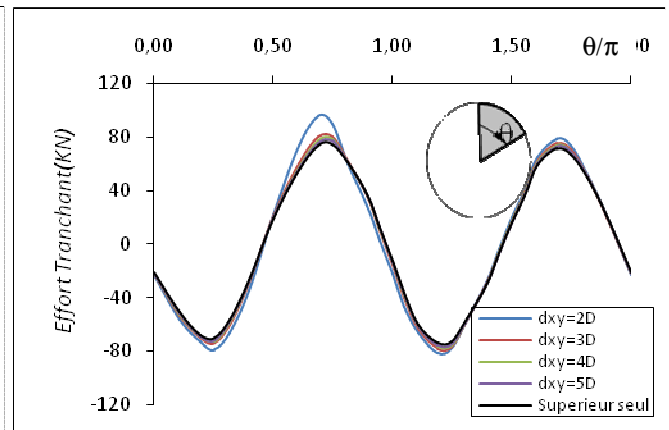
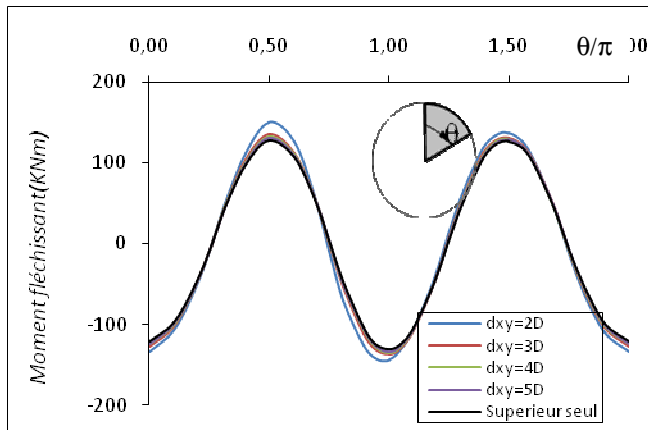


Figure V.112 : Moment fléchissant dans le revêtement du 1^{er} tunnel (tunnel supérieure).

Figure V.113 : Effort tranchant dans le revêtement du 1^{er} tunnel (tunnel supérieure).

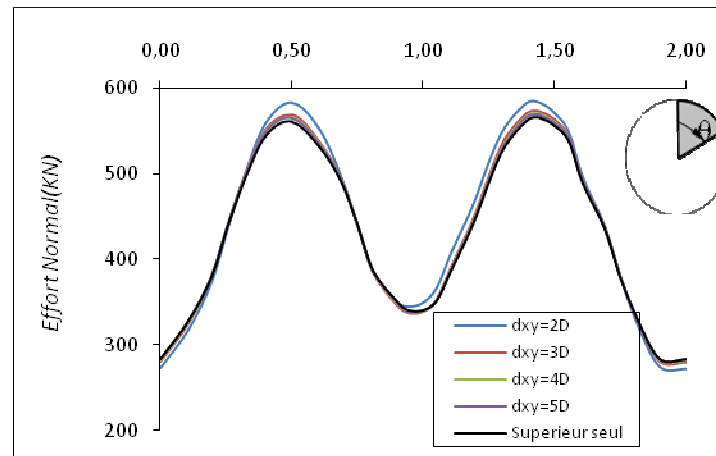


Figure V.114 : Effort normal dans le revêtement du 1^{er} tunnel (tunnel supérieure).

À partir d’une distance entre axes $d_{xy} \geq 3D$ le creusement de deux tunnels ensemble n’a pas de grande influence sur les efforts internes dans le revêtement du tunnel supérieur en le comparant avec le cas où ce dernier est construit seul dans un terrain vierge. Pour une distance $d_{xy} = 2D$ le 2^{ème} scénario de creusement influe de manière notable sur l’amplitude des efforts internes dans le revêtement du tunnel supérieur. On observe une augmentation des amplitudes de M_f^{Max} , T^{Max} et N^{Max} .

c.2 Comparaison entre les deux scénarios de creusement pour les tunnels parallèles inclinés

c.2.1 Le tunnel supérieur est construit en premier

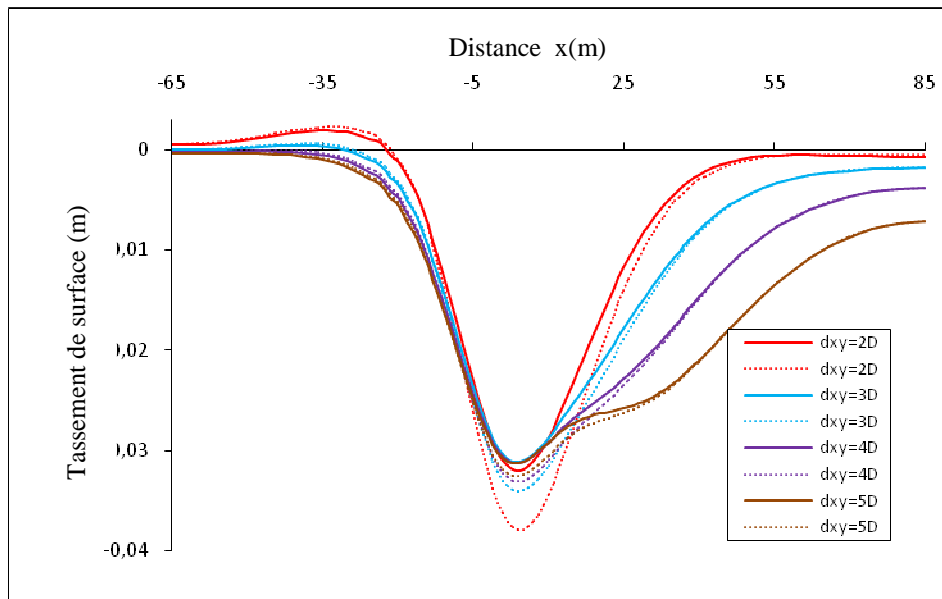


Figure V.115 : Tassement de surface .

	Tassement (mm) Croisement d'un tunnel existant (Tunnel supérieur en premier)	Tassement (mm) Deux tunnels en même temps
$d_{xy}=2D$	-32.00	-37.92
$d_{xy}=3D$	-31.17	-34.1
$d_{xy}=4D$	-31.27	-33.11
$d_{xy}=5D$	-31.28	-32.58

Tableau V.15 : Comparaison de l'influence de d_{xy} pour les deux scénarios de creusement sur le tassement de surface.

Pour le creusement de deux tunnels par le 2^{ème} scénario (Creusement des deux tunnels en même temps) on constate que le tassement maximum (δ_{max}) augmente jusqu'à atteindre une augmentation de 19% de la valeur en cas de croisement d'un tunnel existant pour la distance $d_{xy}=2D$.

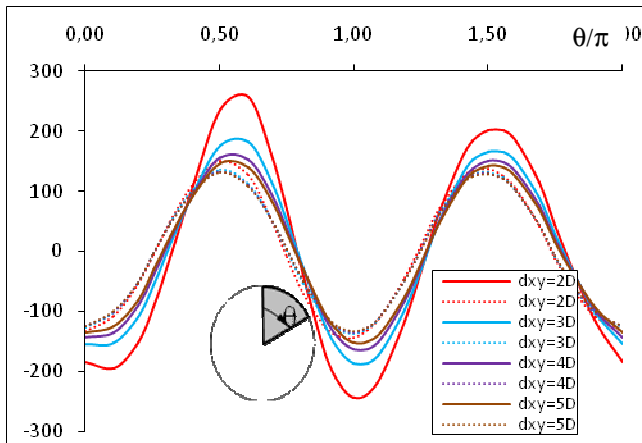


Figure V.116 : Moment fléchissant dans le revêtement du 1^{er} tunnel (tunnel supérieure).

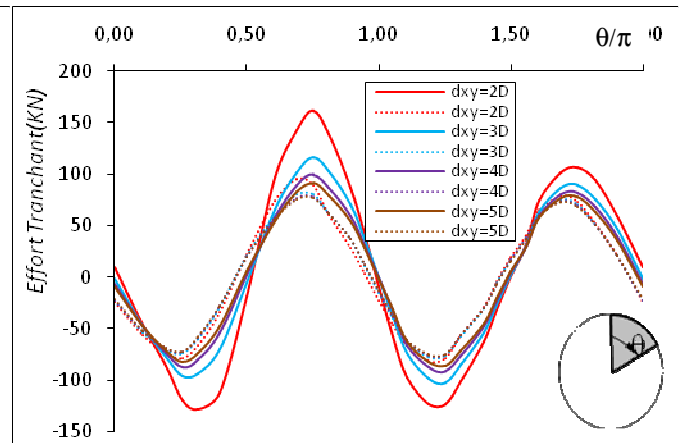


Figure V.117 : Effort tranchant dans le revêtement du 1^{er} tunnel (tunnel supérieure).

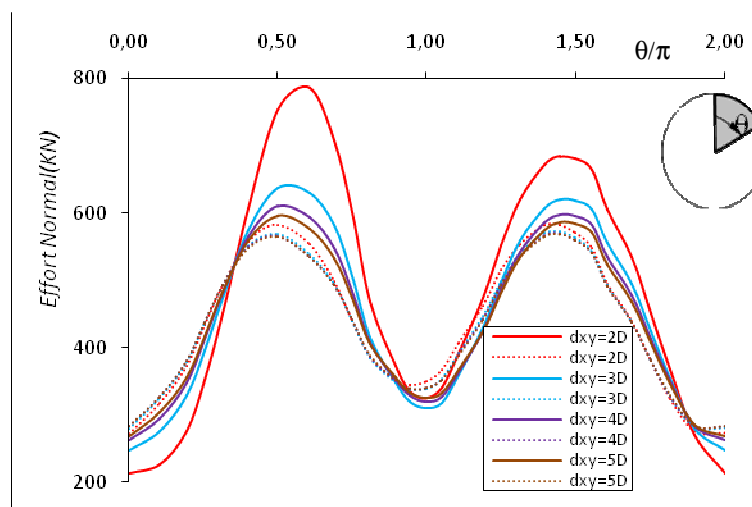


Figure V.118 : L'effort normal dans le revêtement du 1^{er} tunnel (tunnel supérieure).

Il est primordial de mentionner que l'asymétrie des efforts internes entre les deux parties du tunnel supérieur qui a été signalé pour le 1^{er} scénario (Croisement d'un tunnel existant) (Chapitre V, Paragraphe V.2.1.3) n'est pas présente pour le cas d'un creusement par le 2^{ème} scénario voir figure ci-dessous :

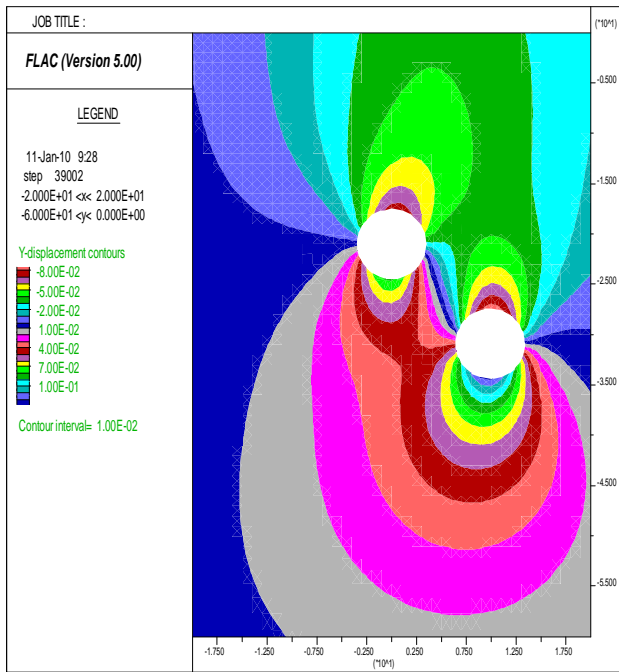


Figure V.119 : Déplacement vertical (2^{ème} scénario).

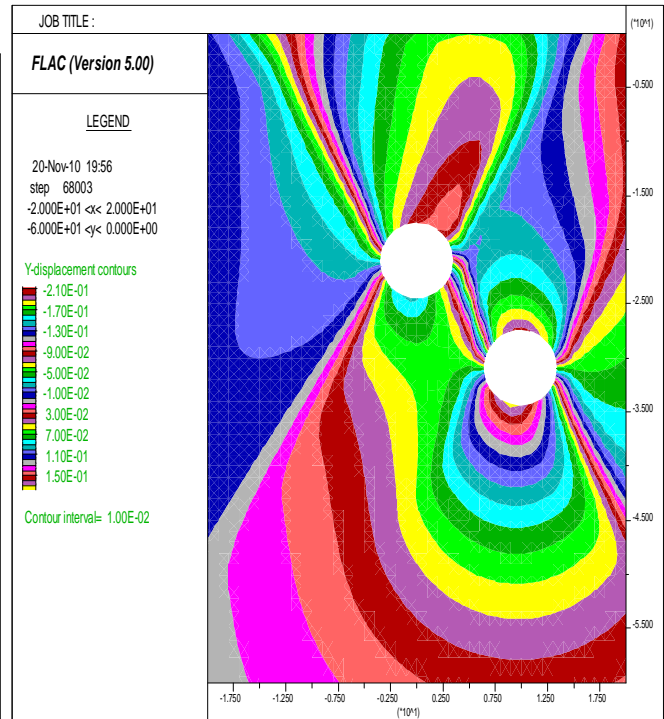


Figure V.120 : Déplacement vertical (1^{er} scénario).

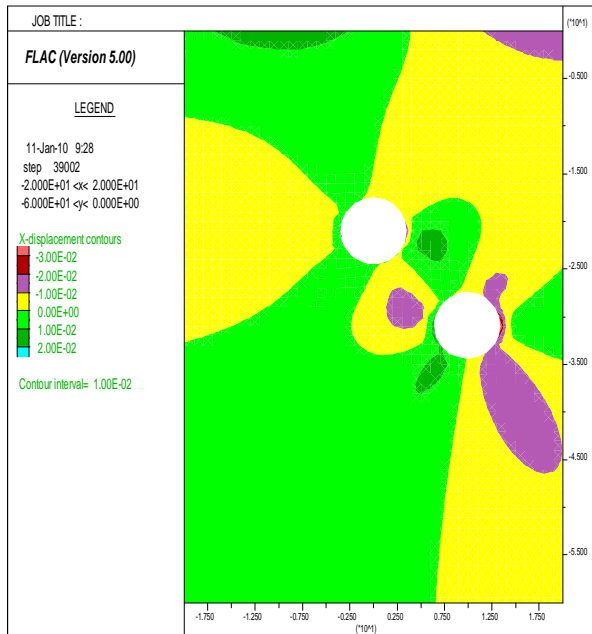


Figure V.121 : Déplacement horizontal (2^{ème} scénario).

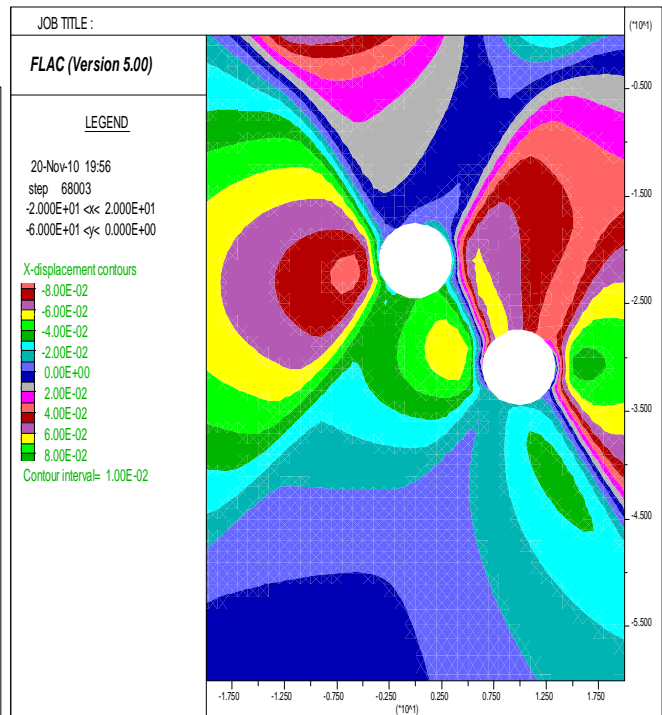


Figure V.122 : Déplacement horizontal (1^{er} scénario).

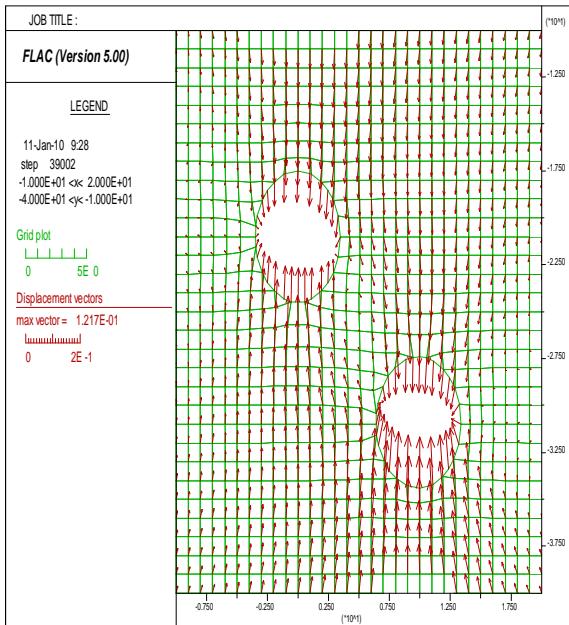


Figure V.123 : Convergence des parois (2^{ème} scénario).

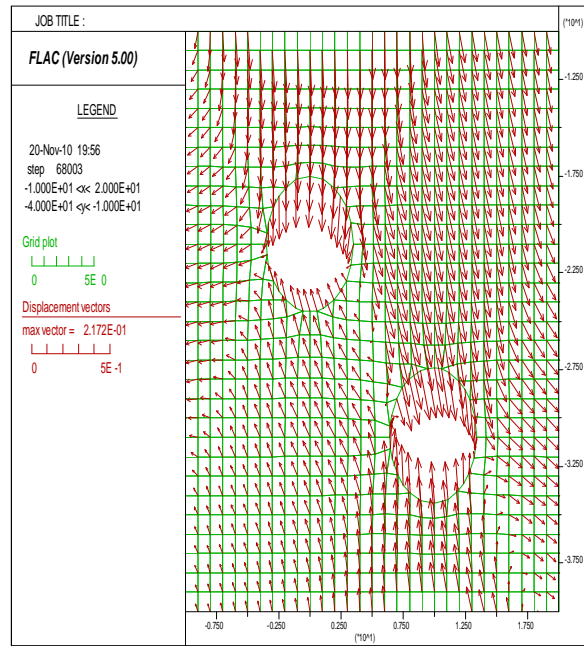


Figure V.124 : Convergence des parois (1^{er} scénario).

	$d_{xy}=2D$	$d_{xy}=3D$	$d_{xy}=4D$	$d_{xy}=5D$
$N^{Max}(KN)$: Croisement d'un tunnel existant —	786.10	637.60	610.50	596.10
$N^{Max}(KN)$: Deux tunnels en même temps	582.70	572.10	569.30	568.10
$T^{Max}(KN)$: Croisement d'un tunnel existant —	161.30	116.30	99.32	91.04
$T^{Max}(KN)$: Deux tunnels en même temps	95.590	80.09	77.97	76.96
$M^{Max}(KN.m)$: Croisement d'un tunnel existant —	256.90	182.30	156.10	146.10
$M^{Max}(KN.m)$: Deux tunnels en même temps	150.30	135.70	132.20	130.70

Tableau v.16 : Comparaison de l'influence de d_y pour les deux scénarios de creusement sur les efforts internes dans le revêtement du tunnel supérieur.

- Pour $d_{xy}=2D$ le creusement par le 2^{ème} scénario (creusement de deux tunnels en même temps) mène à une diminution de M_f^{Max} qui atteint 59% sa valeur pour le 1^{er} scénario (croisement d'un tunnel existant) ;
- pour $d_{xy}=3D$ la diminution de M_f^{Max} vas jusqu'à atteindre les 74% de sa valeur pour le 1^{er} scénario (croisement d'un tunnel existant) ;
- Pour $d_{xy}>3D$ le creusement par le 2^{ème} scénario mène à une diminution de M_f^{Max} qui atteint les 85% et les 89% de sa valeur pour $d_{xy}=4D$ et $5D$ respectivement ;
- Pour $d_{xy}=2D$ le creusement de deux tunnels en même temps mène à une diminution de T^{Max} qui atteint les 59% de sa valeur pour le 1^{er} scénario (croisement d'un tunnel existant) ;
- Pour $d_{xy}=3D$ le creusement de deux tunnels en même temps mène à une diminution de T^{Max} qui atteint les 69% de sa valeur pour le 1^{er} scénario (croisement d'un tunnel existant) ;
- Pour $d_{xy}> 3D$ le creusement par le 2^{ème} scénario mène à une diminution de T^{Max} qui atteint les 79% et les 85% de sa valeur pour $d_{xy}=4D$ et $5D$ respectivement ;

- Pour $d_{xy}=2D$ le creusement de deux tunnels en même temps mène à une diminution de N^{Max} qui atteint les 74% de sa valeur pour 1^{er} scénario (croisement d'un tunnel existant) ;
- Pour $d_{xy}=3D$ le creusement de deux tunnels en même temps mène à une diminution de N^{Max} qui atteint les 90% de sa valeur pour le 1^{er} scénario (croisement d'un tunnel existant) ;
- Pour $d_{xy}> 3D$ le creusement par le 2^{eme} scénario mène à une diminution de N^{Max} qui atteint les 93 % et les 95 % de sa valeur pour $d_{xy}=4D$ et $5D$ respectivement ;

Conclusion

Pour deux tunnels parallèles incliné et pour un t'el ordre de construction (tunnel supérieur en 1^{er}) pour prévoir plus de stabilité de terrain (moins de tassement) ; envisagé un creusement par le 1^{er} scénario (Croisement d'un tunnel existant) est une démarche essentiel qui nécessite le renforcement structural du revêtement du tunnel supérieur.

c.2.2 Le tunnel inférieur est construit en premier

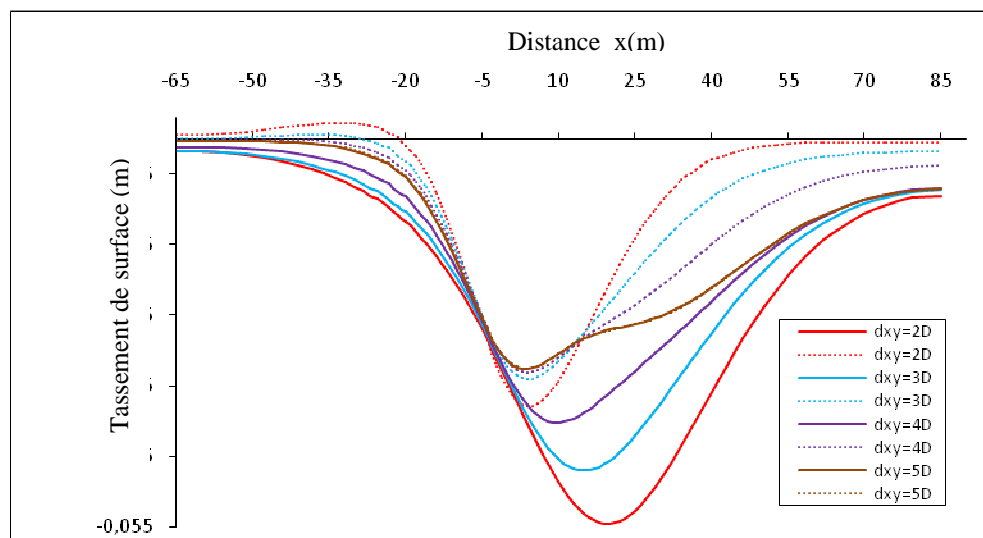


Figure V.125 : Tassement de surface.

	Tassement (mm) Croisement d'un tunnel existant (Tunnel supérieur en premier)——	Tassement (mm) Deux tunnels en même temps
$d_{xy}=2D$	-54.58	-37.92
$d_{xy}=3D$	-47.07	-34.10
$d_{xy}=4D$	-40.24	-33.11
$d_{xy}=5D$	-32.64	-32.58

Tableau V.17: Comparaison de l'influence de d_{xy} pour les deux scénarios de creusement sur le tassement de surface.

On constate que pour le 2^{eme} scénario (Creusement des deux tunnels en même temps) le tassement maximum (δ_{max}) diminue jusqu'à atteindre 69% de sa valeur pour le 1^{er} scénario (croisement d'un tunnel existant) pour la distance $d_{xy}=2D$.

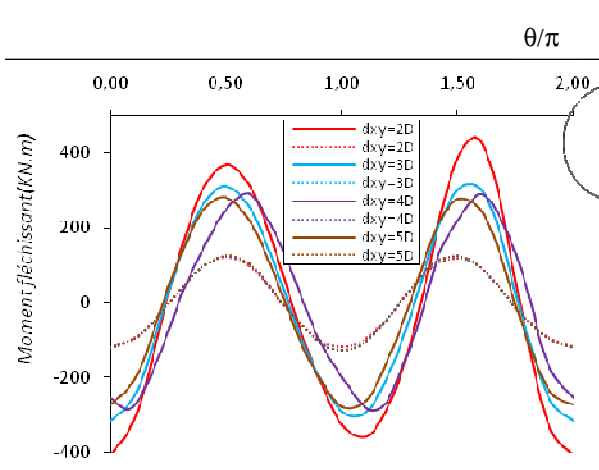


Figure V.126 : Moment fléchissant dans le revêtement du 1^{er} tunnel (tunnel inférieur).

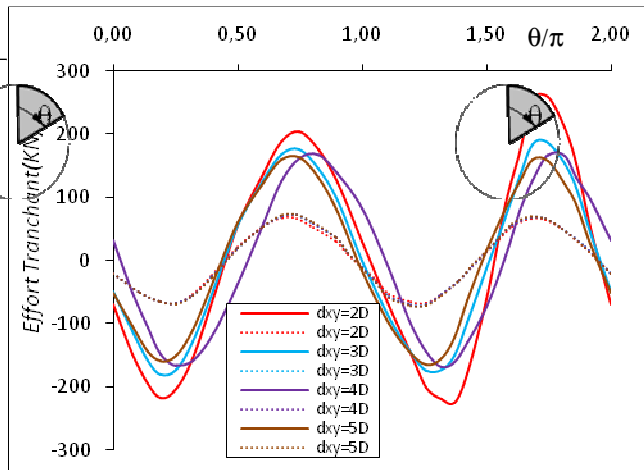


Figure V.127 : Effort tranchant dans le revêtement du 1^{er} tunnel (tunnel inférieur).

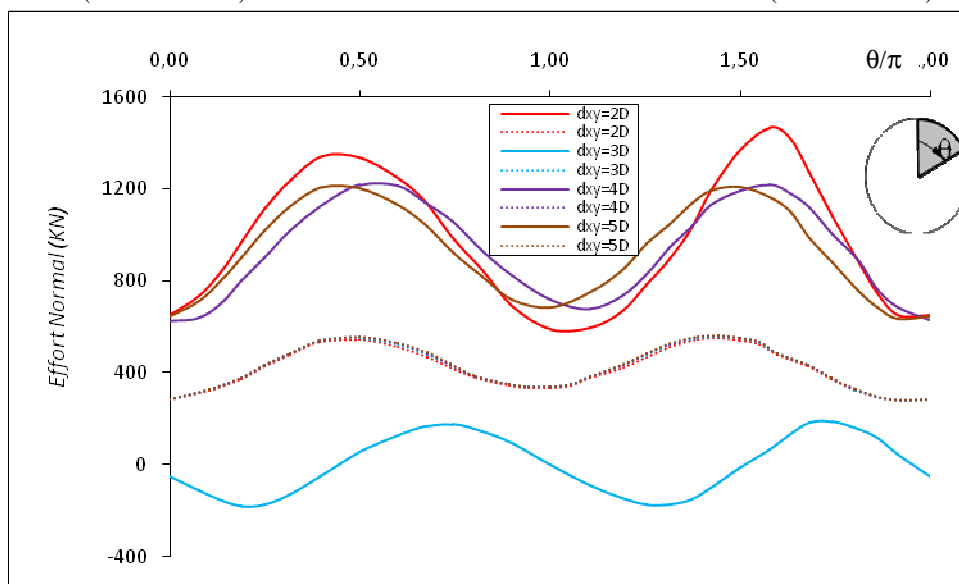


Figure V.128 : L'effort normal dans le revêtement du 1^{er} tunnel (tunnel inférieur).

Il est primordial de motionné que l'asymétrie des efforts internes entre les deux parties du tunnel supérieur qui a été signalé pour le 1^{er} scénario (Croisement d'un tunnel existant) (Chapitre V, paragraphe V.2.1.3) n'est pas présente pour le cas d'un creusement par le 2^{eme} scénario.

	$d_{xy}=2D$	$d_{xy}=3D$	$d_{xy}=4D$	$d_{xy}=5D$
$N^{Max}(KN)$: Croisement d'un tunnel existant —	1467.00	1243.00	1217.00	1208.00
$N^{Max}(KN)$: Deux tunnels en même temps	549.00	557.00	559.80	561.50
$T^{Max}(KN)$: Croisement d'un tunnel existant —	259.20	186.80	167.30	163.00
$T^{Max}(KN)$: Deux tunnels en même temps	68.38	71.34	72.39	72.96
$M^{Max}(KN.m)$: Croisement d'un tunnel existant —	442.30	312.70	290.60	281.00
$M^{Max}(KN.m)$: Deux tunnels en même temps	120.90	124.10	125.10	125.50

Tableau V.18 : Comparaison de l'influence de d_{xy} pour les deux scénarios de creusement sur les efforts internes dans le revêtement du tunnel supérieur.

- Pour $d_{xy}=2D$ le creusement par le 2^{ème} scénario (creusement de deux tunnels en même temps) mène à une diminution de M_f^{Max} qui atteint 27% sa valeur pour le 1^{er} scénario (croisement d'un tunnel existant) ;
- pour $d_{xy}=3D$ la diminution de M_f^{Max} vas jusqu'à atteindre les 40% de sa valeur pour le 1^{er} scénario (croisement d'un tunnel existant) ;
- Pour $d_{xy}>3D$ le creusement par le 2^{ème} scénario mène à une diminution de M_f^{Max} qui atteint les 43% et les 45% de sa valeur pour $d_{xy}=4D$ et $5D$ respectivement ;
- Pour $d_{xy}=2D$ le creusement de deux tunnels en même temps mène à une diminution de T^{Max} qui atteint les 26% de sa valeur pour le 1^{er} scénario (croisement d'un tunnel existant) ;
- Pour $d_{xy}=3D$ le creusement de deux tunnels en même temps mène à une diminution de T^{Max} qui atteint les 38% de sa valeur pour le 1^{er} scénario (croisement d'un tunnel existant) ;
- Pour $d_{xy}>3D$ le creusement par le 2^{ème} scénario mène à une diminution de T^{Max} qui atteint les 43% et les 45% de sa valeur pour $d_{xy}=4D$ et $5D$ respectivement ;
- Pour $d_{xy}=2D$ le creusement de deux tunnels en même temps mène à une diminution de N^{Max} qui atteint les 37% de sa valeur pour le 1^{er} scénario (croisement d'un tunnel existant) ;
- Pour $d_{xy}=3D$ le creusement de deux tunnels en même temps mène à une diminution de N^{Max} qui atteint les 45% de sa valeur pour le 1^{er} scénario (croisement d'un tunnel existant) ;
- Pour $d_{xy}>3D$ le creusement par le 2^{ème} scénario mène à une diminution de N^{Max} qui atteint les 46% de sa valeur pour $d_{xy}=4D$ et $5D$.

Conclusion

Pour deux tunnels parallèles inclinés et pour un tel ordre de construction (tunnel inférieur en 1^{er}) pour prévoir plus de stabilité de terrain (moins de tassement) ; envisagé un creusement par le 2^{ème} scénario (Creusement de deux tunnels en même temps) est une démarche essentielle ayant un considérable apport économique.

VI Influence du facteur "temps" sur l'interaction

Dans ce chapitre on a introduit l'influence du facteur "temps" par deux aspects :

1. La diminution de l'épaisseur du revêtement du 1^{er} tunnel (ancien tunnel).
2. Le changement du taux de déconfinement (λ) du 2^{ème} tunnel (nouveau tunnel).

VI.1 Diminution de l'épaisseur du revêtement 1^{er} tunnel

Dans cette partie on a essayé d'introduire l'effet du comportement à long termes du tunnel existant en se basant sur les résultats d'analyse de Federica Sandrone dans son article "Identification et analyse des pathologies à long terme des tunnels des Routes Nationales Suisse". En accord avec les recommandations de cet article nous avons approché l'influence du facteur temps sur le comportement du 1^{er} tunnel par une réduction de l'épaisseur du revêtement ,pour cela notre choix s'est porté sur une réduction de 15% et 30% respectivement de l'épaisseur du projet qui égale à 35cm.

VI.1.1 Tunnels parallèles horizontalement

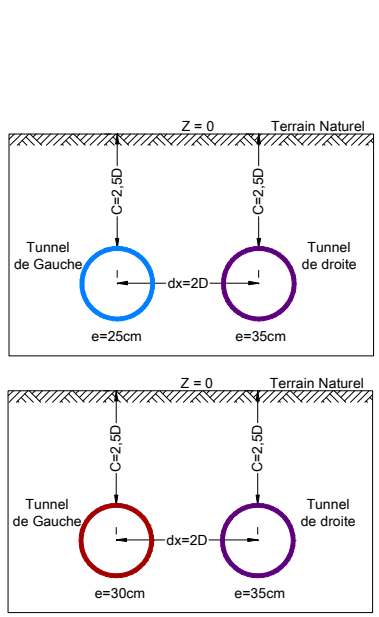


Figure VI.1 : Position spatiale des deux tunnels.

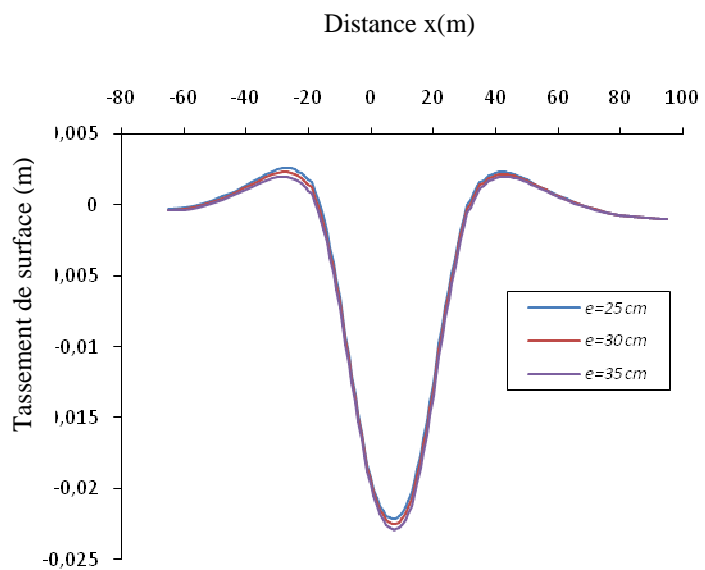


Figure VI.2 : Tassement de surface .

On remarque que la diminution de l'épaisseur du revêtement du 1^{er} tunnel (tunnel gauche) n'a pas d'influence notable sur le tassement de surface.

	Tassement en surface (mm)	Variation en (%)
e=25cm	-22.14	-3.23%
e=30cm	-22.49	-1.70%

Tableau VI.1 : Influence de la diminution de l'épaisseur du revêtement du 1^{er} tunnel sur le tassement de surface (étude comparative avec le modèle de référence).

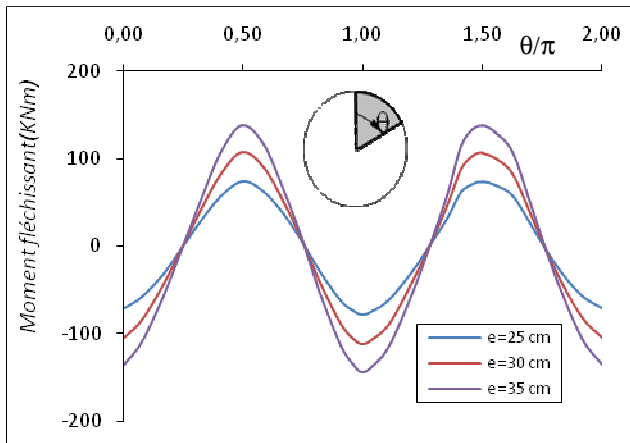


Figure VI.3 : Moment fléchissant dans le revêtement du 1^{er} tunnel (tunnel de gauche).

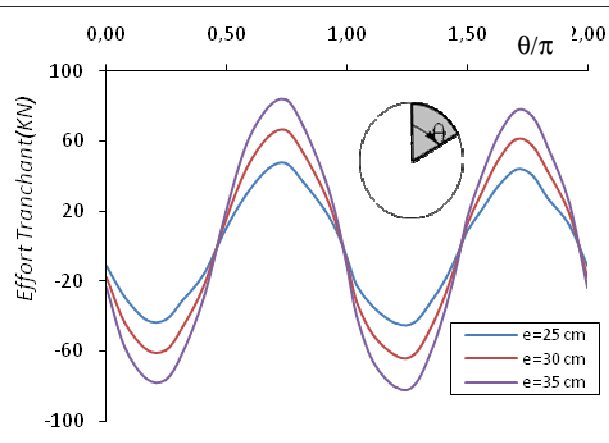


Figure VI.4 : Effort tranchant dans le revêtement du 1^{er} tunnel (tunnel de gauche).

On remarque que plus l'épaisseur du 1^{er} tunnel (tunnel de gauche) diminue plus le moment fléchissant et l'effort tranchant dans le revêtement de ce dernier diminue après l'excavation du second tunnel (tunnel de droite).

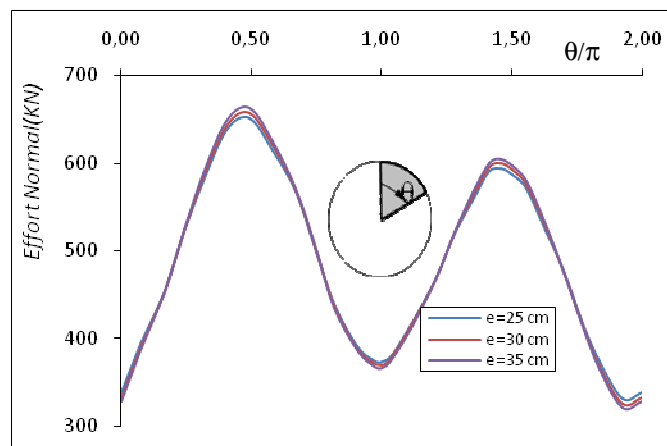


Figure VI.5 : Effort normal dans le revêtement du 1^{er} tunnel (tunnel de gauche).

On remarque que la diminution de l'épaisseur du 1^{er} tunnel (tunnel de gauche) n'a pas d'effet notable sur l'effort normal dans le revêtement de ce dernier.

	e=25cm	e=30cm
N^{Max}	-1.65%	-0.81%
T^{Max}	-43.74%	-21.20%
M^{Max}	-46.69%	-22.76%

Tableau VI.2 : Influence de la diminution de l'épaisseur du revêtement du 1^{er} tunnel sur les efforts internes (étude comparative avec le modèle de référence).

NB : Le signe(+) indique une augmentation, le signe(-) une diminution.

VI.1.2 Tunnels parallèles verticalement

c. Le tunnel supérieur est construit en premier

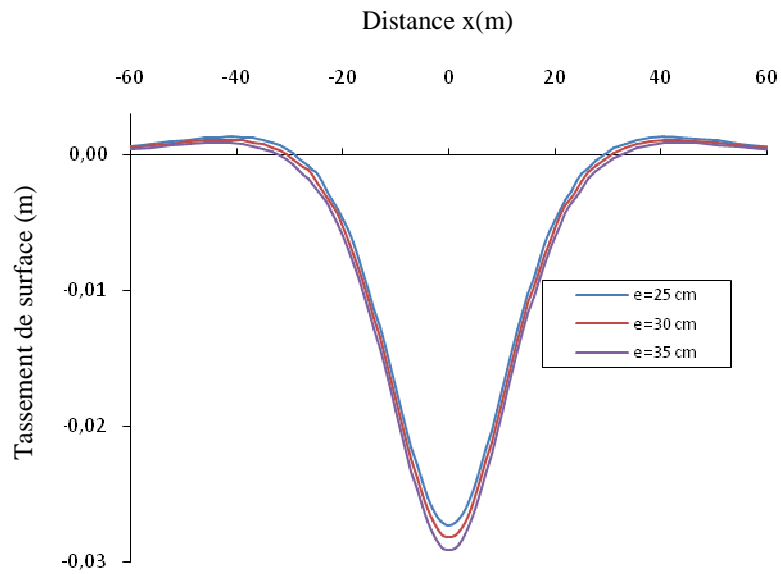
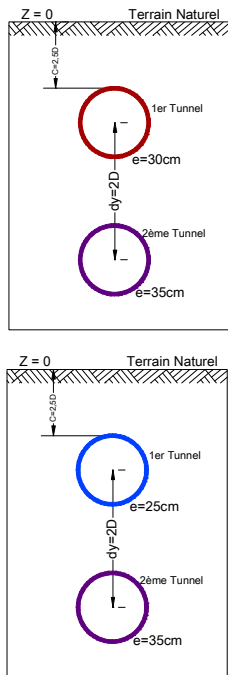


Figure VI.6 : Position spatiale des deux tunnels.

Figure VI.7 : Tassement de surface.

On remarque que quelque soit l'épaisseur du 1^{er} tunnel (tunnel supérieur) la surface de tassement reste symétrique avec le respect de la ligne centrale, l'influence de la variation de l'épaisseur se concentre sur la valeur δ_{max} , plus le tunnel existant (tunnel supérieur) est moins épais et plus δ_{max} diminue.

	Tassement en surface (mm)	Variation en (%)
e=25mm	-27.29	-6.35%
e=30mm	-28.2	-3.23%

Tableau VI.3 : Influence de la diminution de l'épaisseur du revêtement du 1^{er} tunnel sur le tassement de surface (étude comparative avec le modèle de référence).

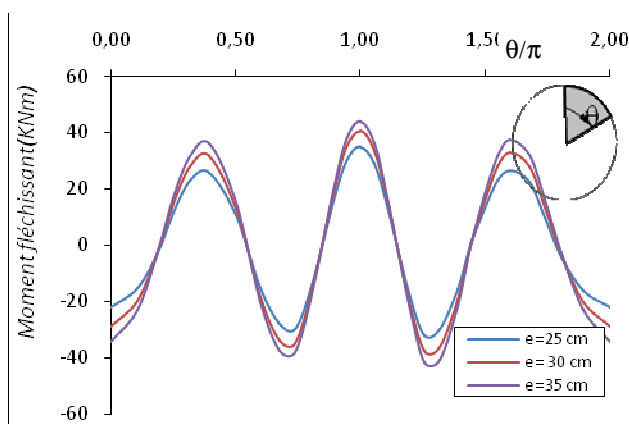


Figure VI.8 : Moment fléchissant dans le revêtement du 1^{er} tunnel tunnel (tunnel supérieure).

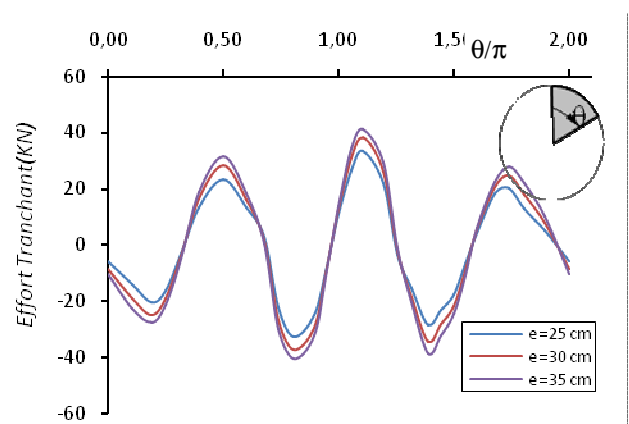


Figure VI.9 : Effort tranchant dans le revêtement du 1^{er} tunnel tunnel (tunnel supérieure).

On remarque que plus l'épaisseur du tunnel existant diminue plus le moment fléchissant et l'effort tranchant dans le revêtement de ce dernier diminue après l'excavation du second tunnel (tunnel inférieure).

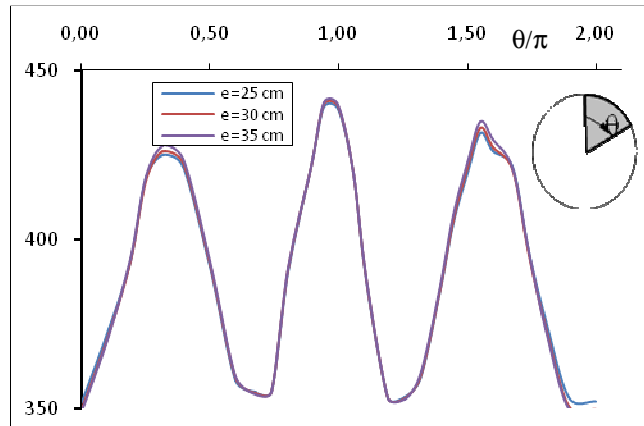


Figure VI.10 : Effort normal dans le revêtement du 1^{er} tunnel (tunnel supérieure).

On remarque que le changement de l'épaisseur de l'épaisseur du revêtement du tunnel existant n'a pratiquement pas d'effet sur l'effort normal dans le revêtement de ce dernier.

	e=25 cm	e=30 cm
N^{Max}	-0.27%	-0.09%
T^{Max}	-18.81%	-7.31%
M^{Max}	-20.43%	-7.73%

Tableau VI.4 : Influence de la diminution de l'épaisseur du revêtement du 1^{er} tunnel sur les efforts internes (étude comparative avec le modèle de référence).

d. Le tunnel inférieur est construit en premier

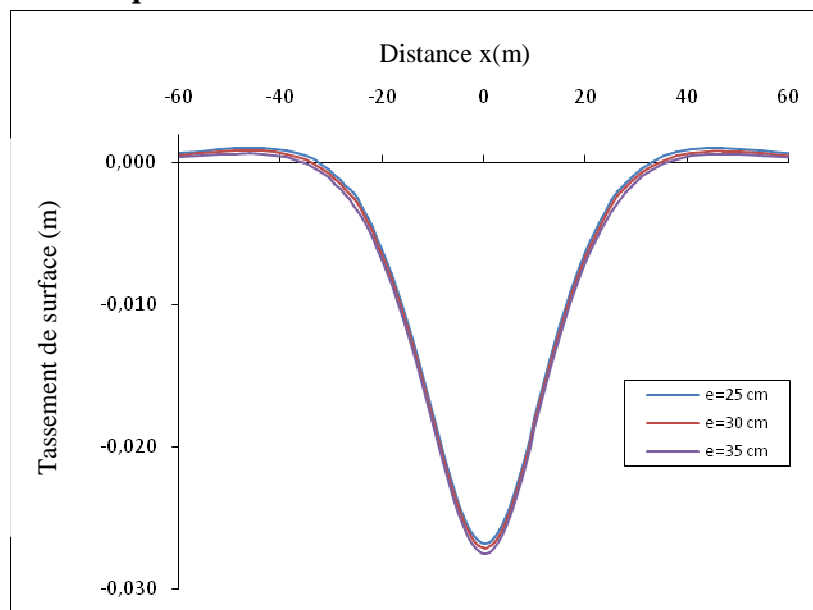
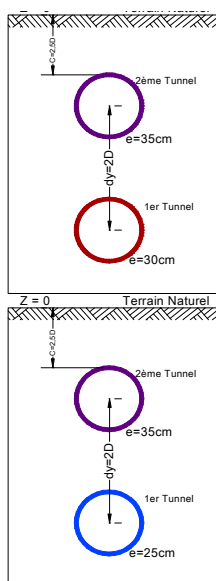


Figure VI.11 : Position spatiale des deux tunnels.

Figure VI.12 : Tassement de surface.

La variation de l'épaisseur du 1^{er} tunnel (tunnel inférieur) n'a pas d'effet notable sur le tassement max δ_{max} .

	Tassement en surface (mm)	Variation en (%)
e=25cm	-26.78	-2.65%
e=30cm	-27.13	-1.38%

Tableau VI.5 : Influence de la diminution de l'épaisseur du revêtement du 1^{er} tunnel sur le tassement de surface (étude comparative avec le modèle de référence).

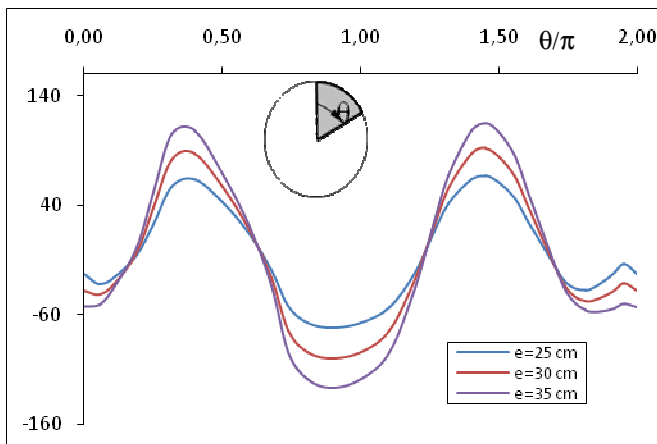


Figure VI.13 : Moment fléchissant dans le revêtement du 1^{er} tunnel (tunnel inférieure).

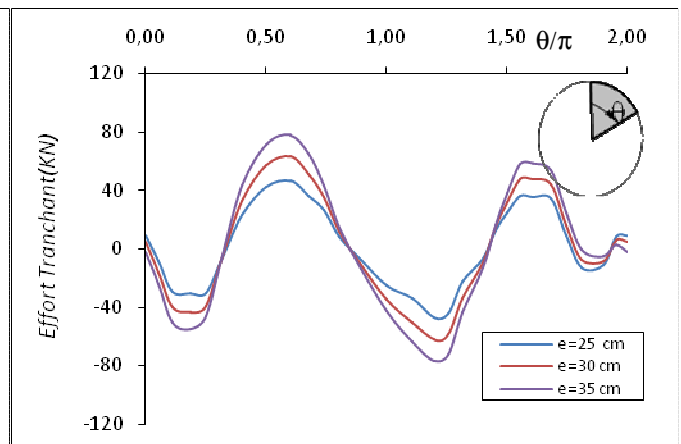


Figure VI.14 : L'effort tranchant dans le revêtement du 1^{er} tunnel (tunnel inférieure).

On remarque que plus l'épaisseur du 1^{er} tunnel (tunnel inférieur) diminue et plus les amplitudes du moment fléchissant et de l'effort tranchant dans le revêtement du 1^{er} tunnel (tunnel inférieur) diminue au voisinage des reins de ce dernier tandis qu'au radier et a la voute on remarque que les amplitudes de M_f^{Max} et T^{Max} augmente avec la diminution de l'épaisseur du revêtement.

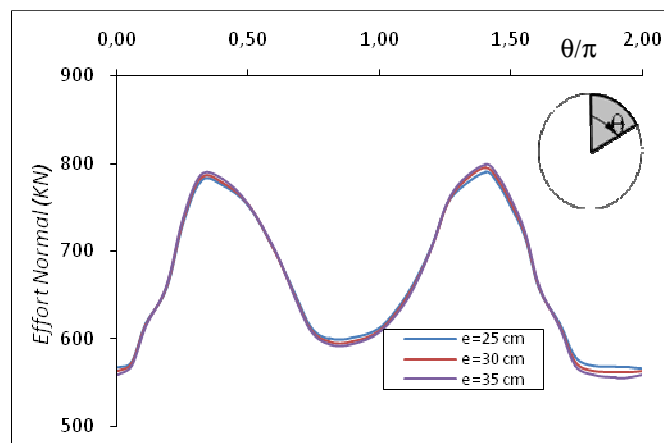


Figure VI.15 : Effort normal dans le revêtement du 1^{er} tunnel (tunnel inférieure).

On constate que la diminution de l'épaisseur du revêtement du 1^{er} tunnel n'a pas d'effet notable sur la variation de l'amplitude de l'effort normal dans le revêtement de ce dernier.

	e=25 cm	e=30 cm
N^{Max}	-1.08%	-0.51%
T^{Max}	-40.12%	-18.72%
M^{Max}	-42.04%	-20.13%

Tableau VI.6 : Influence de la diminution de l'épaisseur du revêtement du 1^{er} tunnel sur les efforts internes (étude comparative avec le modèle de référence).

VI.1.3 Tunnels parallèles inclinés

c. Le tunnel supérieur est construit en premier

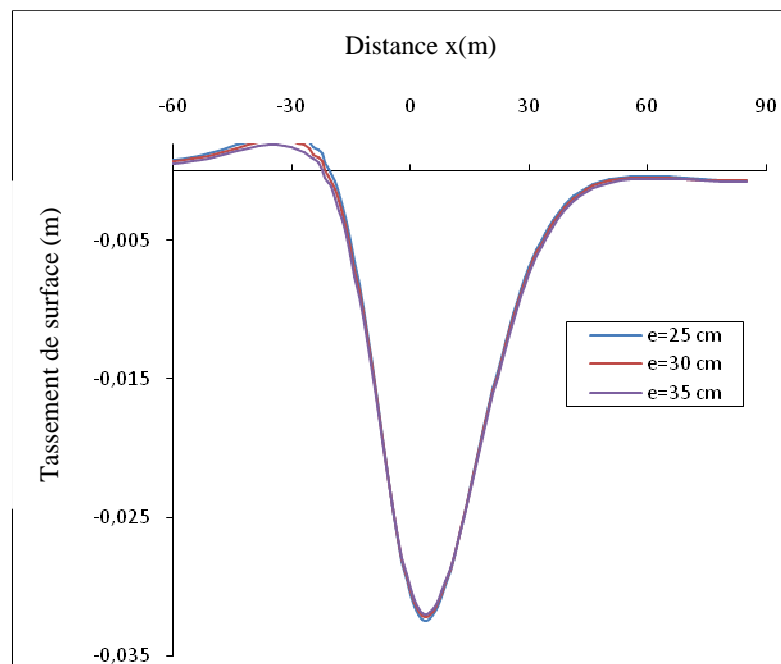
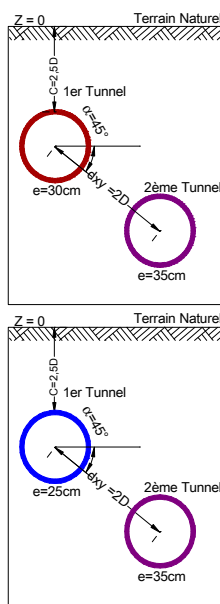


Figure VI.16 : Position spatiale des deux tunnels.

Figure VI.17 : Tassement de surface.

On remarque que plus l'épaisseur du revêtement du tunnel existant (tunnel supérieur) diminue plus σ_{max} augmente.

	Tassement en surface (mm)	Variation en (%)
e=25 cm	-32.49	+1.53%
e=30 cm	-32.19	+0.59%

Tableau VI.7 : Influence de la diminution de l'épaisseur du revêtement du 1^{er} tunnel sur le tassement de surface (étude comparative avec le modèle de référence).

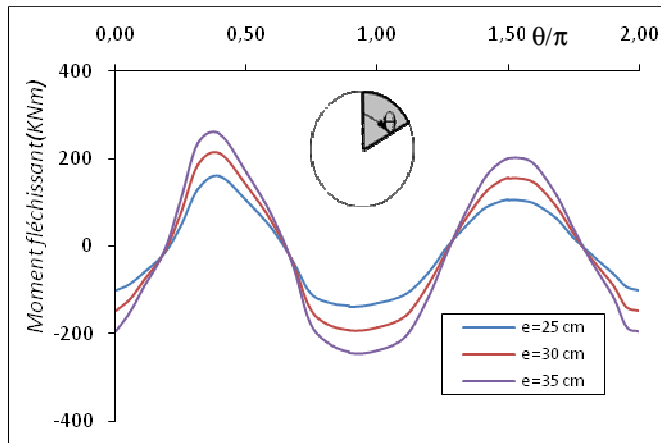


Figure VI.18 : Moment fléchissant dans le revêtement du 1^{er} tunnel (tunnel supérieure).

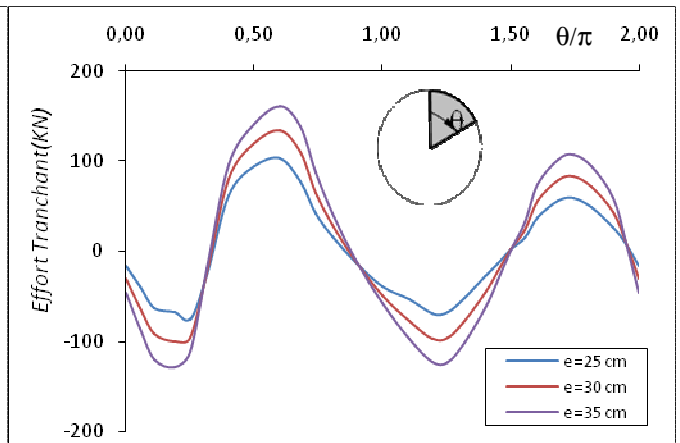


Figure VI.19 : Effort tranchant dans le revêtement du 1^{er} (tunnel supérieure).

Plus l'épaisseur du 1^{er} tunnel (tunnel supérieur) diminue et plus le moment fléchissant et l'effort tranchant dans le revêtement de ce dernier diminue au voisinage des reins de ce dernier tandis qu'au radier et a la voute on remarque que M_f^{Max} et T^{Max} augmente avec la diminution de l'épaisseur du revêtement.

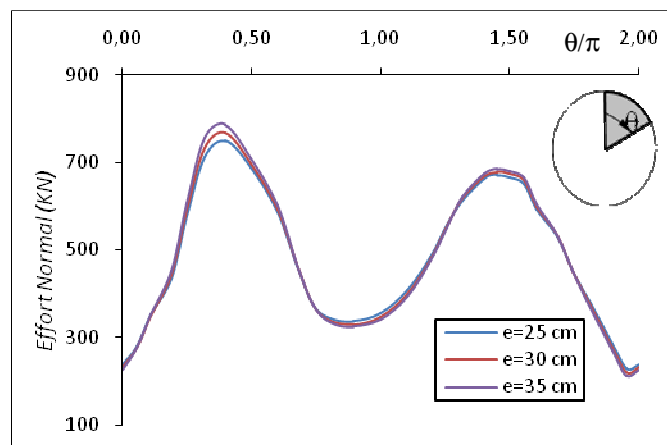


Figure VI.20 : Effort normal dans le revêtement du 1^{er} tunnel (tunnel supérieure).

On remarque que la diminution de l'épaisseur du 1^{er} tunnel (tunnel supérieur) n'a pas d'effet considérable sur l'effort normal dans le revêtement de ce dernier.

	e=25cm	e=30 cm
N^{Max}	-4.62%	-2.39%
T^{Max}	-35.83%	-16.86%
M^{Max}	-37.52%	-17.40%

Tableau VI.8 : Influence de la diminution de l'épaisseur du revêtement du 1^{er} tunnel sur les efforts internes (étude comparative avec le modèle de référence).

d. Le tunnel inférieur est construit en premier

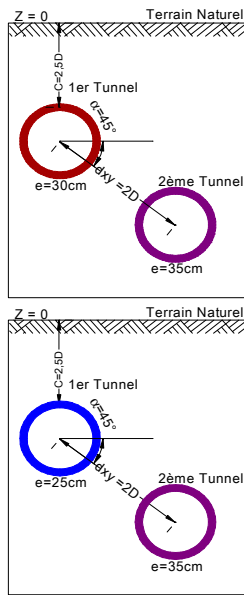


Figure VI.21 : Position spatiale des deux tunnels.

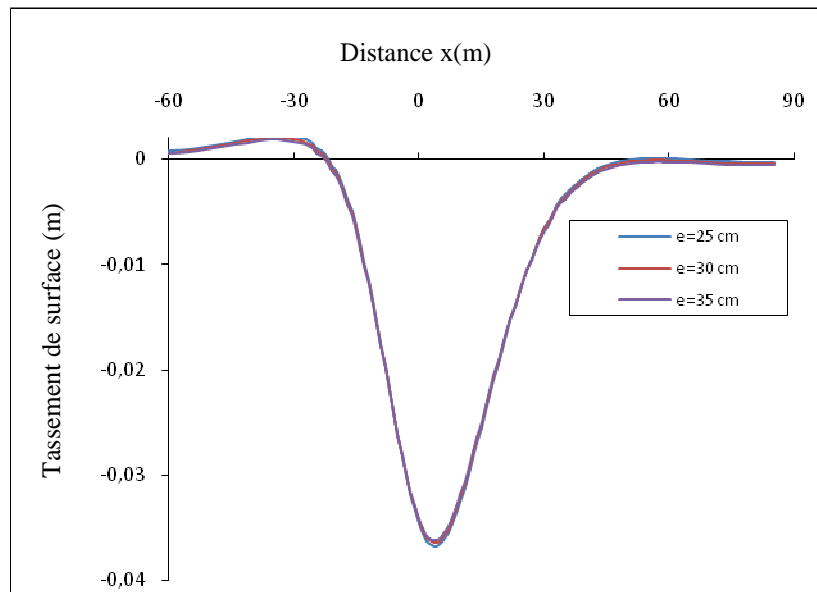


Figure VI.22 : Tassement de surface .

On constate que la diminution de l'épaisseur du 1^{er} tunnel (tunnel inférieur) n'a pas d'effet notable sur le tassement de surface.

	Tassement en surface (mm)	Variation en (%)
e=25 cm	-36.76	+1.55%
e=30 cm	-36.44	+0.66%

Tableau VI.9 : Influence de la diminution de l'épaisseur du revêtement du 1^{er} tunnel sur le tassement de surface (étude comparative avec le modèle de référence).

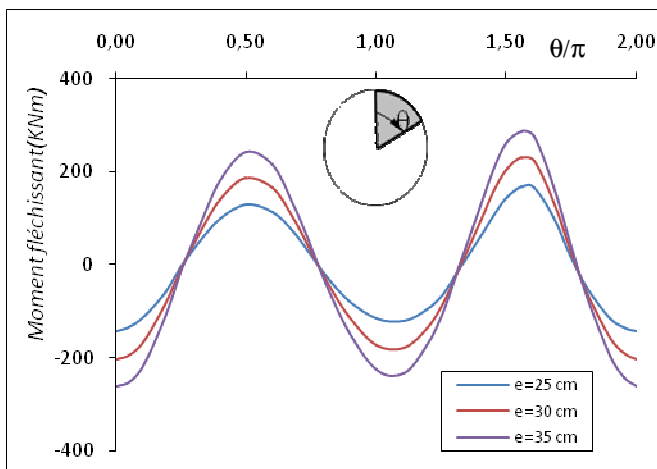


Figure VI.23 : Moment fléchissant dans le revêtement du 1^{er} tunnel (tunnel inférieure).

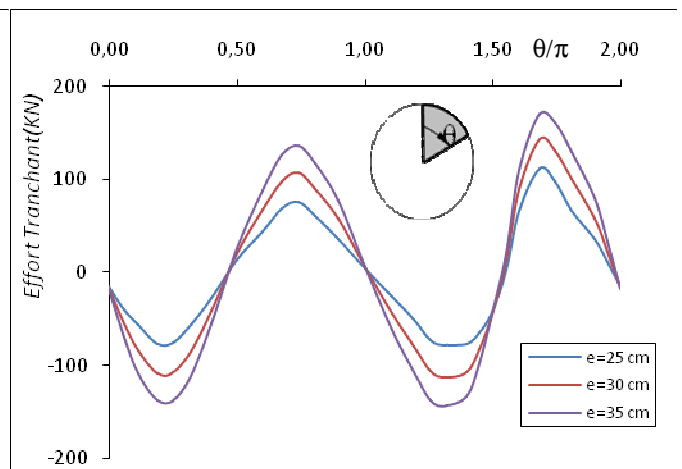


Figure VI.24 : Effort tranchant dans le revêtement du 1^{er} tunnel (tunnel inférieure).

Plus l'épaisseur du 1^{er} tunnel (tunnel inférieur) diminue et plus l'effort tranchant et le moment fléchissant dans le revêtement du 1^{er} tunnel (tunnel inférieur) diminue au voisinage des reins de ce dernier tandis qu'au radier et à la voûte on remarque que les amplitudes de M_f^{Max} et T^{Max} augmente avec la diminution de l'épaisseur du revêtement.

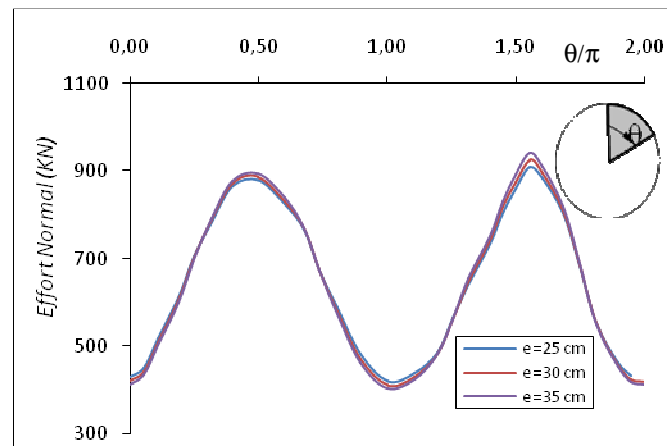


Figure VI.25 : Effort normal dans le revêtement du 1^{er} tunnel (tunnel inférieure).

La variation de l'épaisseur du tunnel existant n'a pas d'effet considérable sur l'effort normal.

	e=25 cm	e=30 cm
N^{Max}	-3.51 %	-1.78 %
T^{Max}	-34.23 %	-15.97 %
M^{Max}	-41.60 %	-19.63 %

Tableau VI.10 : Influence de la diminution de l'épaisseur du revêtement du 1^{er} tunnel sur les efforts internes (étude comparative avec le modèle de référence).

Conclusion :

On constate que l'intervalle de temps entre la fin de construction du premier tunnel, et le début du creusement du 2^{eme} tunnel est un facteur important ayant un considérable apport économique. Plus le 1^{er} tunnel sera ancien, et plus la construction du 2^{eme} tunnel exigera moins de renforcement structural dans le revêtement du 1^{er}, il est primordial de noter que pour une égale épaisseur (e=35cm) des revêtements des deux tunnels et pour les distances (d_x, d_y, d_{xy})=2D la construction du 2^{eme} à proximité du premier a exigé un important renforcement structural dans le revêtement du premier.

VI.2 Changement du taux de déconfinement du deuxième tunnel

VI.2.1 Influence du changement du taux de déconfinement du 2^{ème} tunnel (tunnel de droite) pour le cas de deux tunnels parallèles horizontaux sur le tassement de surface et les efforts internes dans le revêtement du tunnel de gauche.

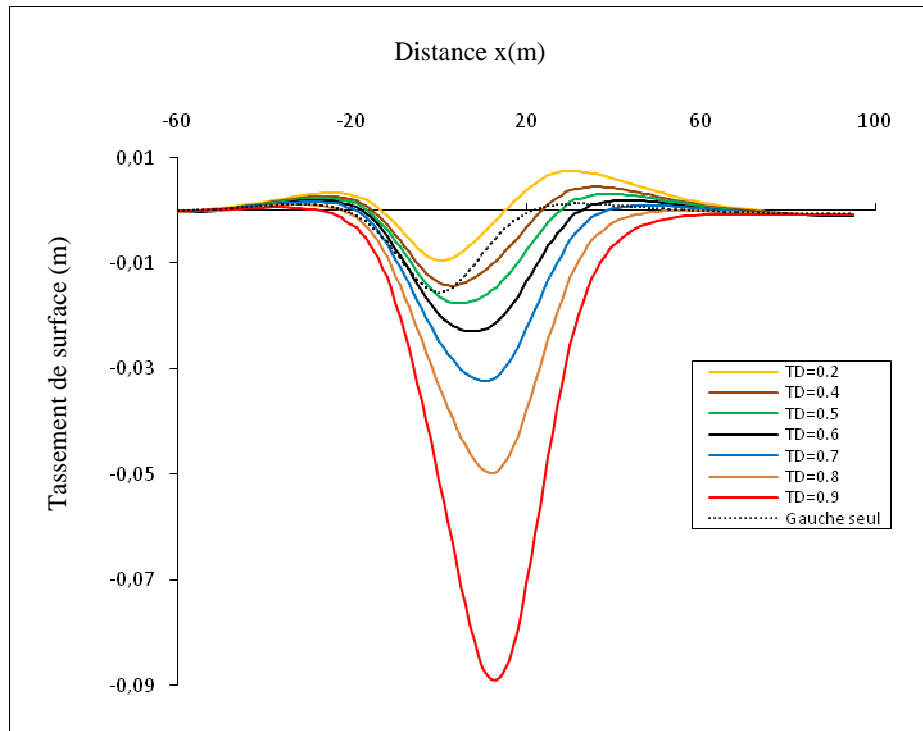


Figure VI.26 : Tassement de surface .

Remarque : $T_D = \lambda_2 = \lambda_2$ (taux de déconfinement du 2^{ème} tunnel)

On pose $T_R = \lambda_2(0.2, 0.4, 0.5, 0.6, 0.7, 0.8, 0.9) - \lambda_1 + T_0$ = temps de retard, T_0 étant la différence du temps entre la fin de mise du revêtement du 1^{er} tunnel et le début du creusement du 2^{ème} (on prendra $T_0 = \text{cts}$).

D'après la figure VI.26 on retirera les conclusions suivantes :

- On remarque que la localisation du tassement maximum et en dehors de la ligne du centre et le décentrement augmente avec la plage de variation de T_R . σ_{\max} au dessus des deux tunnels est excentré vers le second tunnel (Tunnel de droite).
- Le taux d'excentricité et une indication de la quantité de charge transférée associé à la construction du 2^{ème} tunnel.
- L'excentricité la plus petite ou qui est négligeable (par exp $T_R(\min) = -0.1 + T_0$ pour $\lambda_2 = 0.5$) indique que la plupart des charges sont partagés uniformément entre les deux tunnels par contre un $T_{R(\max)}$ correspondant à $\lambda_2 = 0.9$ indique qu'une plus grande partie de charge est supporté par le tunnel en retard à droite (voir figure VI.27, VI.29) .

- On constate que la surface de tassement de 2TPH peut être symétrique avec le respect de la ligne centrale ou bien elle peut bouger vers l'autre coté comme elle peut être asymétrique, le degré d'asymétrie dépend de la différence d'amplitude de tassement entre les deux tunnels.
- L'excentricité augmente avec l'augmentation de T_R mais approche une valeur constante pour $T_R \geq 0.7 - \lambda_1 + T_0$ ($\lambda_2=0.7$).
- Pour deux taux de déconfinement différent $\lambda_1 \neq \lambda_2$ le tassement maximum est en dehors de la ligne centrale et le décentrement augmente avec la plage de variation entre λ_2 et λ_1 .

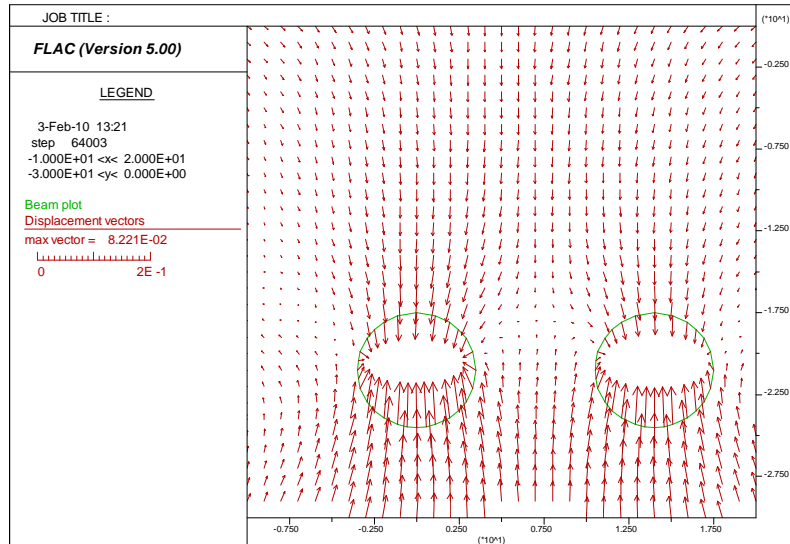


Figure VI.27 : Distribution des vecteurs déplacements correspondant à $\lambda_2=0.5$.

En ce réfèrent à la figure ci-dessus représentant la distribution des vecteurs déplacements à proximité des deux tunnels on remarque que pour l'excentricité la plus petite correspondant à $\lambda_2=0.5$ la plupart des charges sont partagés uniformément entre les deux tunnels.

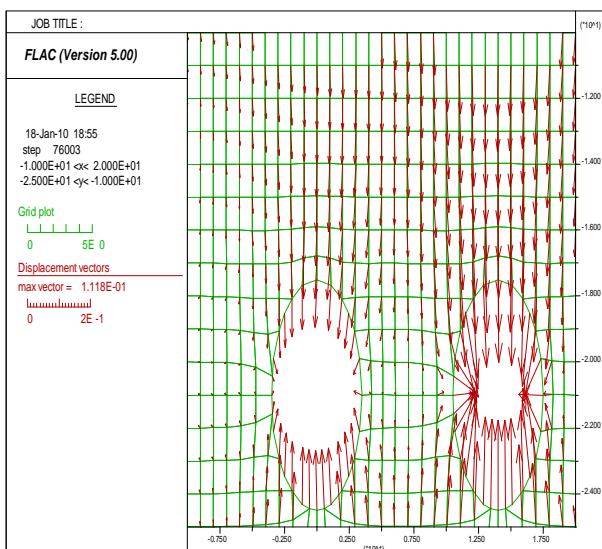


Figure VI.28 : Distribution des vecteurs déplacements correspondant à $\lambda_2=0.8$.

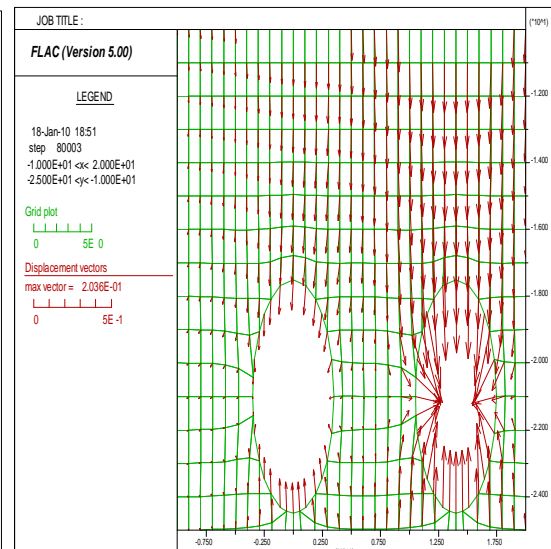


Figure VI.29 : Distribution des vecteurs déplacements correspondant à $\lambda_2=0.9$.

D'après les figures VI.28 et VI.29 on constate que:

- Le revêtement du tunnel existant est forcé a changé sa forme après l'excavation du second tunnel.
- La longueur du diamètre horizontal et vertical augmente mais l'ordre d'augmentation pour le diamètre horizontal n'est pas aussi important que pour le vertical, on en conclue que l'interaction entre les tunnels parallèles est liée à la redistribution de contraintes à l'intérieur du sol causé par les déformations du revêtement.
- L'augmentation du diamètre horizontal du 1^{er} (tunnel de gauche) est indépendante de T_R tandis que T_R a une grande influence sur l'augmentation du diamètre vertical, ceci suggère qu'une portion de charge est prise par le tunnel de droite et qui augmente avec l'augmentation de T_R .

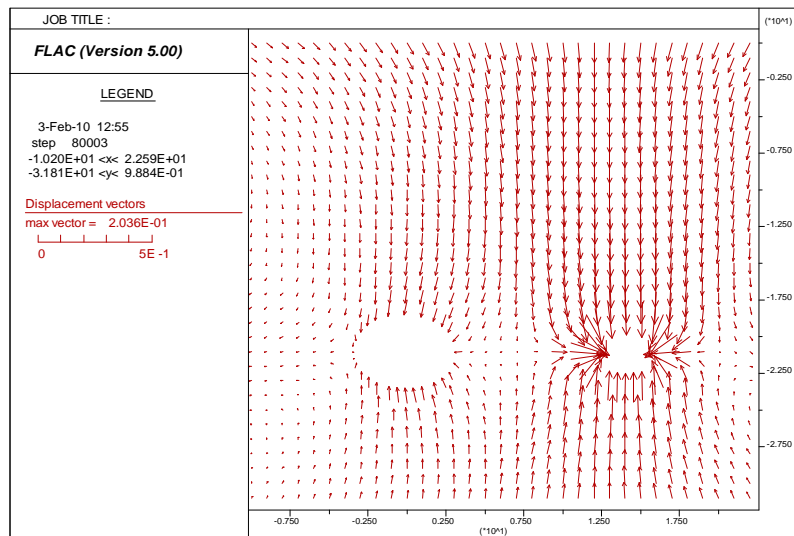


Figure VI.30 : Distribution des vecteurs déplacements correspondant à $\lambda_2 = 0.9$.

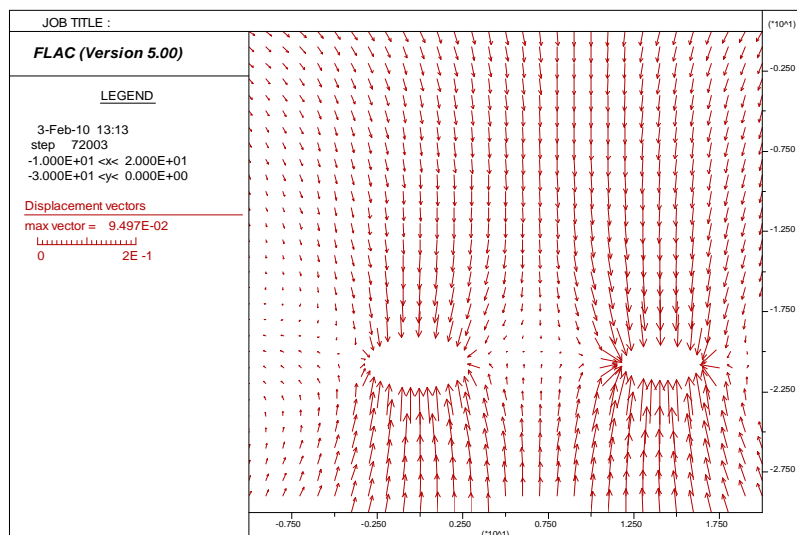


Figure VI.31 : Distribution des vecteurs déplacements correspondant à $\lambda_2 = 0.7$.

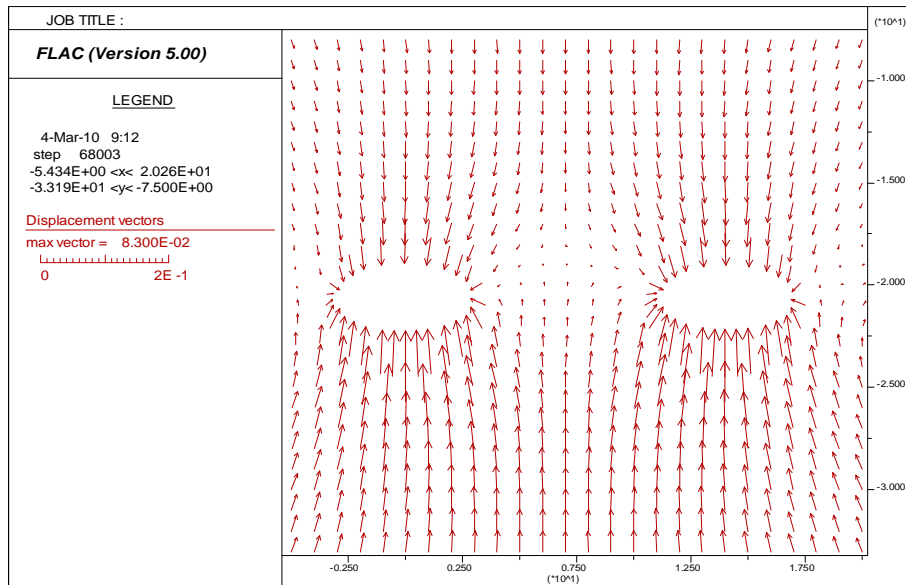


Figure VI.32 : Distribution des vecteurs déplacements pour la combinaison ($\lambda_1=\lambda_2=0.6$).

- Quand $\lambda_1 = \lambda_2$ (figure VI.32), les vecteurs déplacements sont symétriques et le sol se déplace vers le rein gauche de chaque tunnel, comme raison de la réduction des contraintes due aux travaux d'excavation, en exception du sol localisé dans la région entre les deux tunnels, le sol se déplace de façon vertical vers le bas avec un petit déplacement horizontal du a l'interaction entre les deux tunnels ;
- Les mouvements horizontales aux reins du tunnel existant sont moins sensibles a la variation de T_R ;
- Avec l'augmentation de T_R l'axe centrale de la colonne séparent les deux tunnels ce déplace vers le 2^{ème} tunnel et la voute ce déplace vers le haut (fig VI.28, VI.29) ;
- L'augmentation de la distance de retard T_R n'influe pas sur la convergence horizontal de la paroi du tunnel , par contre l'augmentation de la distance de retard a un considérable effet sur la convergence vertical de la paroi du tunnel , le diamètre vertical du tunnel existant a tendance a augmenté avec l'augmentation de T_R ;
- Le revêtement du tunnel existant est forcé a changé sa forme durant l'excavation du second tunnel, la distance de retard entre l'excavation des deux tunnels semble avoir une grande influence sur le mouvement vertical que sur le mouvement horizontal et affecte appréciablement l'augmentation du diamètre vertical du tunnel existant ;
- La réduction du diamètre horizontal est indépendante de T_R .

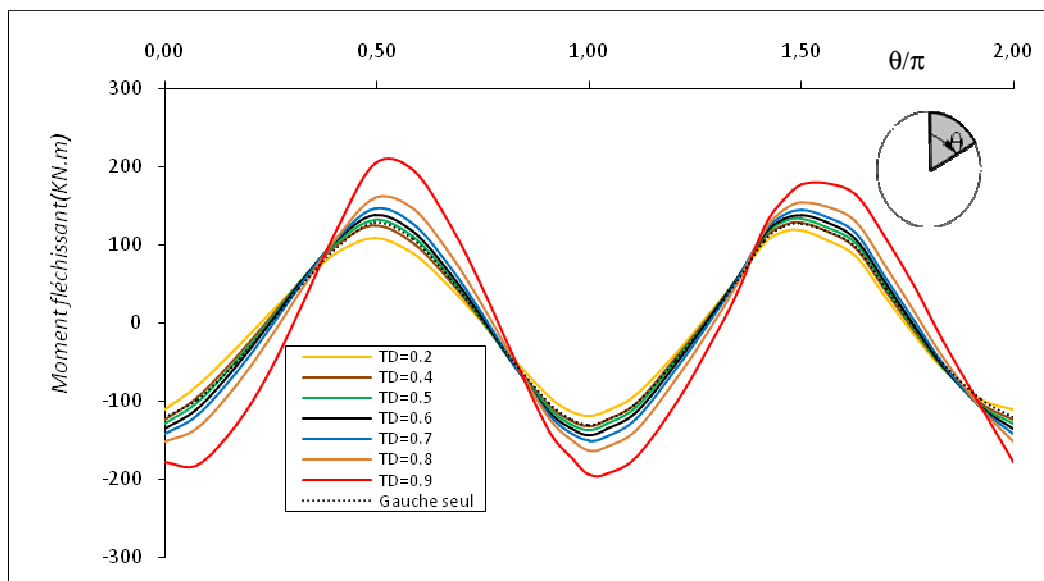


Figure VI.33 : Moment fléchissant dans le revêtement du 1^{er} tunnel (tunnel de gauche).

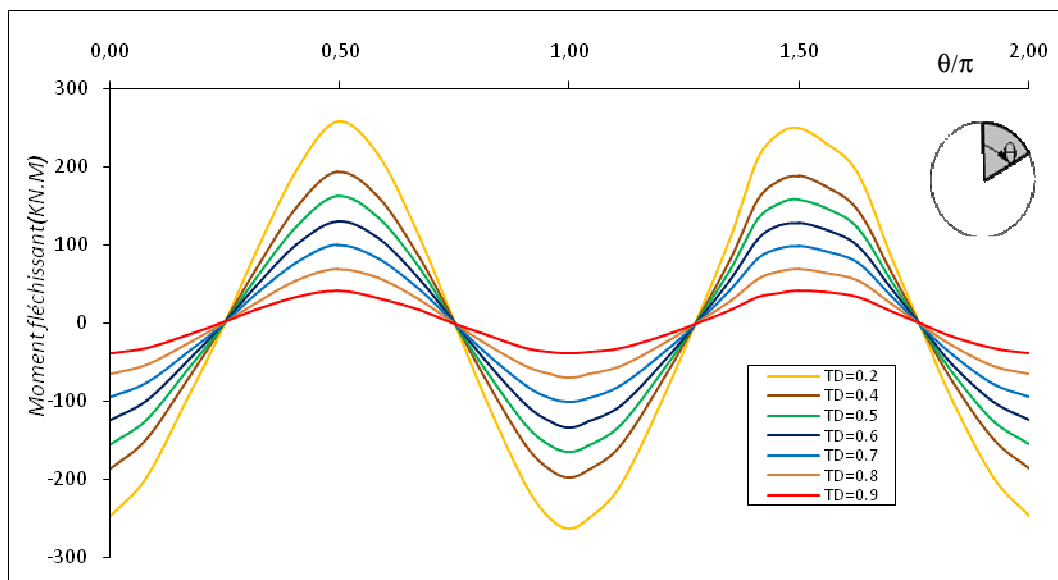


Figure VI.34 : Moment fléchissant dans le revêtement du 2^{eme} tunnel (tunnel de droite).

	M_f^{Max} (KN.m) du Tunnel de gauche	M_f^{Max} (KN.m) du Tunnel de droite
TD=0.2	117.60	257.40
TD=0.4	127.90	192.70
TD=0.5	132.90	161.70
TD=0.6	138.40	130.30
TD=0.7	146.30	99.67
TD=0.8	159.90	69.10
TD=0.9	204.10	40.78

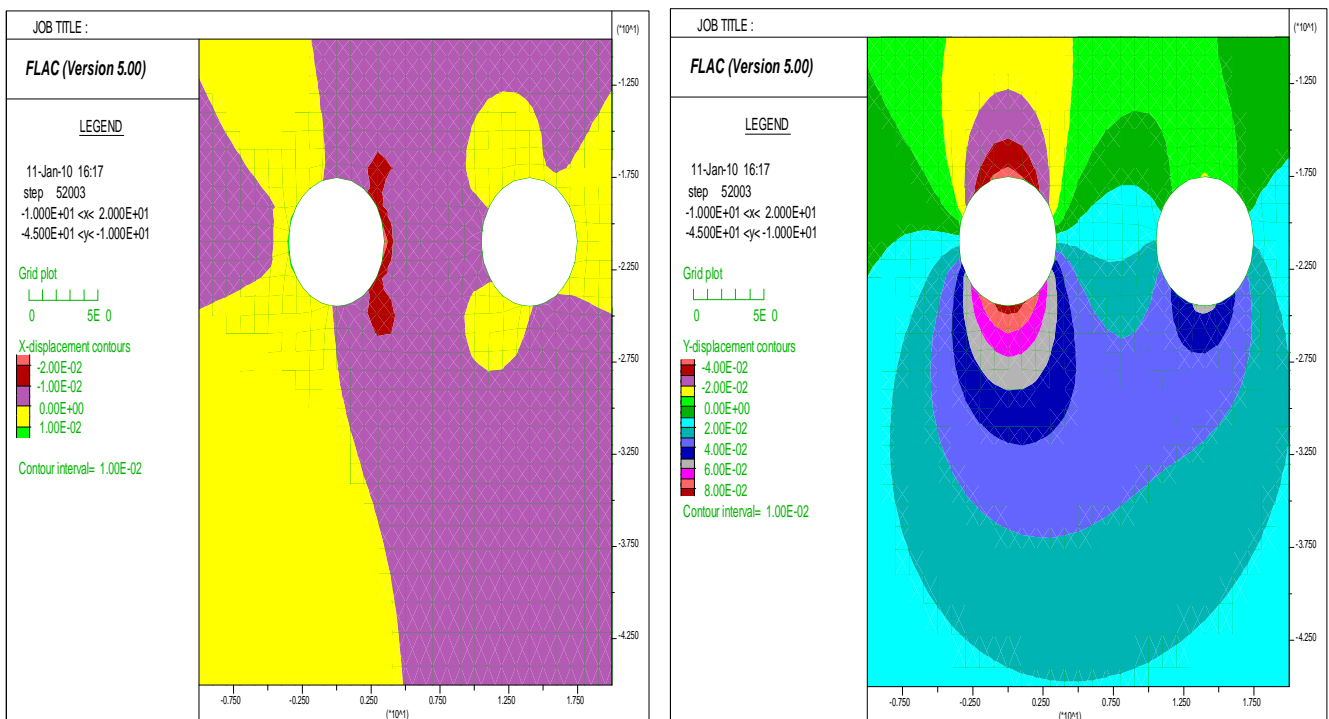
Tableau VI.11: Moments Max des deux tunnels.

D'après le tableau (VI.11) et les figures (VI.33, VI.34) on constate que :

- Avec l'augmentation du temps de retard "T_R" le 1^{er} tunnel (tunnel de gauche) recevra plus de charge.
- Pour les petites valeurs de T_R correspondant à $\lambda_2 < 0.6$ ($\lambda_2 = 0.2, 0.4, 0.5$) il se produit un déchargement du tunnel de gauche et un chargement du tunnel de droite, ce qui traduit la présence d'un mécanisme de transfert de charge de l'ancien tunnel (tunnel de gauche) vers le nouveau tunnel (tunnel de droite).
- Pour les grandes valeurs de T_R correspondant à $\lambda_2 > 0.6$ ($\lambda_2 = 0.7, 0.8, 0.9$), on constate un chargement de l'ancien tunnel (tunnel de gauche) et un déchargement du nouveau tunnel (tunnel de droite), ce qui traduit la présence d'un mécanisme de transfert inverse du nouveau tunnel (tunnel de droite) vers l'ancien tunnel (tunnel de gauche).

D'autre part on remarque qu'il y'a une asymétrie de distribution de M_f qui diffères selon la valeur de T_R :

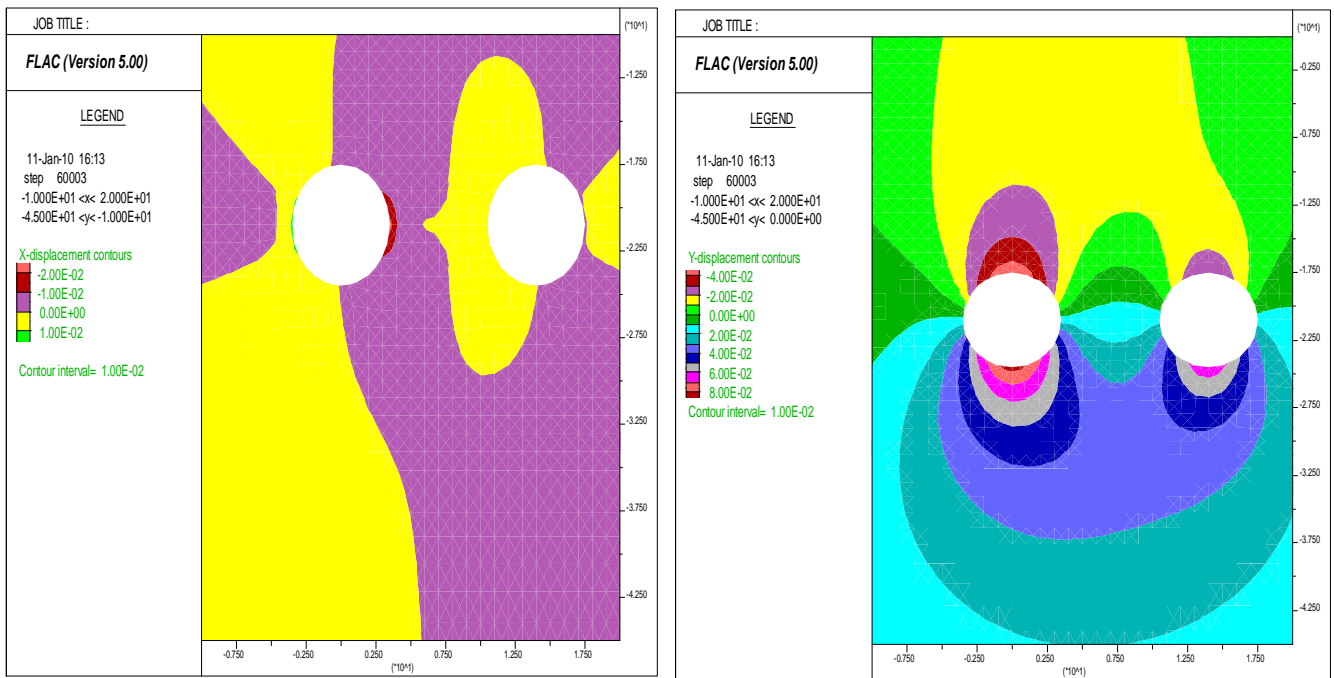
- Pour les petites valeurs de T_R ($\lambda_2 < \lambda_1$) l'amplitude de M_f pour la partie de l'ancien tunnel (tunnel de gauche) du coté directe du nouveau tunnel (tunnel de droite) est inférieure a celle de la partie du coté opposé, d'ou on suggère que pour $\lambda_2 < \lambda_1$ la partie droite de l'ancien tunnel (tunnel de gauche) est moins perturbé par l'excavation du nouveau tunnel (tunnel de droite).



(a) Déplacement horizontal.

(b) Déplacement vertical.

Figure VI.35 : Asymétrie de la distribution des efforts dans le tunnel de gauche pour $\lambda_2 < \lambda_1$ ($\lambda_2 = 0.2$).

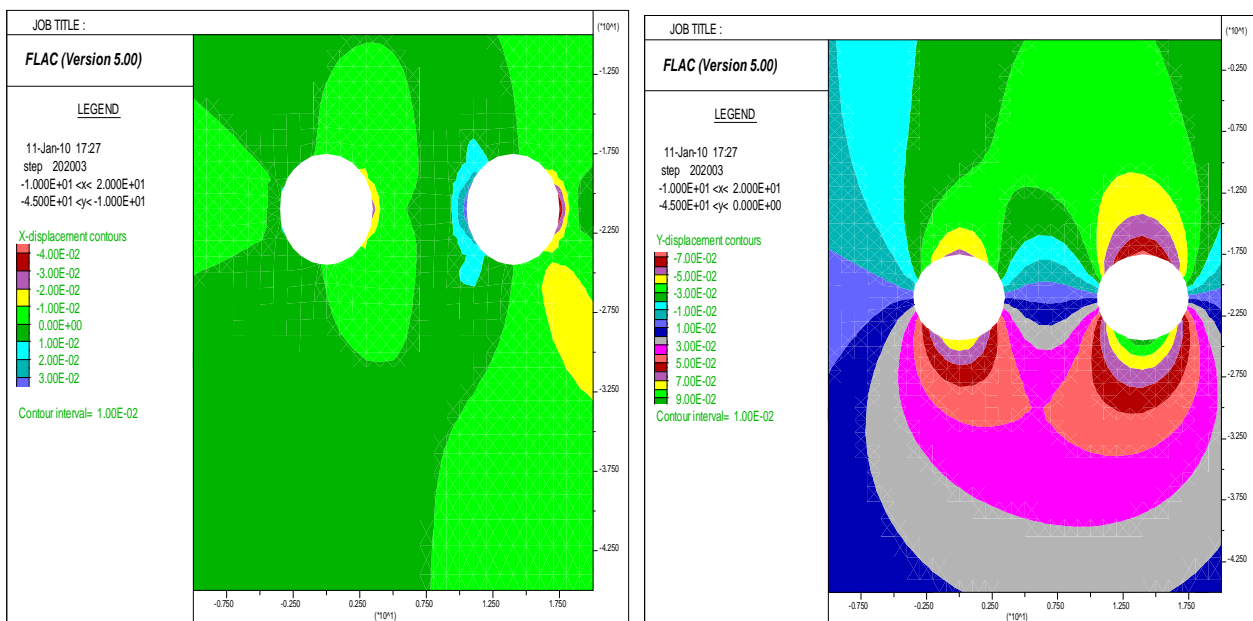


(a) Déplacement horizontal.

(b) Déplacement vertical.

Figure VI.36 : Asymétrie de la distribution des efforts dans le tunnel de gauche pour $\lambda_2 < \lambda_1$ ($\lambda_2=0.4$).

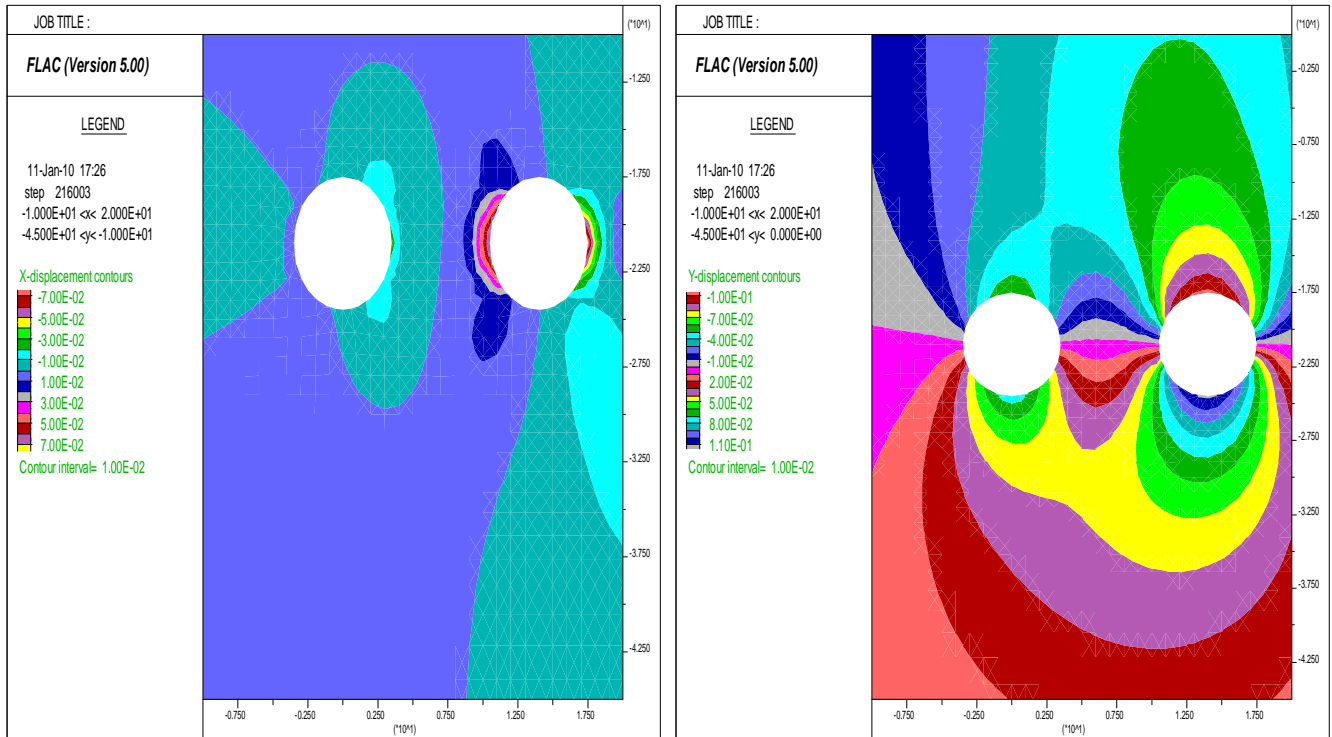
- Quand $\lambda_2 > \lambda_1$ l'amplitude de M_f dans la partie de l'ancien tunnel qui est du coté directe du nouveau tunnel (tunnel de droite) présente des amplitudes supérieures a l'autre partie, d'où l'on suggère que pour les grands temps de retard entre l'excavation des deux tunnels la partie droite de l'ancien tunnel (tunnel de gauche) est plus perturbé par l'excavation du 2^{ème} tunnel que la partie gauche du 1^{er} tunnel.



(a) Déplacement horizontal.

(b) Déplacement vertical.

Figure VI.37 : Asymétrie de la distribution des efforts dans le tunnel de gauche pour $\lambda_2 > \lambda_1$ ($\lambda_2=0.7$).



(a) Déplacement horizontal.

(b) Déplacement vertical.

Figure VI.38: Asymétrie de la distribution des efforts dans le tunnel de gauche pour $\lambda_2 > \lambda_1$ ($\lambda_2=0.8$).

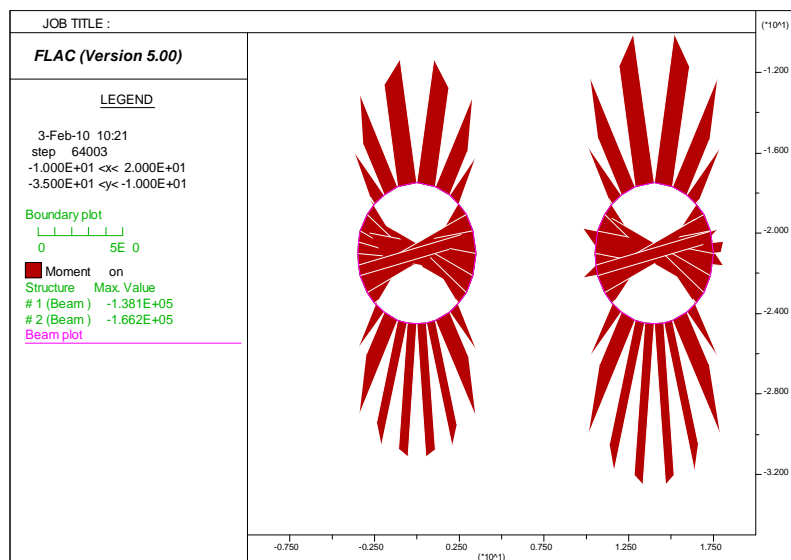


Figure VI.39 : Distribution du moment fléchissant pour $T_R = 0.5+T_0$.

Pour les petites valeurs de T_R correspondant a $\lambda_2 = 0.5$ ($T_R = -0.1+T_0$) on remarque que le moment fléchissant dans le tunnel de droite (nouveau tunnel) est supérieure au moment fléchissant du tunnel existant (tunnel de gauche), ce résultat est du a la cause de la présence d'un 1^{er} mécanisme de transfert de l'ancien tunnel (tunnel de gauche) vers le nouveau tunnel (tunnel de droite).

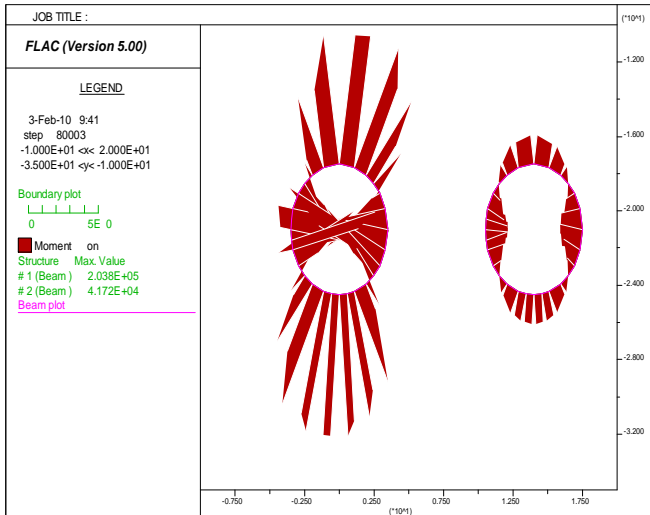


Figure VI.40 : Distribution du moment fléchissant pour $T_R = 0.9 + T_0$.

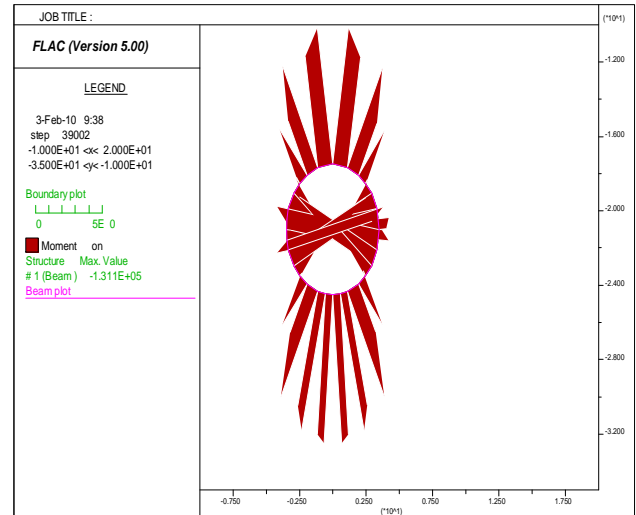


Figure VI.41 : Distribution du moment fléchissant pour le cas d'un tunnel seul (tunnel de gauche).

La grande ressemblance dans la distribution du moment entre le tunnel de gauche et un simple tunnel (single tunnel) pose la suggestion que le tunnel de gauche dans le cas d'un grand "temps de retard" T_R se comporte comme un tunnel seul.

L'amplitude du moment fléchissant dans le revêtement du tunnel de gauche augmente avec l'augmentation de T_R .

- Le mouvement horizontal aux reins du tunnel existant est moins sensible à la variation de T_R .

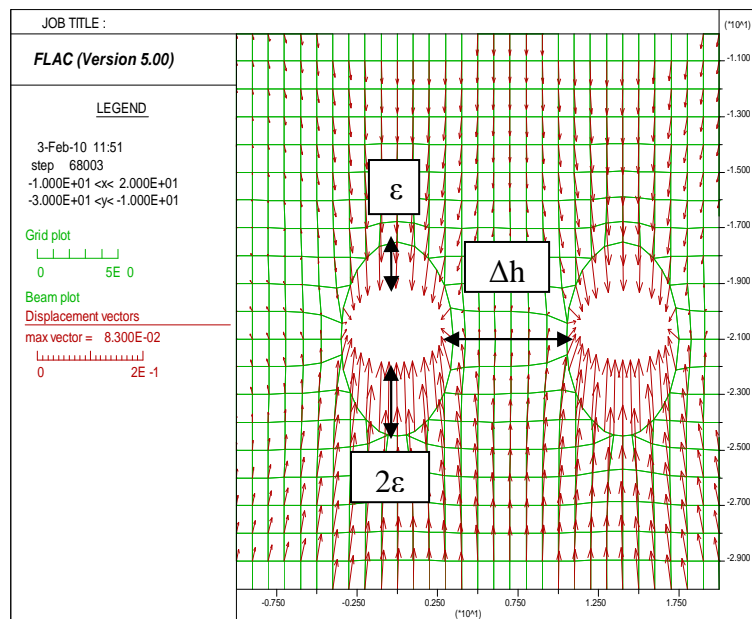


Figure VI.42 : Convergence des parois du tunnel pour $\lambda_2 = 0.6$.

Pour de petite valeurs de T_R le creusement du second tunnel mène a des déformations verticales au radier deux fois plus importantes que celles produites a la voute du tunnel existant.

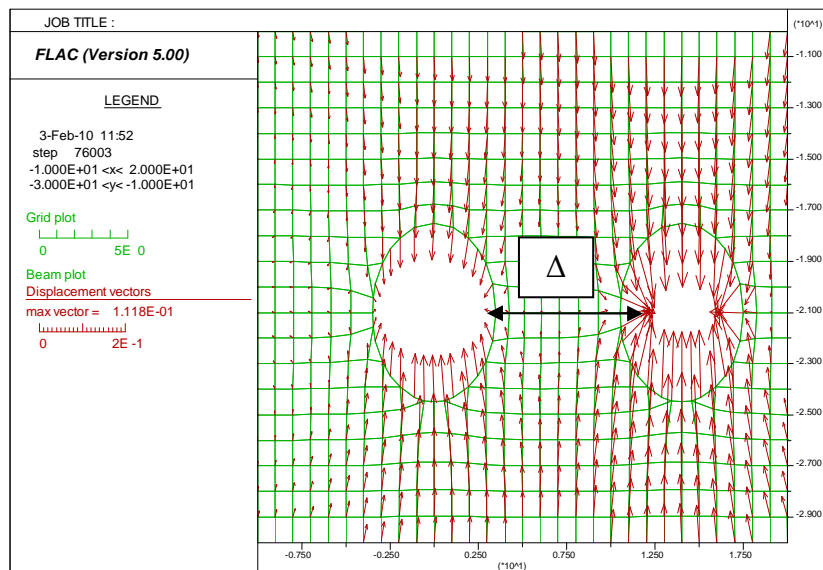


Figure VI.43 : Convergence des parois du tunnel pour $\lambda_2=0.8$.

Quand T_R est grand la plupart du sol a tendance à se déplacer vers le tunnel de droite, dans ce cas la déformation du sol dans le tunnel de gauche est dominé par la composante vertical du vecteur de déplacement, après l'installation du nouveau tunnel, l'axe centrale de la distance Δh se déplace vers le tunnel de droite, et la voute du tunnel existant se déplace vers le haut avec l'augmentation de T_R .

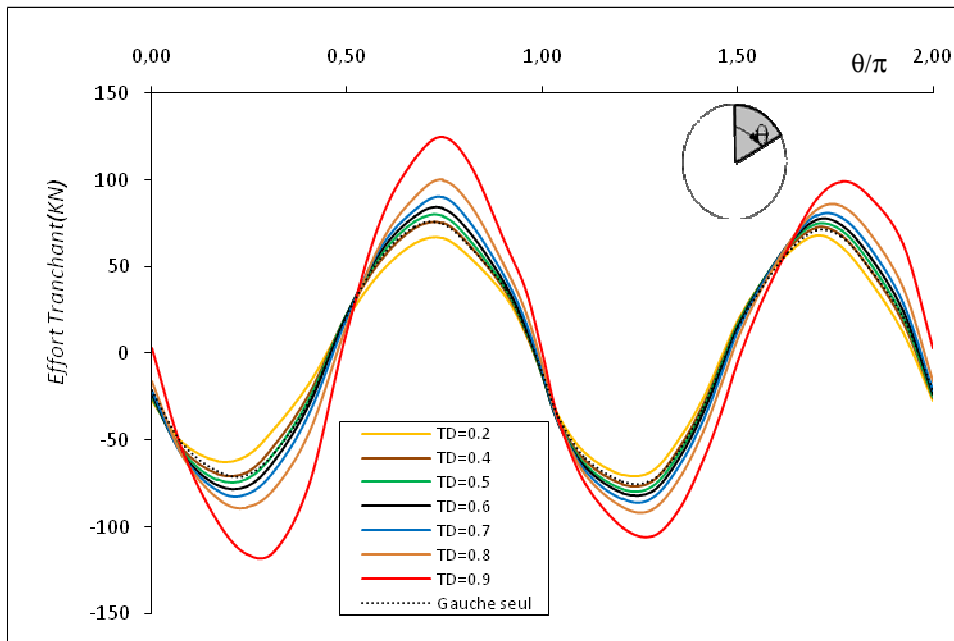


Figure VI.44 : Effort tranchant dans le revêtement du 1^{er} tunnel (tunnel de gauche).

- Pour les petites valeurs de T_R correspondant à $\lambda_2 < 0.6$ ($\lambda_2 = 0.2, 0.4, 0.5$) il se produit un déchargement du tunnel de gauche et un chargement du tunnel de droite, ce qui traduit la présence d'un mécanisme de transfert de charge de l'ancien tunnel (tunnel de gauche) vers le nouveau tunnel (tunnel de droite).
- Pour les grandes valeurs de T_R correspondant à $\lambda_2 > 0.6$ ($\lambda_2 = 0.7, 0.8, 0.9$), on constate un chargement de l'ancien tunnel (tunnel de gauche) et un déchargement du nouveau tunnel (tunnel de droite), ce qui traduit la présence d'un mécanisme de transfert inverse du nouveau tunnel (tunnel de droite) vers l'ancien tunnel (tunnel de gauche).

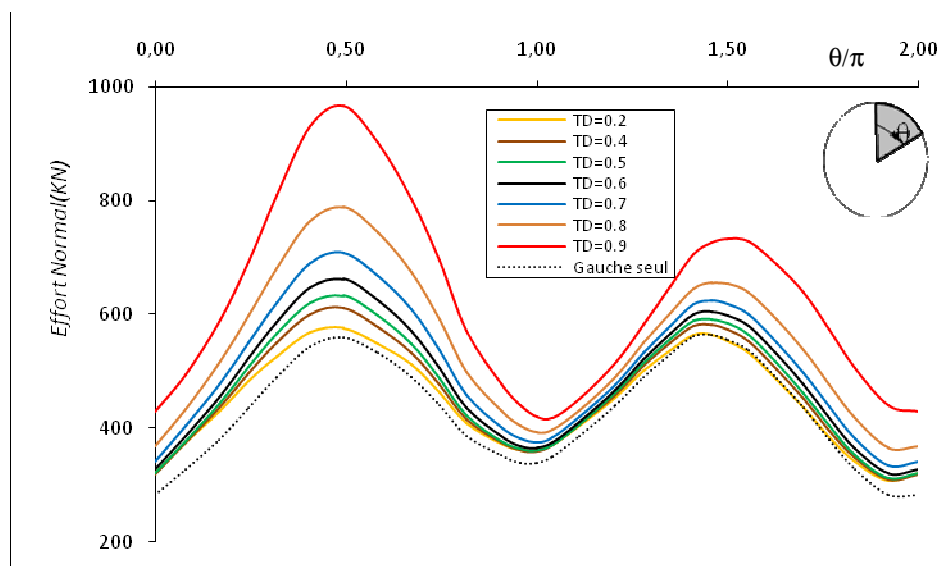


Figure VI.45 : Effort normal dans le revêtement du 1^{er} tunnel (tunnel de gauche).

Avec l'augmentation du temps de retard " T_R " (l'augmentation de λ_2) on constate l'augmentation de l'amplitude de l'effort normal dans le revêtement du 1^{er} tunnel (tunnel de gauche).

D'autre part on constate une asymétrie de distribution de l'amplitude de l'effort normale dans le revêtement du tunnel de gauche, la partie droite de ce tunnel qui est du côté directe du nouveau tunnel (tunnel de droite) présente une amplitude maximale qui augmente avec l'augmentation du temps de retard " T_R ".

Conclusions

Dans ce chapitre une attention spéciale a été donnée à l'étude de l'influence de la différence de variation du taux de déconfinement λ_2 du deuxième tunnel interprété par $T_R = \lambda_2 - \lambda_1 + T_0$ (distance ou temps de retards) entre les deux tunnels (tunnel existant de gauche et nouveau tunnel de droite), et aussi au mécanisme de transfert des charges entre ces deux tunnels.

Les conclusions suivantes ont été retenues :

- La distance de retard T_R entre les deux tunnels jumeaux a une grande influence sur les mouvements verticaux que sur les mouvements horizontaux de chacun des deux tunnels et affecte significativement l'augmentation du diamètre vertical du tunnel existant.
- La réduction des diamètres horizontaux des deux tunnels est indépendante de T_R .
- Il y a un déplacement de la cuvette de tassement au-dessus du tunnel de gauche vers le tunnel de droite pour des $T_R \geq |T_0|$ ($\lambda_2 > \lambda_1$).
- La localisation du tassement max est excentrée par rapport à la ligne centrale de la colonne. L'excentricité augmente avec l'augmentation de T_R .
- Le taux d'excentricité par rapport à l'axe ($x=0$) indique la quantité de charge transférée associée avec la construction de deux tunnels parallèles.
- L'excentricité la plus petite indique la partition uniforme des charges entre les deux tunnels.
- L'amplitude du tassement max est proportionnelle à T_R .
- La distribution du moment fléchissant apparaît comme étant similaire en forme, mais différente en amplitude pour les deux tunnels, l'amplitude du moment est plus grande dans le tunnel de gauche et plus petite pour le tunnel de droite, ceci pose la suggestion que le tunnel de gauche supporte une plus grande part de charge que le tunnel de droite pour une valeur de $T_R \geq |T_0|$ ($\lambda_2 > \lambda_1$).
- L'influence de T_R sur l'effort normal est plus grande aux reins qu'à la voûte et au radier bien que le rein droit prend les amplitudes maximums.
- A cause du transfert de charge du tunnel de droite vers le tunnel de gauche pour les grandes valeurs de $T_R \geq |T_0|$ ($\lambda_2 > \lambda_1$), il y a une augmentation de l'amplitude de l'effort normal dans le rein droit du tunnel de gauche.

VI.2.2 Influence du changement du taux de déconfinement du deuxième tunnel cas de deux tunnels parallèles verticaux (2TPV) sur le tassement de surface et les efforts internes dans le revêtement du premier tunnel.

c. Le tunnel supérieur est construit en premier

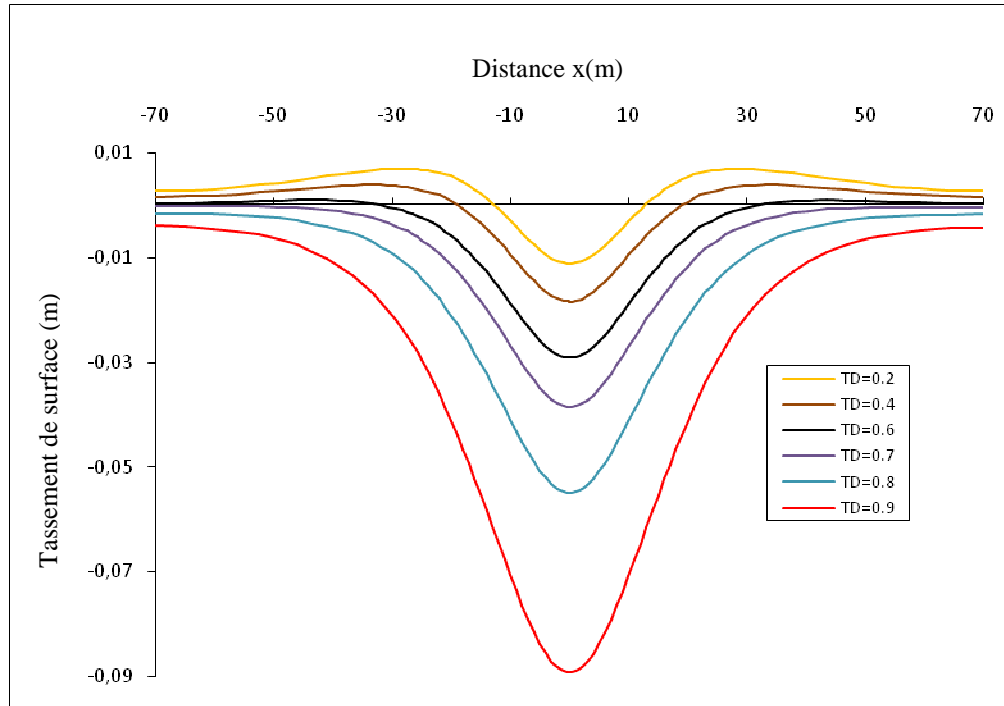


Figure VI.46 : Tassement de surface .

Remarque : $TD = \lambda_2$ (taux de déconfinement du 2^{ème} tunnel)

On remarque que plus T_R augmente plus δ_{max} augmente ceci est logique car l'augmentation de T_R reflète l'augmentation de λ_2 , qui mène à l'augmentation de la convergence des parois du 2^{ème} tunnel générant ainsi une plus grande zone décomprimé.

	Tassement en surface (mm)	Variation en (%)
$\lambda_{2=0.2}$	-11.22	-61.50
$\lambda_{2=0.4}$	-18.45	-36.68
$\lambda_{2=0.7}$	-38.52	+32.19
$\lambda_{2=0.8}$	-54.86	+88.26
$\lambda_{2=0.9}$	-89.12	+205.83

Tableau VI.12 : Tassement de surface .

NB : Le signe(+) indique une augmentation, le signe(-) une diminution

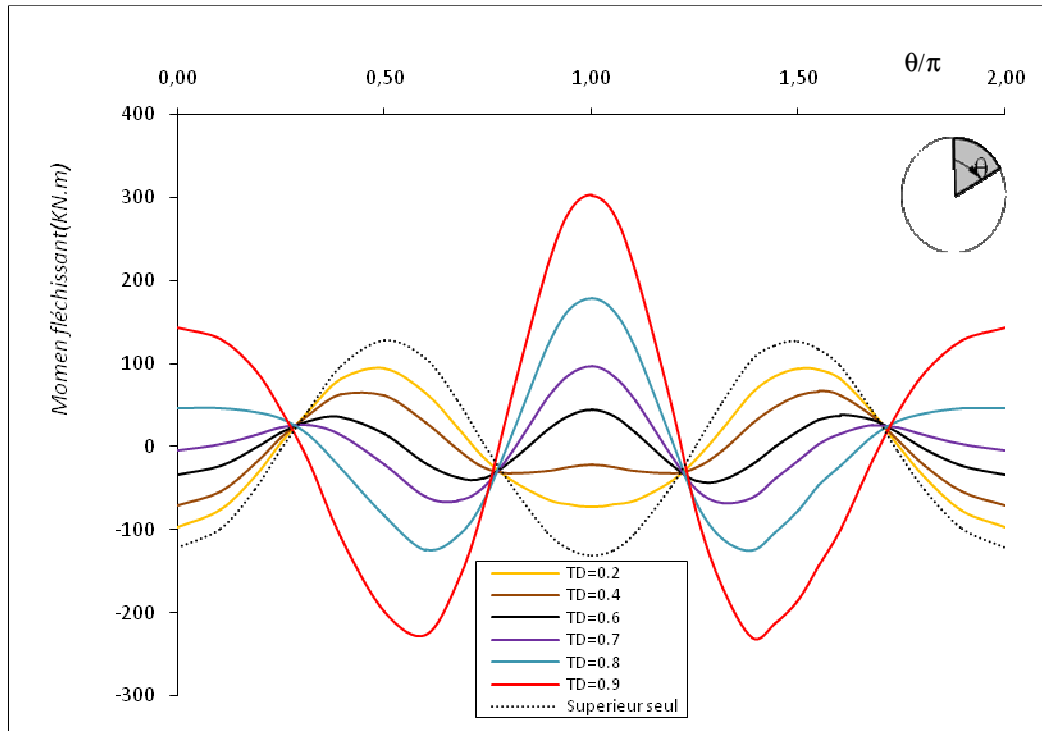


Figure VI.47 : Moment fléchissant dans le revêtement du 1^{er} tunnel.

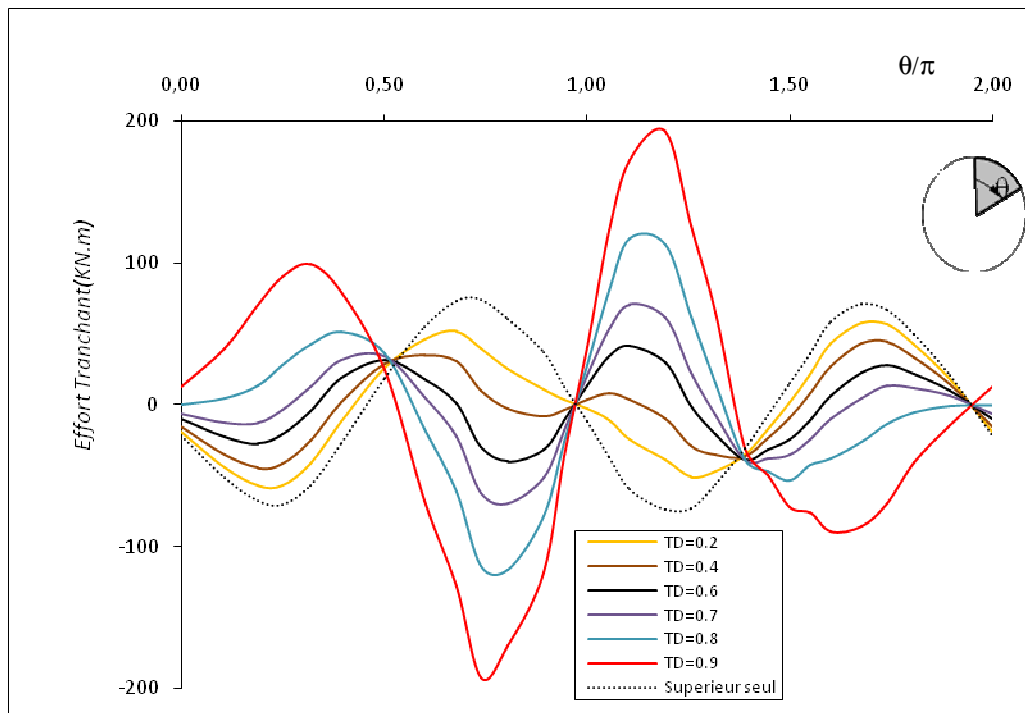


Figure VI.48 : L'effort tranchant dans le revêtement du 1^{er} tunnel.

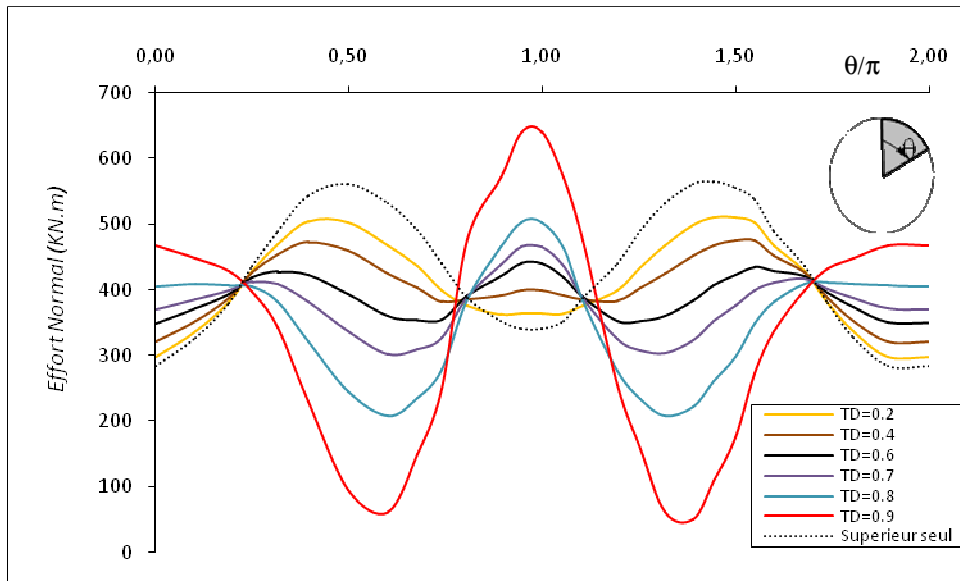


Figure VI.49 : L'effort normal dans le revêtement du 1^{er} tunnel.

Plus T_R augmente, plus les amplitudes des efforts internes dans le revêtement du tunnel existant augmente.

D'autre part on remarque que pour $\lambda_2 > 0.6$ le moment fléchissant présente une asymétrie de distribution, le moment fléchissant au radier présente une amplitude maximum ce résultat est le même pour les autres efforts interne (T et N) cette asymétrie sera expliqué par les figures ci-dessous.

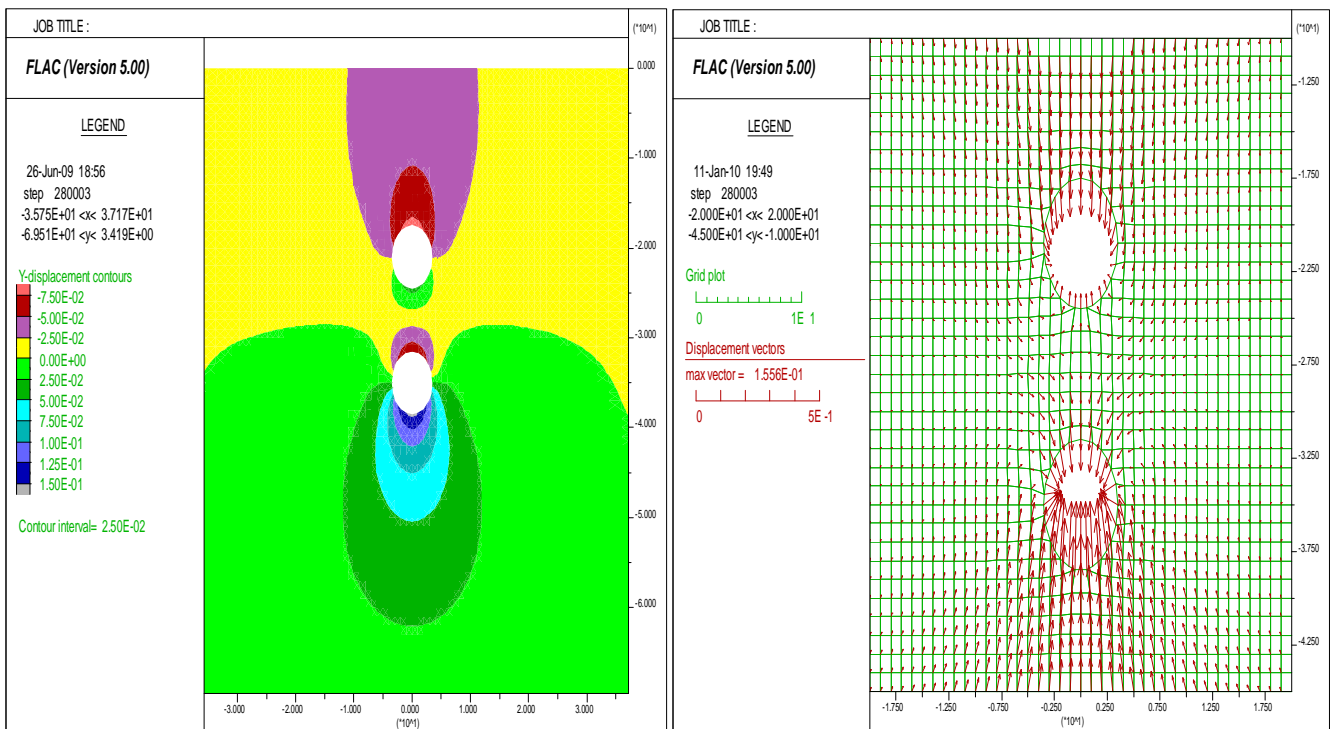


Figure VI.50 : Distribution des vecteurs déplacements pour la $T_R = T_0 + \lambda_1 \cdot \lambda_2$ ($\lambda_2 = 0.7$).

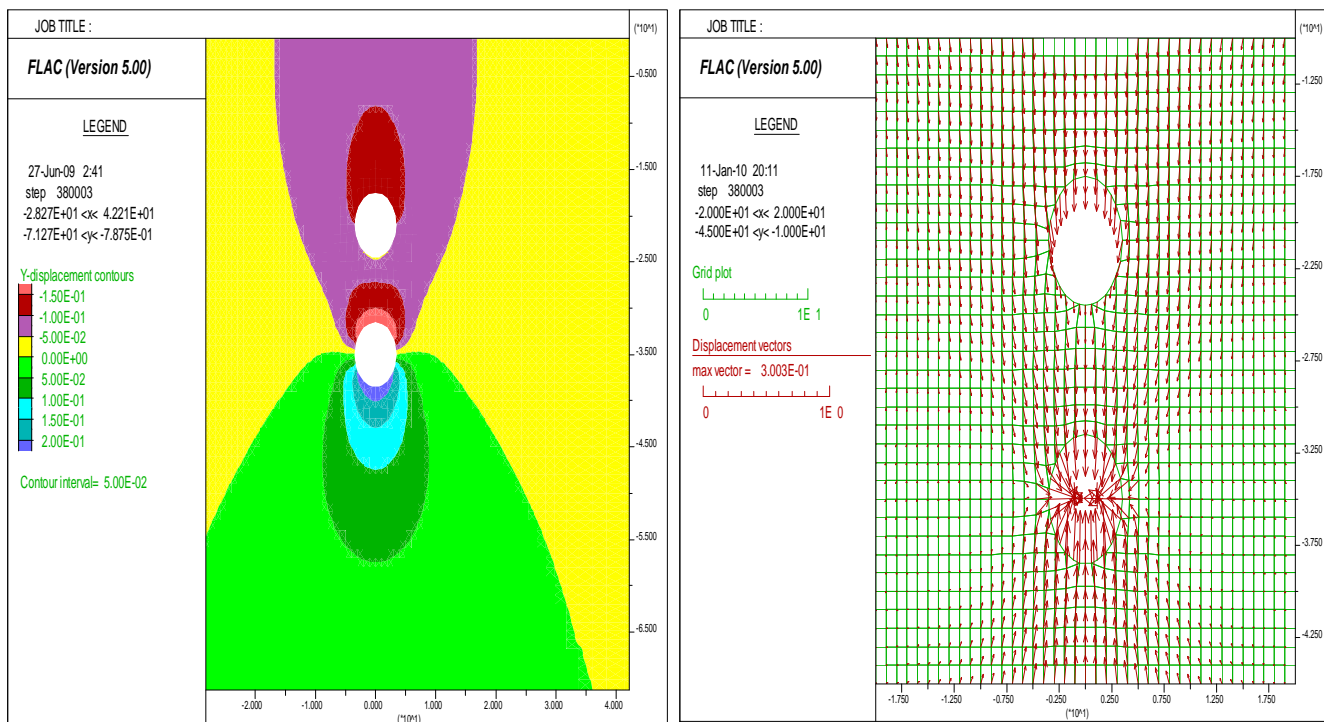


Figure VI.51 : Distribution des vecteurs déplacements pour la $T_R = T_0 + \lambda_1 \cdot \lambda_2$ ($\lambda_2=0.9$).

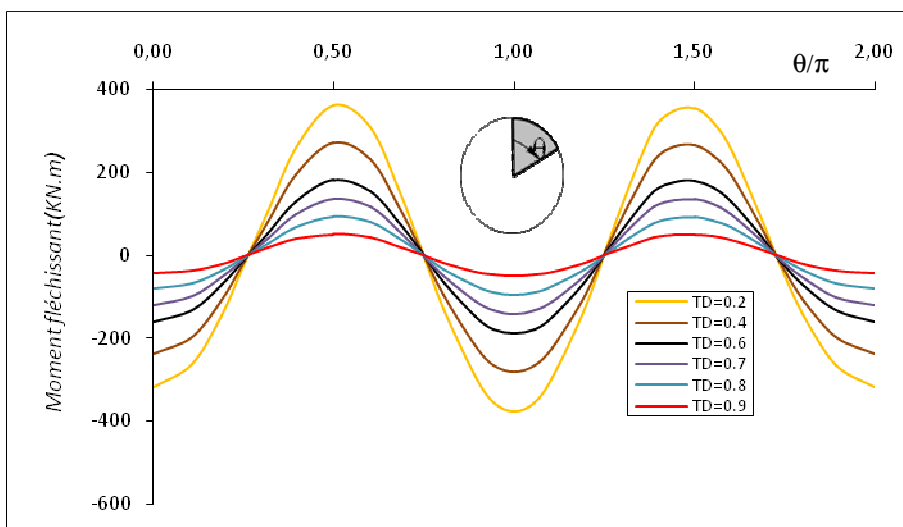


Figure VI.52 : Moment fléchissant dans le revêtement du 2^{ème} tunnel (tunnel inférieur).

Remarque : $T_D = \lambda_2$ (taux de déconfinement du 2^{ème} tunnel)

	M_f^{Max} (KN.m) du Tunnel Supérieur	M_f^{Max} (KN.m) du Tunnel Inférieur
TD=0.2	94.42	360.60
TD=0.4	66.41	269.40
TD=0.6	44.01	180.20
TD=0.7	96.83	136.20
TD=0.8	179.10	91.99
TD=0.9	302.80	50.00

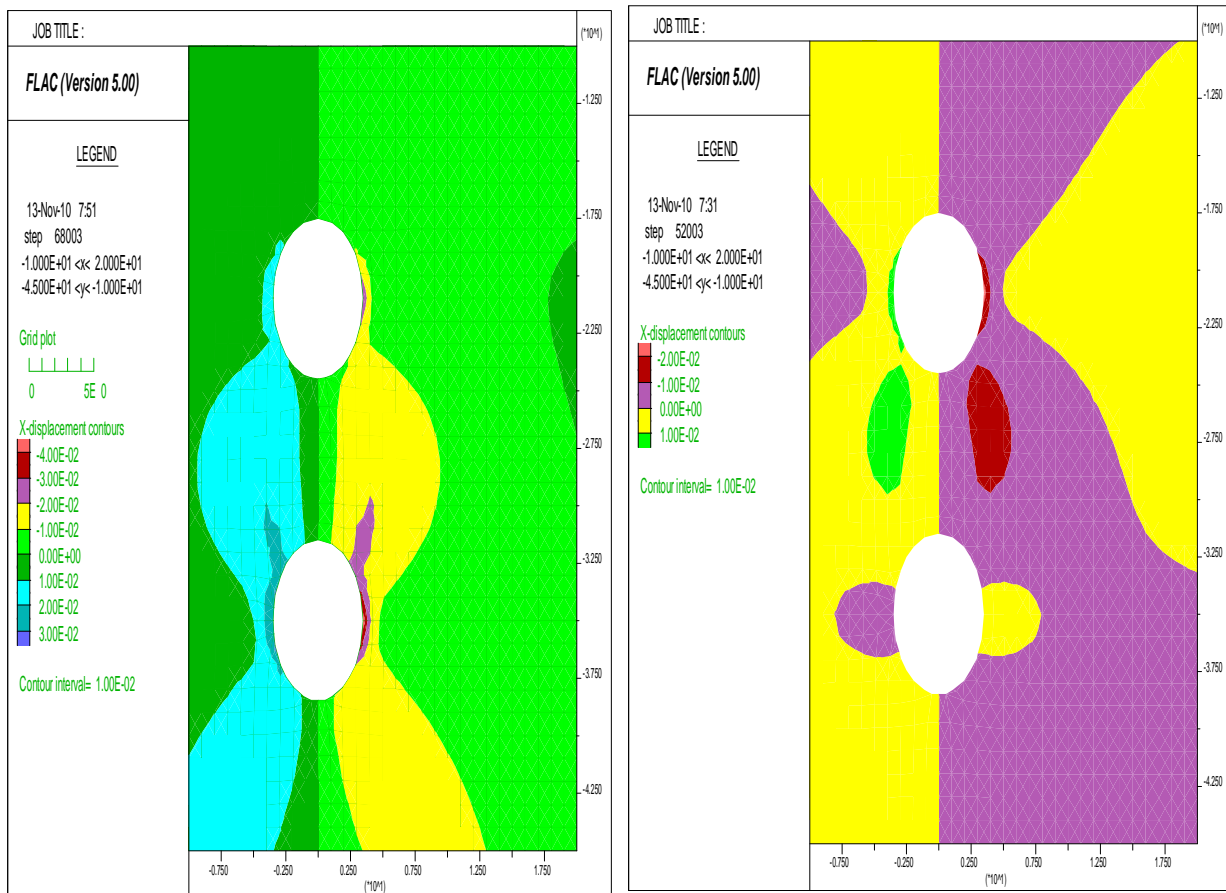
Tableau VI.13: Moment fléchissant Max des deux tunnels.

- Pour les petite valeur de T_R ($\lambda_2 < \lambda_1$), il se produira un chargement des deux tunnels par cause de la présence d'une plus grande zone décomprimé.
- Pour les grandes valeurs de T_R ($\lambda_2 > \lambda_1$), il se produit un chargement du 1^{er} tunnel(tunnel supérieur) et un déchargement du 2^{eme} tunnel (tunnel inférieur),ce phénomène est le constat de la présence d'un mécanisme de transfert du 2^{eme} tunnel (tunnel inférieur) vers le 1^{er} tunnel (tunnel supéieur).

ces hypothéses sont vérifier par le tableau et les figures ci-dessous :

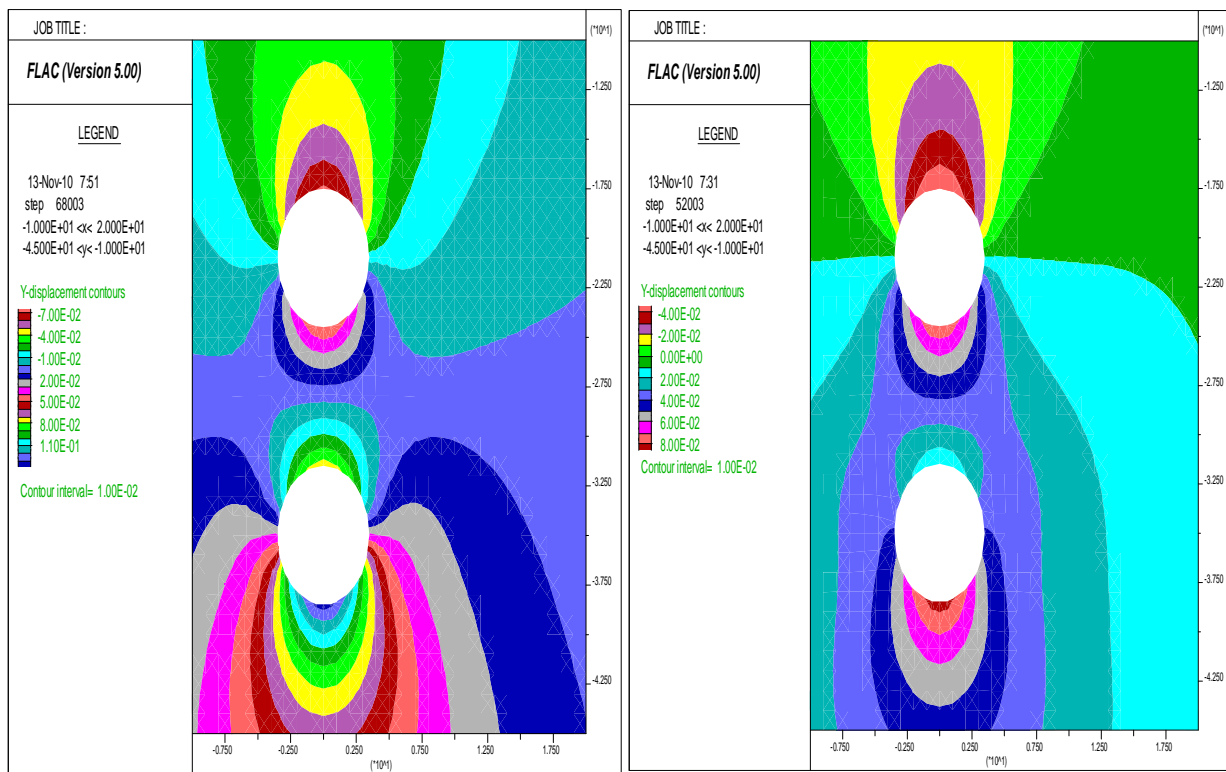
	$\lambda_2=0.2$	$\lambda_2=0.4$	$\lambda_2=0.7$	$\lambda_2=0.8$	$\lambda_2=0.9$
$N^{Max} (KN)$	+16.03%	+7.83%	+5.74%	+14.28%	+45.41%
$T^{Max} (KN)$	+39.64%	+7.36%	+71.45%	+184.02%	+366.59%
$M^{Max} (KN.m)$	+114.54%	+50.90%	+120.02%	+306.95%	+588.03%

Tableau VI.14: Influence du changement du taux de déconfinement du 2^{ieme} tunnel sur les efforts internes (étude comparative avec le modèle ou $\lambda_2=0.6$).



a) $\lambda_2=0.6$ ($\lambda_2 = \lambda_1$)

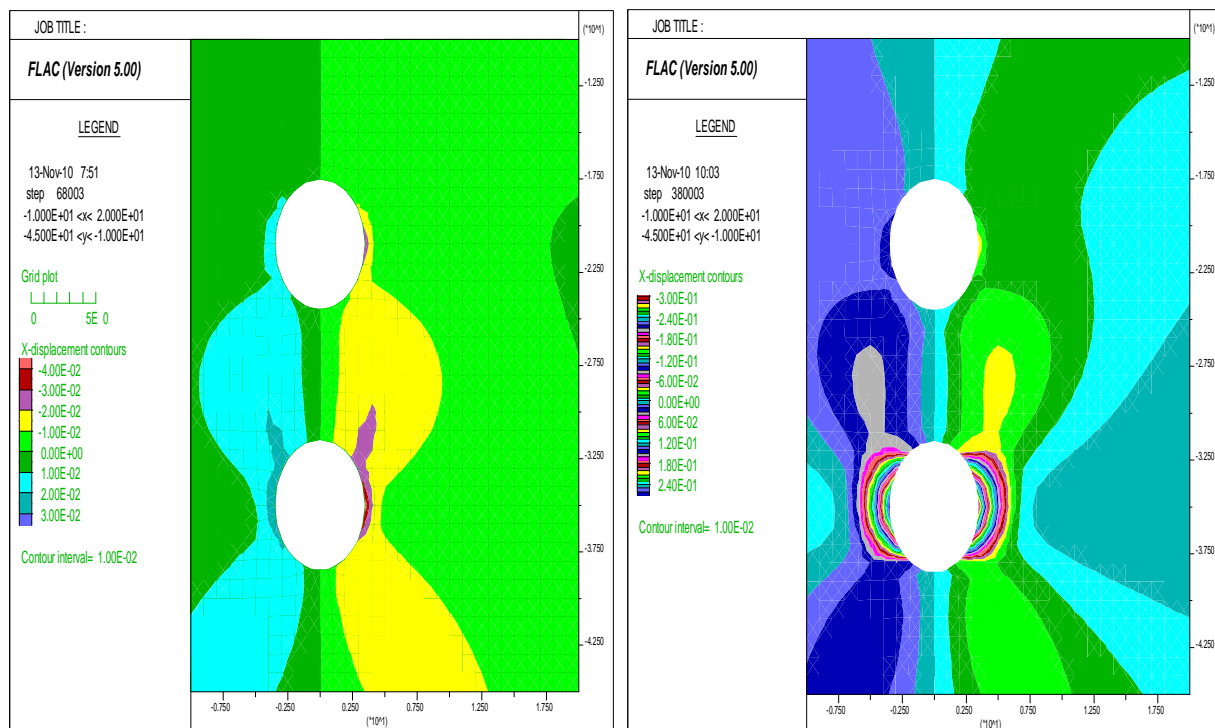
$\lambda_2=0.2$ ($\lambda_2 < \lambda_1$)



b) $\lambda_2=0.6 (\lambda_2 = \lambda_1)$

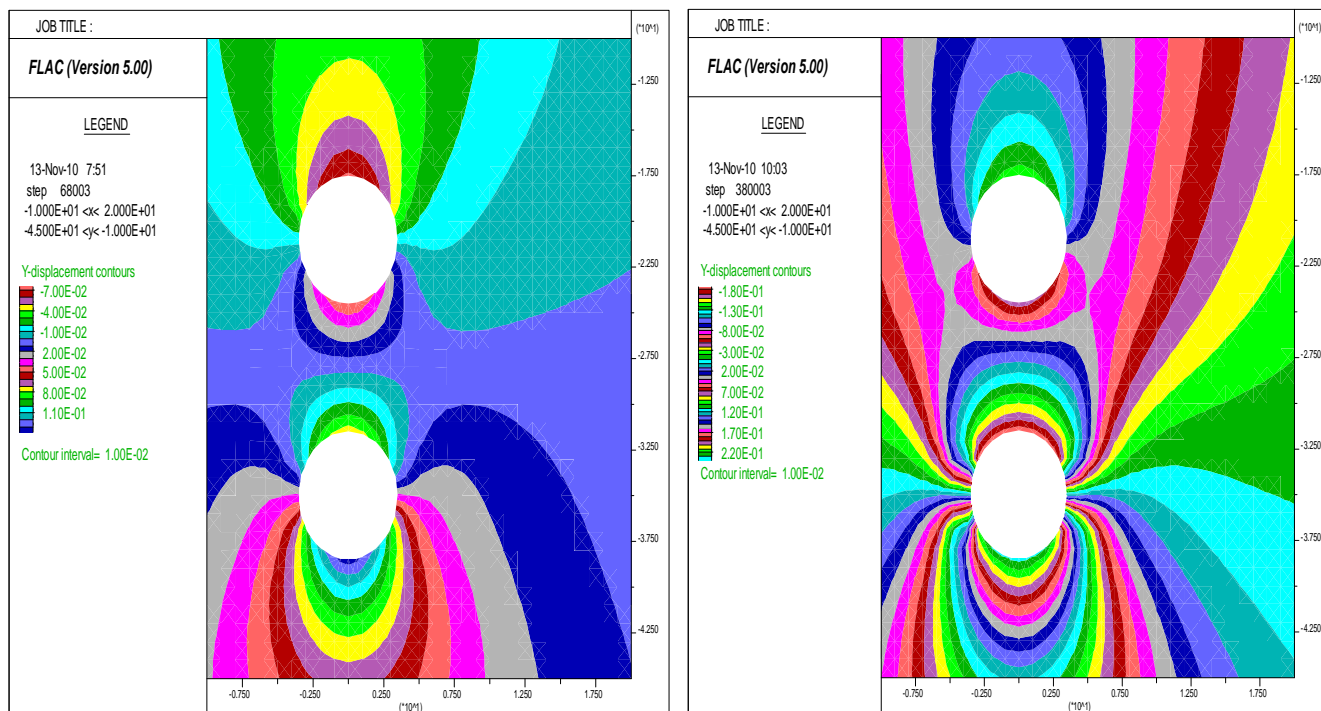
$\lambda_2=0.2 (\lambda_2 < \lambda_1)$

Figure VI.53 (a,b) : Présence d'une plus grande zone décomprimé.



a) $\lambda_2=0.6 (\lambda_2 = \lambda_1)$

$\lambda_2=0.9 (\lambda_2 > \lambda_1)$



b) $\lambda_2=0.6 (\lambda_2 = \lambda_1)$

$\lambda_2=0.9 (\lambda_2 > \lambda_1)$

Figure VI.54 (a,b) :Déchargement du tunnel inférieur et chargement du tunnel supérieur.

d. **Le tunnel inférieur est construit en premier**

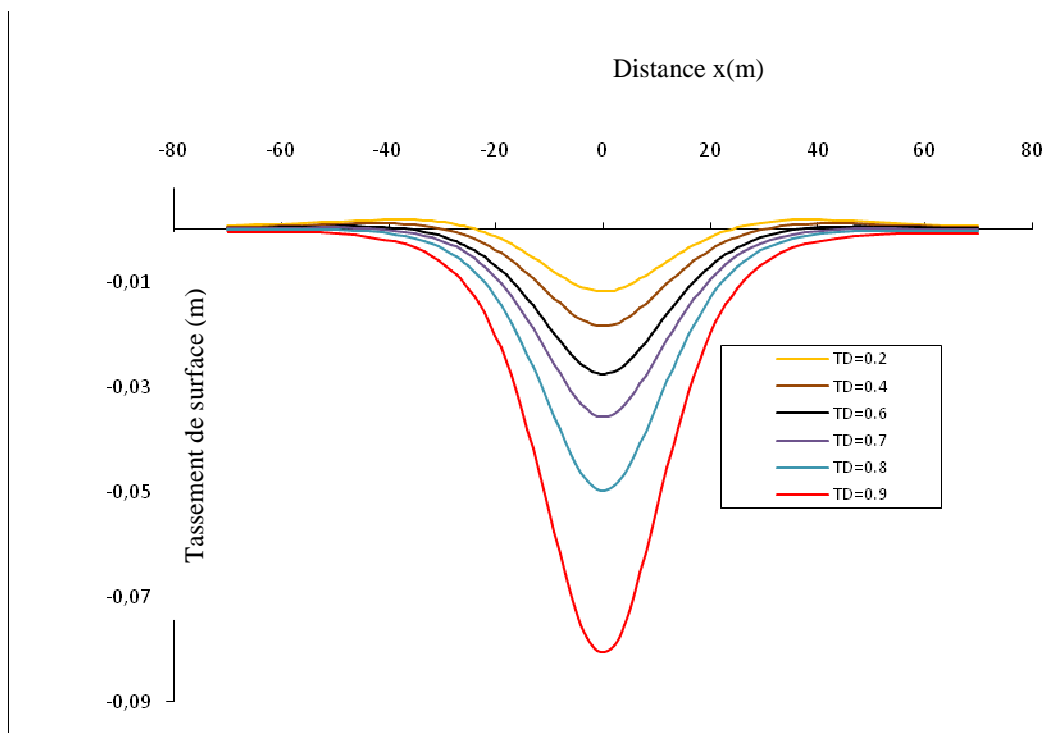


Figure VI.55 : Tassement de surface .

Remarque : TD= λ_2 (taux de déconfinement du 2^{ème} tunnel)

On remarque que plus T_R augmente plus δ_{max} augmente ceci est logique car l'augmentation de T_R reflète l'augmentation de λ_2 , qui mène a l'augmentation de la convergence des parois du 2^{ème} tunnel par cause de l'action d'une plus grande zone décomprimé.

	Tassement en surface (mm)	Variation en (%)
$\lambda_2=0.2$	-11.83	-56.99
$\lambda_2=0.4$	-18.41	-33.08
$\lambda_2=0.7$	-35.67	+29.66
$\lambda_2=0.8$	-49.66	+80.52
$\lambda_2=0.9$	-80.56	+192.84

Tableau VI.15 : Influence du changement du taux de déconfinement du 2^{ème} tunnel sur le tassement de surface (étude comparative avec le modèle ou $\lambda_2=0.6$).

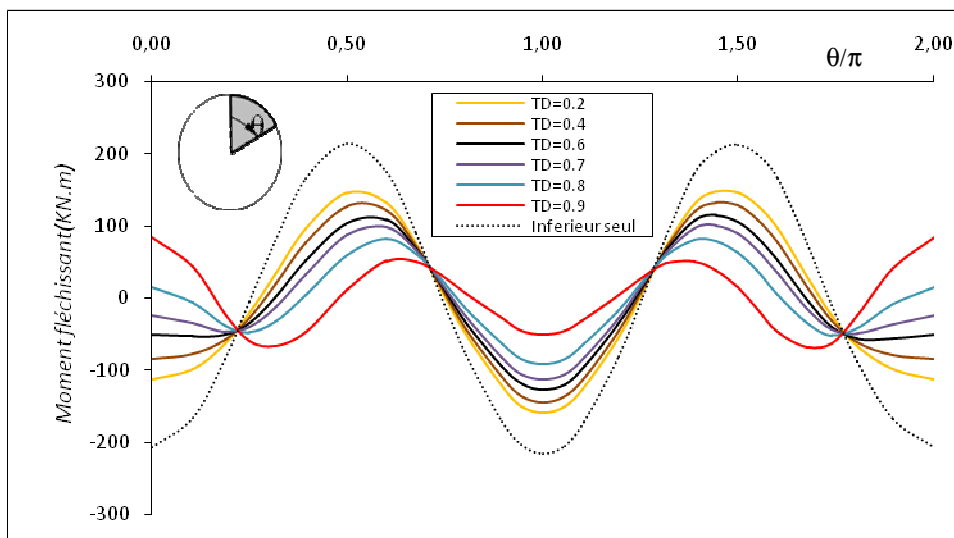


Figure VI.56 : Moment fléchissant dans le revêtement du 1^{er} tunnel (tunnel inférieure).

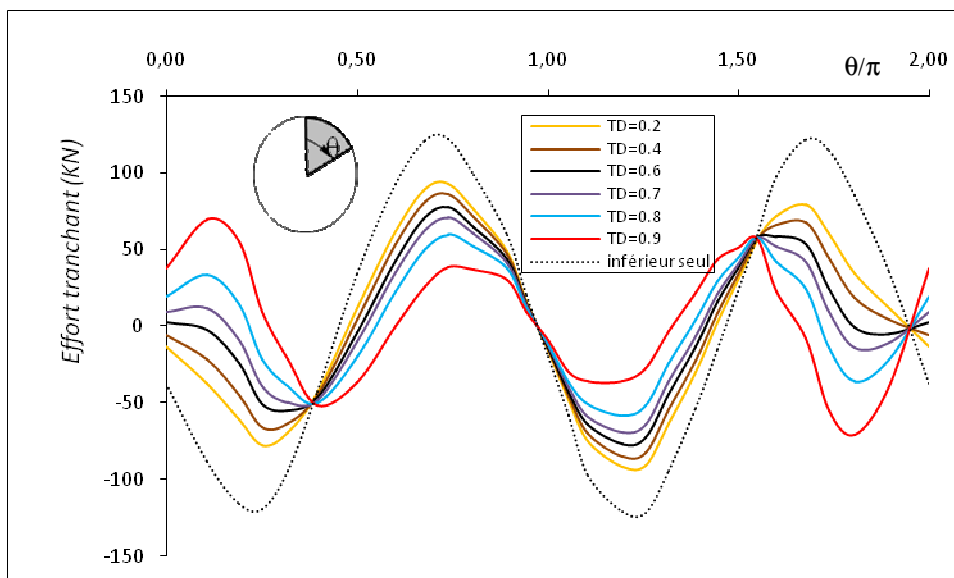


Figure VI.57 : L'effort tranchant dans le revêtement du 1^{er} tunnel (tunnel inférieure).

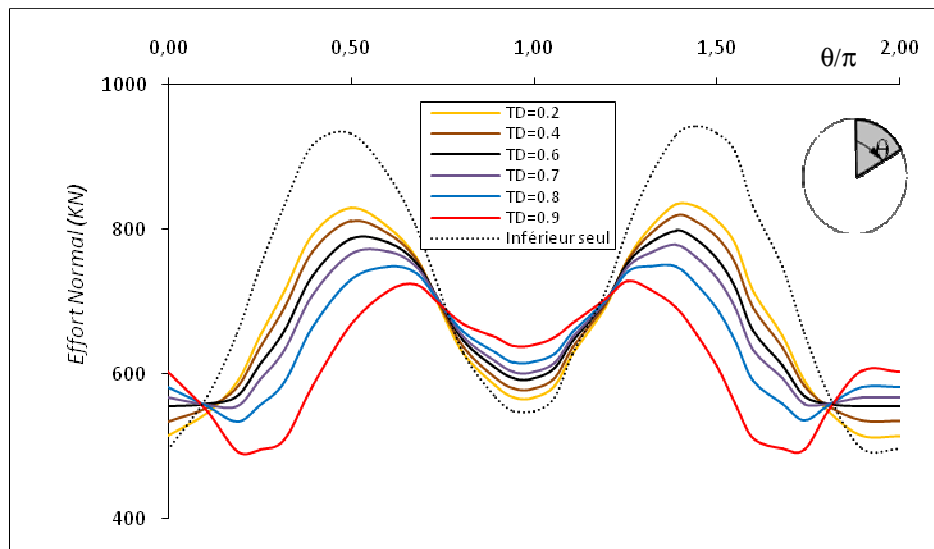


Figure VI.58 : L'effort normal dans le revêtement du 1^{er} tunnel (tunnel inférieure).

Remarque : $TD = \lambda_2$ (taux de déconfinement du 2^{eme} tunnel)

On remarque que l'augmentation de T_R conduit a un soulagement du moment fléchissant dans le revêtement du tunnel existant (tunnel inférieure en ce cas), on explique ceci qu'avec l'augmentation du taux de déconfinement du deuxième tunnel (tunnel supérieure) il se produira un rétrécissement de la zone décomprimé ,ce qui générera moins d'action sur le revêtement des deux tunnels, en outre il se produira un déchargement de ces deux menant a la diminution des amplitudes max des efforts internes (M_f, T et N) comme il est illustré dans le tableau et les figures ci-dessous :

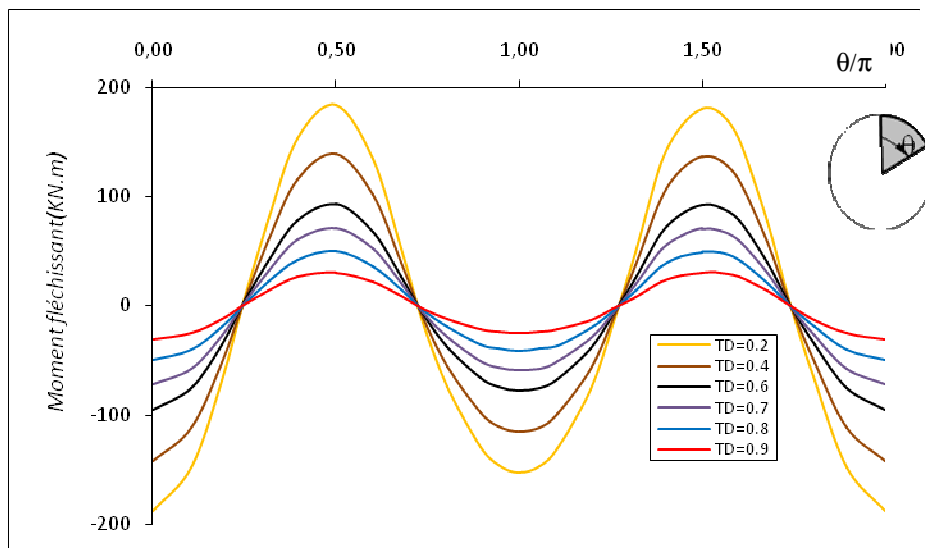


Figure VI.59 : Moment fléchissant dans le revêtement du 2^{eme} tunnel (tunnel inférieure).

	M_f^{Max} du Tunnel inférieur	M_f^{Max} du Tunnel supérieur
TD=0.2	147.40	184.10
TD=0.4	132.70	138.70
TD=0.6	115.20	93.21
TD=0.7	100.70	71.12
TD=0.8	82.31	49.69
TD=0.9	84.79	30.45

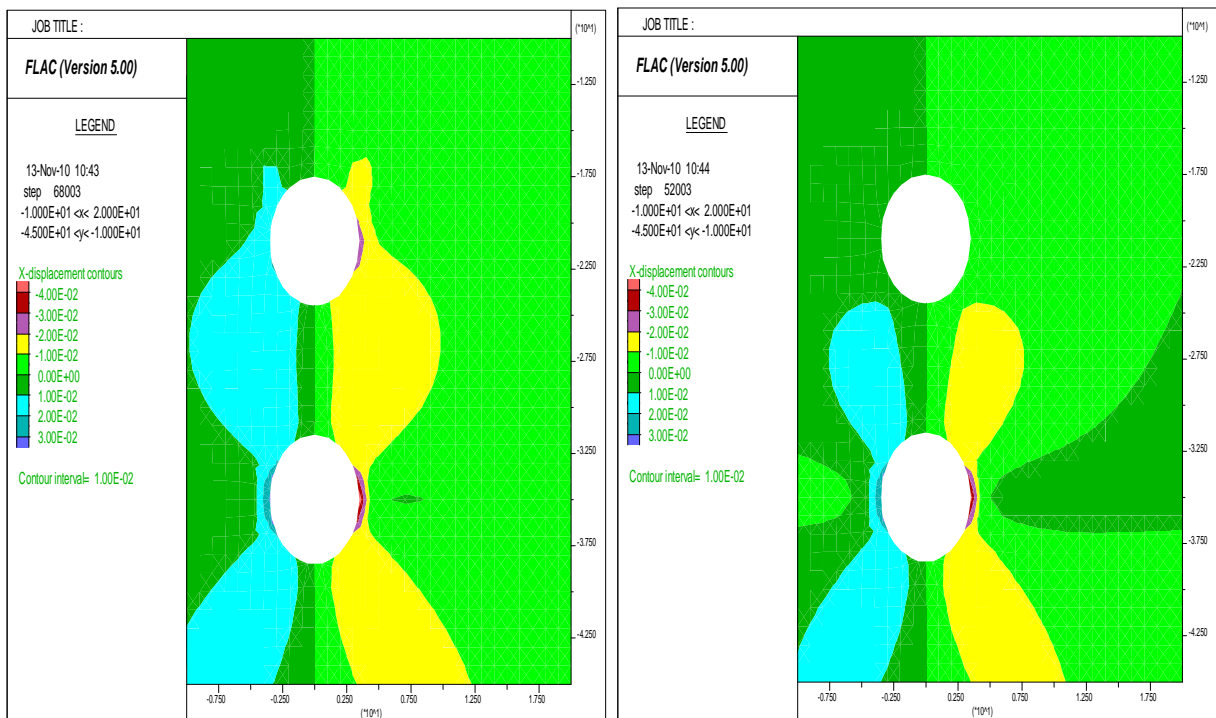
Tableau VI.16 : Influence du changement du taux de déconfinement du 2^{ème} tunnel sur les moments max dans les deux tunnels.

- Pour les petites valeurs de $T_R (\lambda_2 < \lambda_1)$ il se produira un chargement des deux tunnels par cause de l'action d'une plus grande zone décomprimé.
- Pour les grandes valeurs de $T_R (\lambda_2 > \lambda_1)$ il se produira un déchargement des deux tunnels par cause du rétrécissement de l'étendue de la zone décomprimé.

ces hypothèses sont vérifier par le tableau et les figures ci-dessous :

	$\lambda_2=0.2$	$\lambda_2=0.4$	$\lambda_2=0.7$	$\lambda_2=0.8$	$\lambda_2=0.9$
N^{Max}	+4.47%	+2.53%	-2.53%	-6.21%	-8.75%
T^{Max}	+19.72%	+11%	-8.93%	-23%	-10.25%
M^{Max}	+27.95%	+15.19%	-12.59%	-28.55%	-26.40%

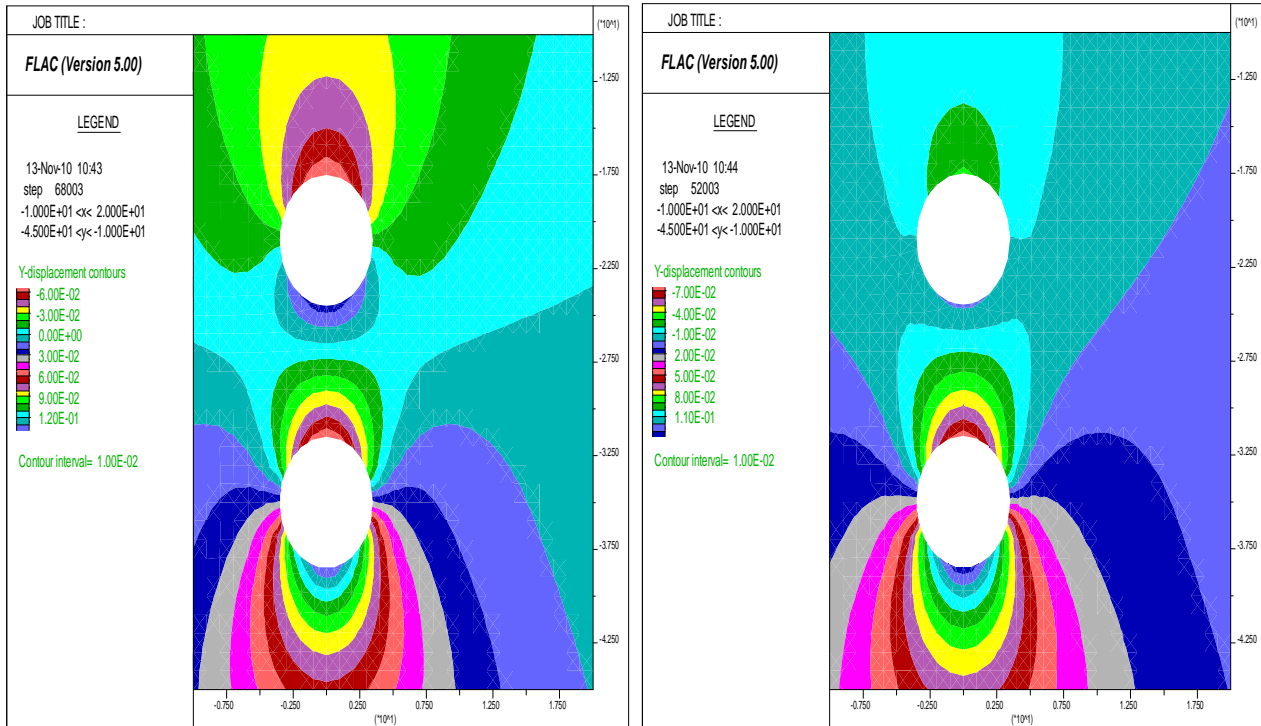
Tableau VI.17: Influence du changement du taux de déconfinement du 2^{ème} tunnel sur les efforts internes dans le revêtement du 1^{er} (étude comparative avec le modèle ou $\lambda_2=0.6$).



a)

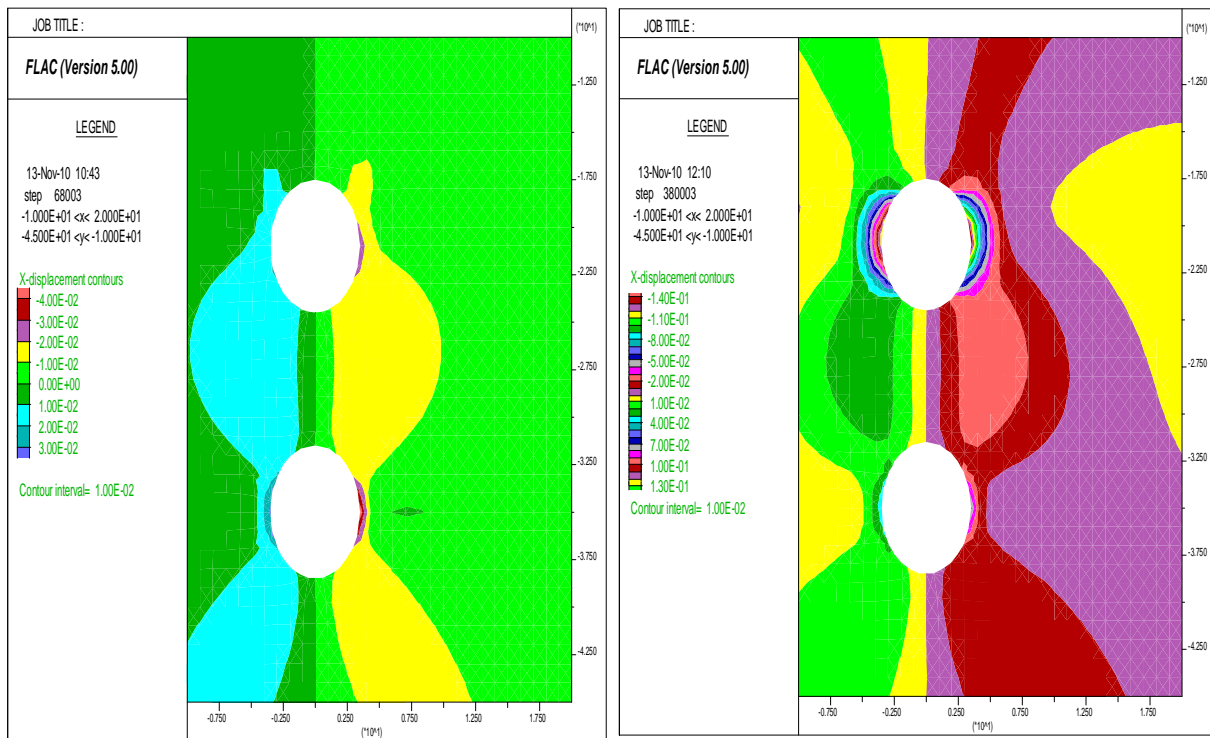
$\lambda_2=0.6 (\lambda_2 = \lambda_1)$

$\lambda_2=0.2 (\lambda_2 < \lambda_1)$



b) $\lambda_2=0.6 (\lambda_2 = \lambda_1)$ $\lambda_2=0.2 (\lambda_2 < \lambda_1)$

Figure VI.60 (a,b) :Chargement des deux tunnel($\lambda_2 < \lambda_1$).



a) $\lambda_2=0.6 (\lambda_2 = \lambda_1)$ $\lambda_2=0.9 (\lambda_2 > \lambda_1)$

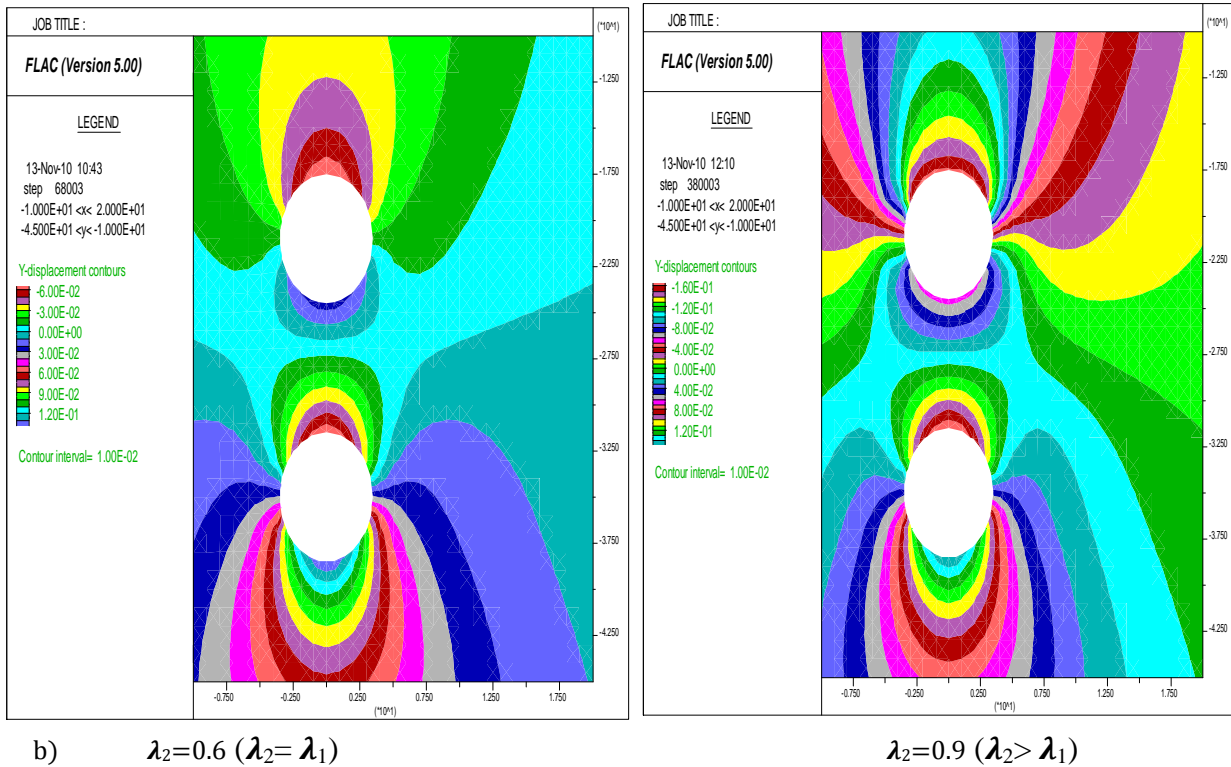


Figure VI.61 (a,b,c) : Déchargement des deux tunnel ($\lambda_2 > \lambda_1$).

VI.2.3 Influence du changement du taux de déconfinement du deuxième tunnel cas de deux tunnels parallèles inclinés (2TPI) sur le tassement de surface et les efforts internes dans le revêtement du premier tunnel

c. Le tunnel supérieur est construit en premier

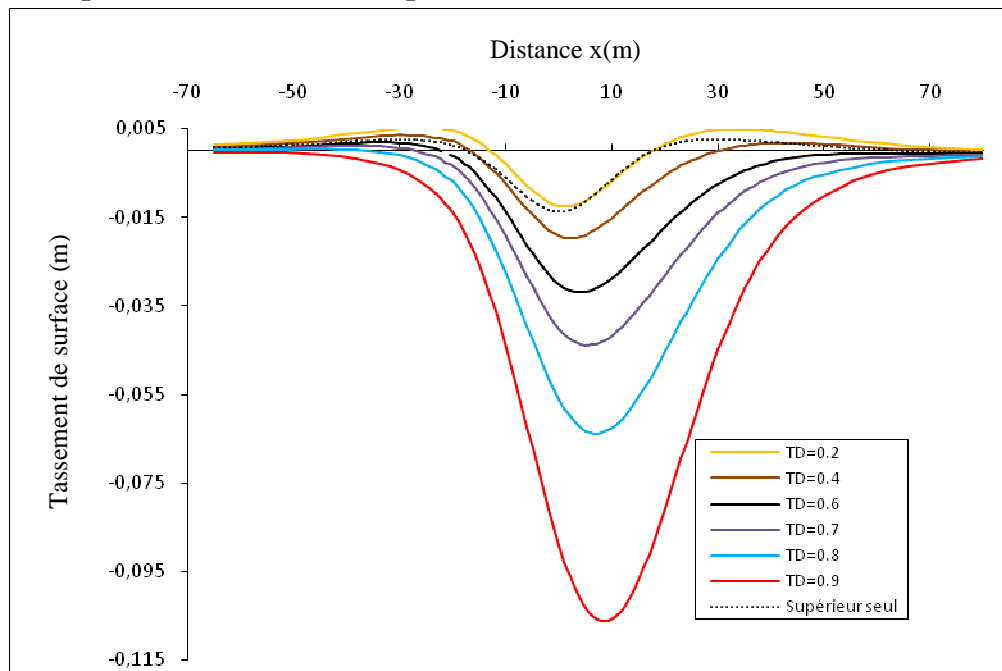


Figure VI.62 : Tassement de surface

On remarque que pour différente valeur de T_R le tassement maximum est en dehors de la ligne centrale et le décentrement augmente avec la plage de variation entre λ_2 et λ_1 . δ_{max} et l'excentricité augmente graduellement avec l'augmentation de T_R .

	Tassement en surface (mm)	Variation en (%)
$\lambda_2=0.2$	-12.55	-60.78
$\lambda_2=0.4$	-19.77	-38.22
$\lambda_2=0.7$	-43.95	+37.34
$\lambda_2=0.8$	-63.92	+99.75
$\lambda_2=0.9$	-106.2	+231.88

Tableau VI.18 : Influence du changement du taux de déconfinement du 2^{ème} tunnel sur le tassement de surface (étude comparative avec le modèle ou $\lambda_2=0.6$).

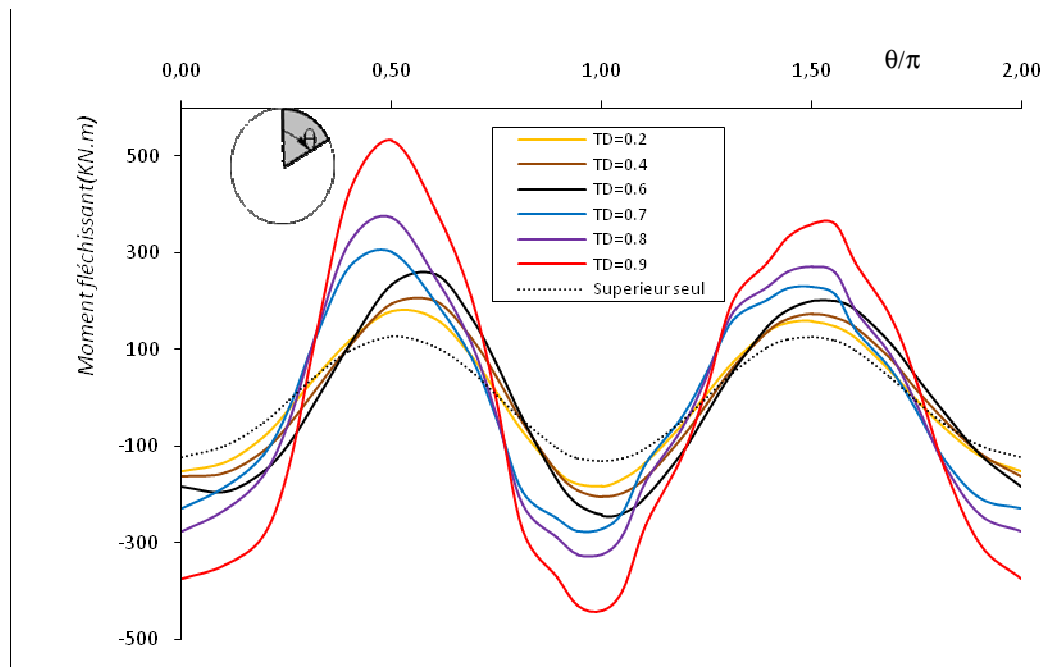


Figure VI.63 : Moment fléchissant dans le revêtement du 1^{er} tunnel (tunnel supérieure).

On remarque qu'il y'a une claire asymétrie de distribution de M_f , T et N dans le revêtement du 1^{er} tunnel, la partie 1^{er} tunnel (tunnel supérieure) du coté directe du 2^{ème} tunnel (tunnel inférieure) subira plus de déformation par cause de l'interaction entre les deux tunnels en là comparant avec l'autre partie du coté opposé.

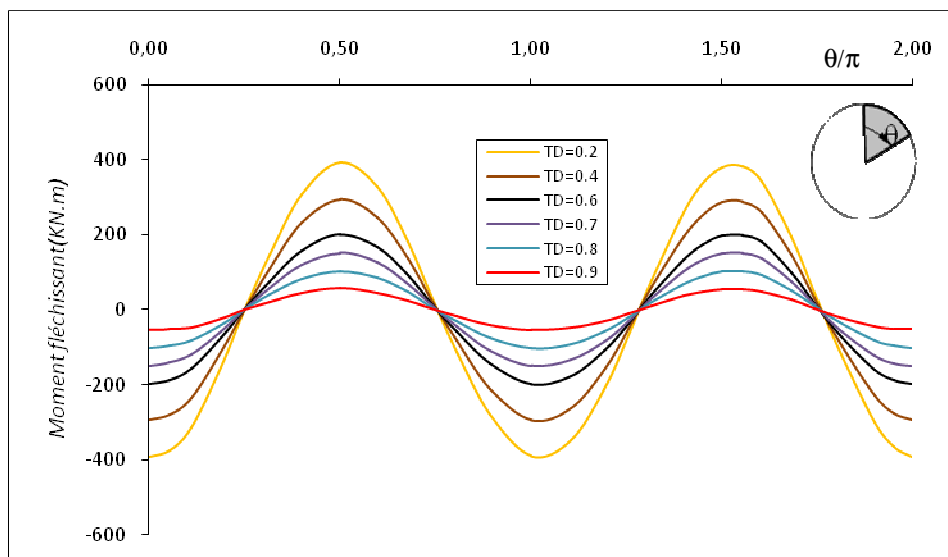


Figure VI.64 : Moment fléchissant dans le revêtement du 2^{ème} tunnel (tunnel inférieure).

	M_f^{Max} (KN.m) du Tunnel supérieur	M_f^{Max} (KN.m) du Tunnel inférieur
TD=0.2	179.90	394.60
TD=0.4	200.30	295.50
TD=0.6	256.90	200.40
TD=0.7	302.60	152.20
TD=0.8	373.90	104.10
TD=0.9	533.10	56.89

Tableau VI.19 : Influence du changement du taux de déconfinement du 2^{ème} tunnel sur les moments max dans le revêtement des deux tunnels.

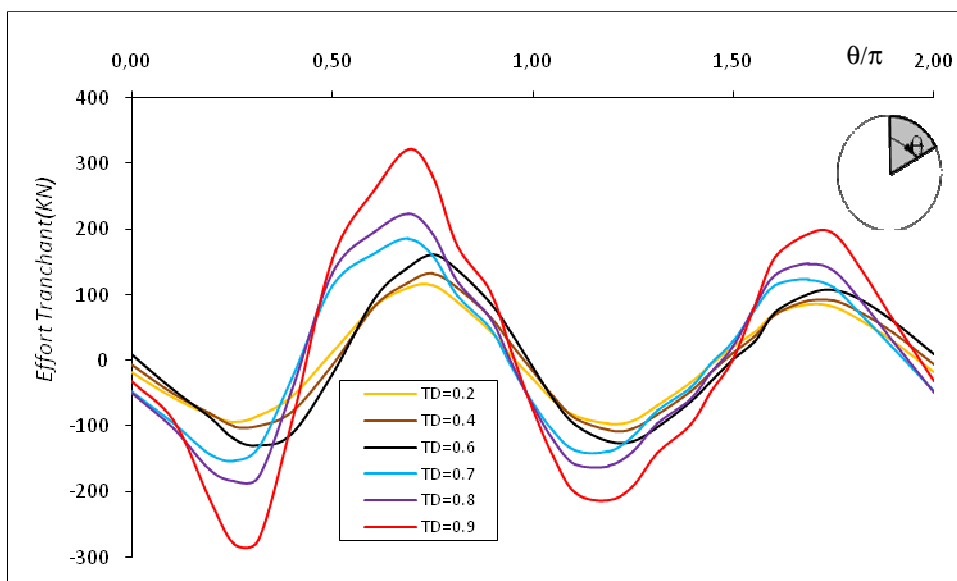


Figure : VI.65 Effort tranchant dans le revêtement du 1^{er} tunnel (tunnel supérieure).

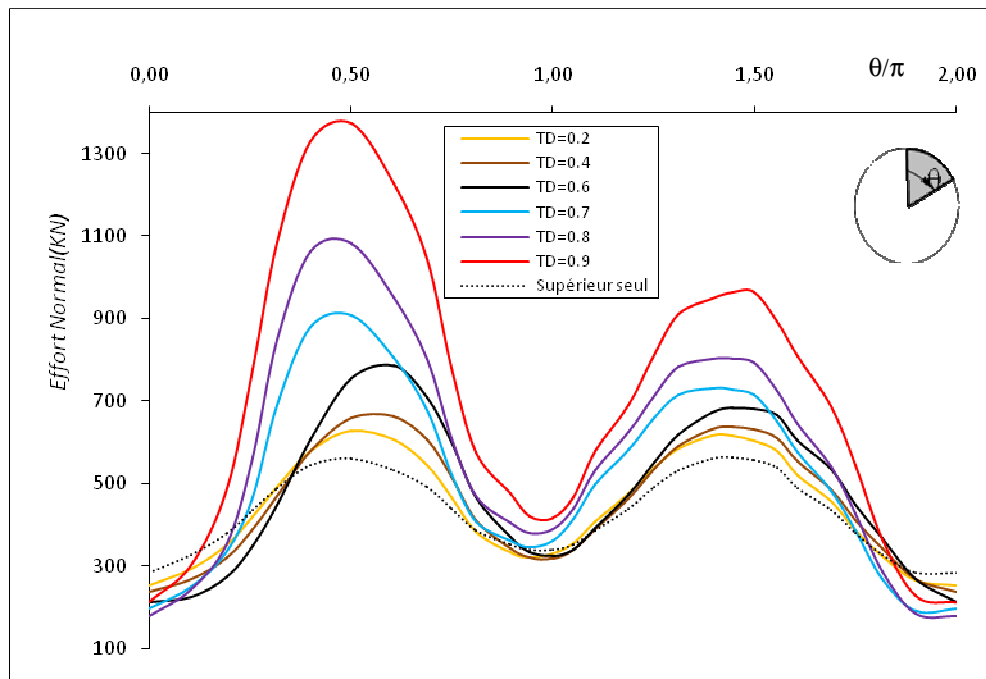


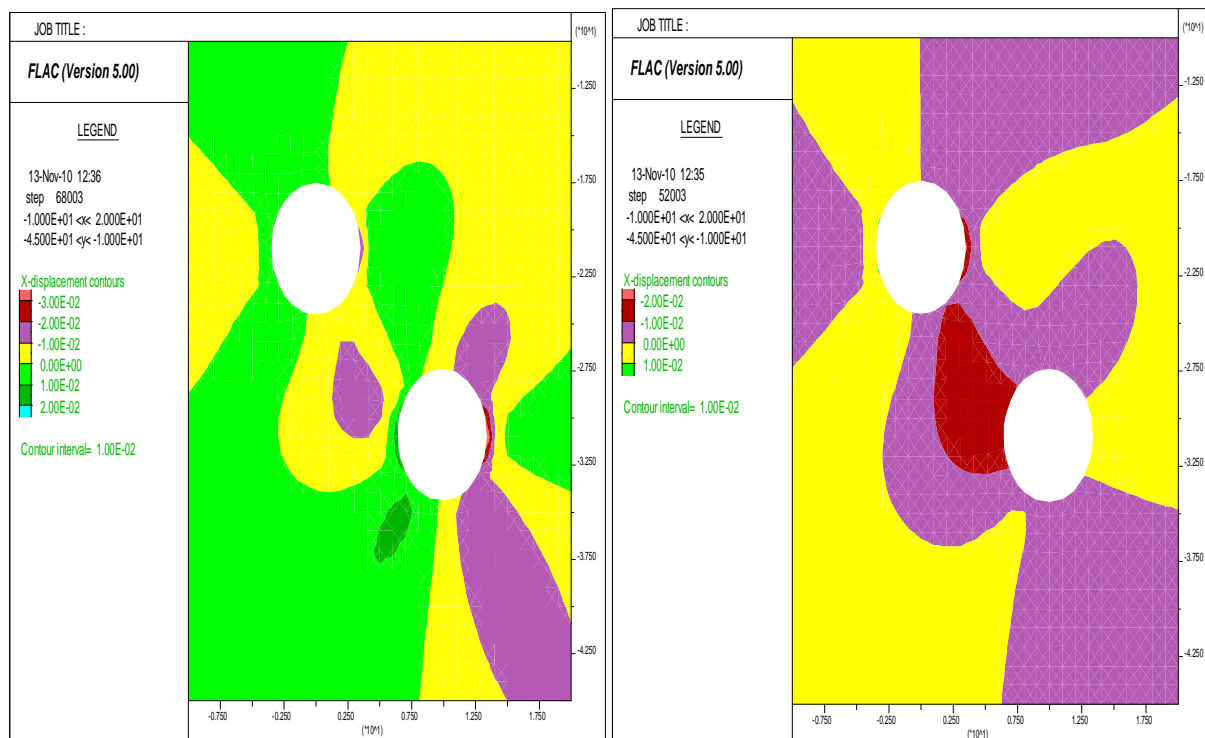
Figure VI.66 : Effort normal dans le revêtement du 1^{er} tunnel (tunnel supérieur).

- Pour les petites valeurs de T_R ($\lambda_2 < \lambda_1$) il se produira un déchargement du tunnel existant (tunnel supérieur) et un chargement du 2^{ème} tunnel (tunnel inférieur) par cause de la présence d'un mécanisme de transfert de charge du tunnel existant (tunnel supérieur) vers le nouveau tunnel (tunnel inférieur).
- Pour les grandes valeurs de T_R ($\lambda_2 > \lambda_1$) il se produira un chargement du 1^{er} tunnel (tunnel supérieur) et un déchargement du 2^{ème} tunnel (tunnel inférieur) par cause de la présence d'un mécanisme de transfert des charges du nouveau tunnel (tunnel inférieur) vers l'ancien tunnel (tunnel supérieur).

ces hypothèses sont vérifier par le tableau et les figures ci-dessous :

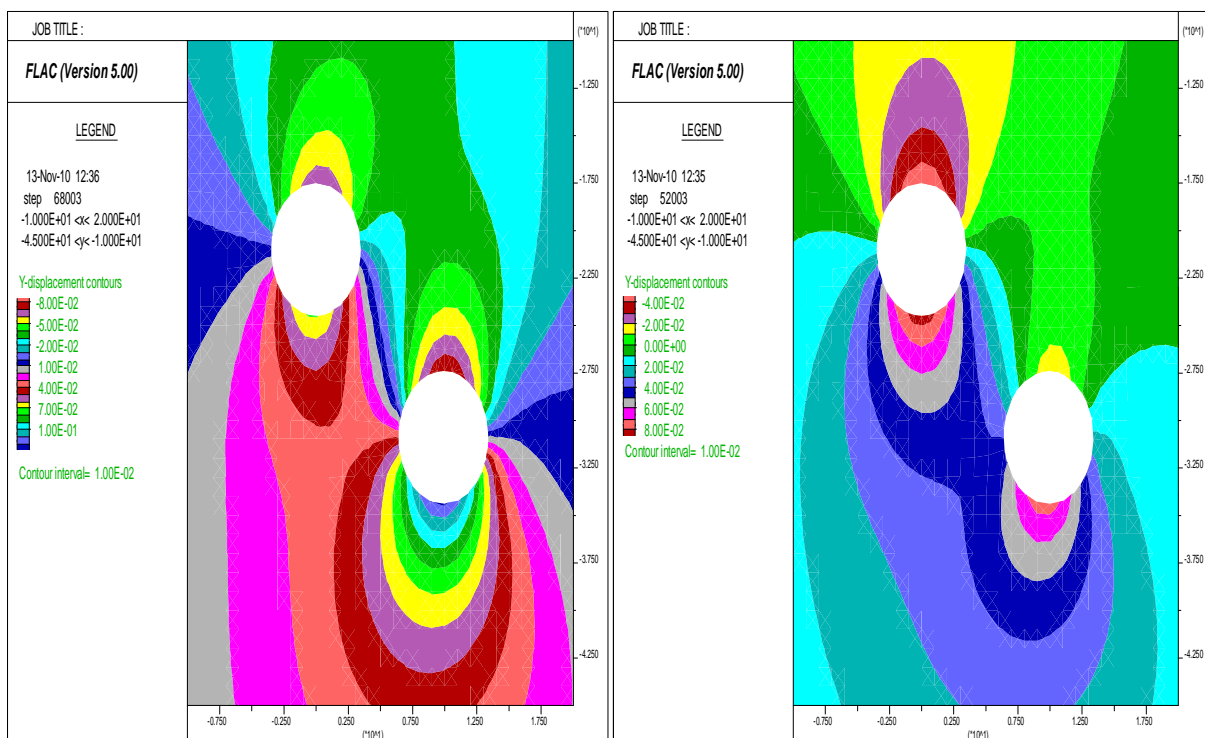
	$\lambda_2=0.2$	$\lambda_2=0.4$	$\lambda_2=0.7$	$\lambda_2=0.8$	$\lambda_2=0.9$
N^{Max}	-20.18%	-15.55%	+15.47%	+37.77%	+74.79%
T^{Max}	-28.89%	-18.10%	+15.13%	+38.87%	+99.13%
M^{Max}	-29.97%	-22.032%	+17.79%	+45.54%	+107.51%

Tableau VI.20: Influence du changement du taux de déconfinement du 2^{ème} tunnel sur les efforts internes dans le revêtement du 1^{er} tunnel (étude comparative avec le modèle ou $\lambda_2=0.6$).



a) $\lambda_2 = 0.6$ ($\lambda_2 = \lambda_1$)

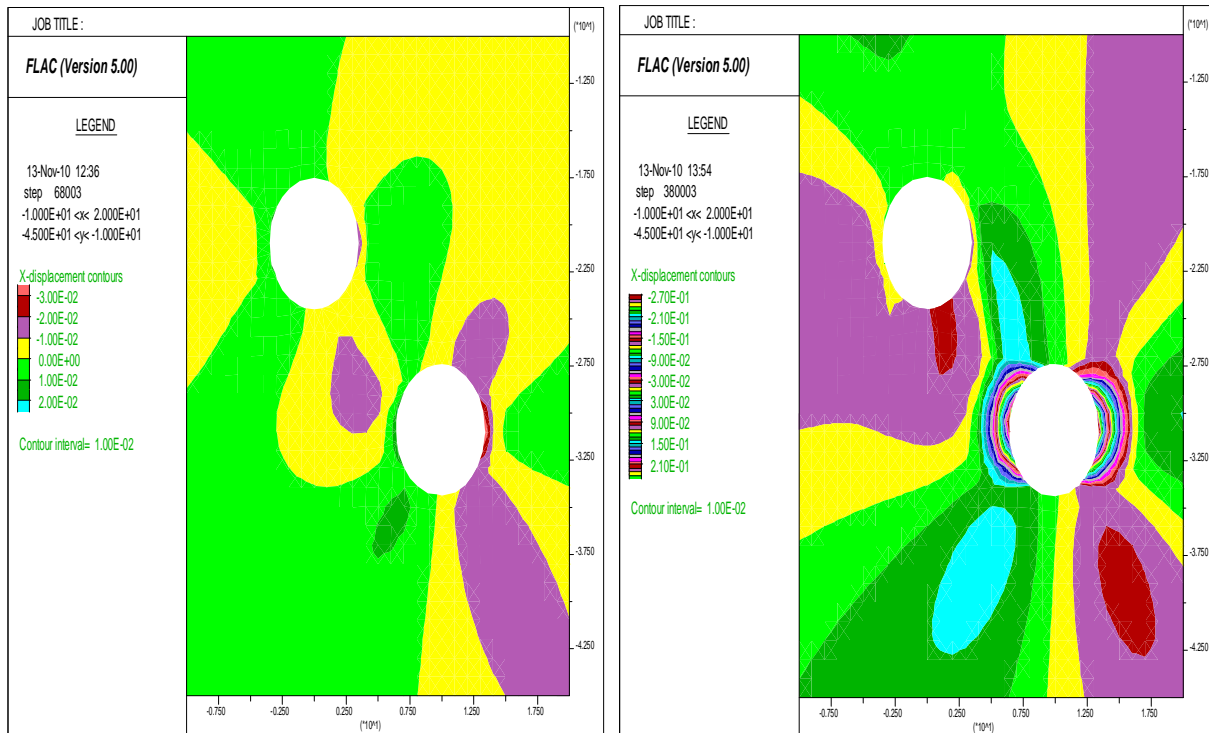
$\lambda_2 = 0.2$ ($\lambda_2 < \lambda_1$)



b) $\lambda_2 = 0.6$ ($\lambda_2 = \lambda_1$)

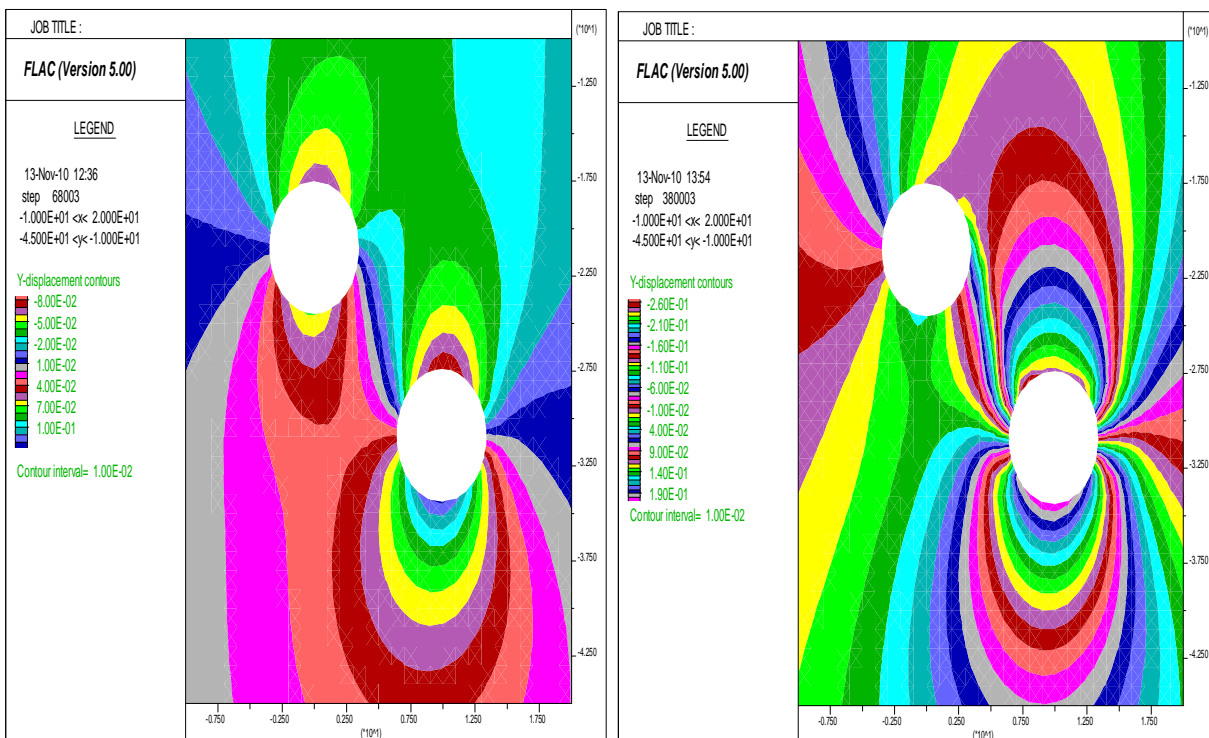
$\lambda_2 = 0.2$ ($\lambda_2 < \lambda_1$)

Figure VI.67 (a,b) :Déchargement du tunnel supérieur($\lambda_2 < \lambda_1$).



a) $\lambda_2=0.6 (\lambda_2 = \lambda_1)$

$\lambda_2=0.9 (\lambda_2 > \lambda_1)$



b) $\lambda_2=0.6 (\lambda_2 = \lambda_1)$

$\lambda_2=0.9 (\lambda_2 > \lambda_1)$

Figure VI.68 (a,b) : chargement du tunnel supérieur ($\lambda_2 > \lambda_1$).

a. **Le tunnel inférieur est construit en premier**

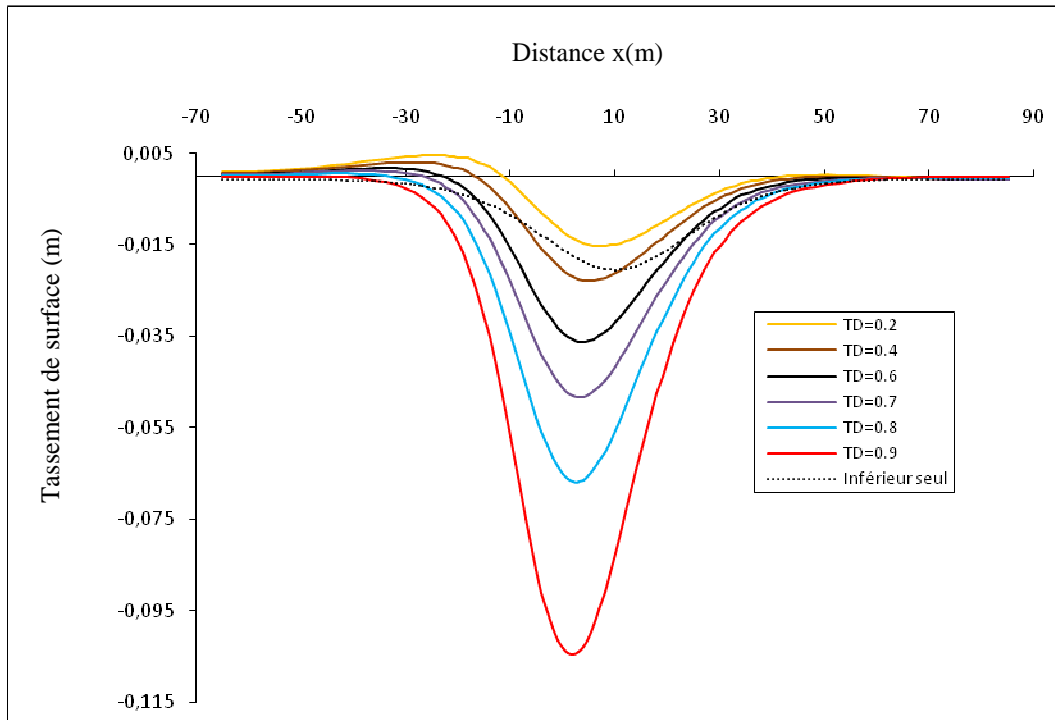


Figure VI.69 : Tassement de surface .

On remarque que plus T_R augmente plus δ_{max} augmente, d'autre part on remarque que plus T_R augmente plus l'excentricité Δx de δ_{max} par rapport à l'axe centrale diminue, δ_{max} a tendance à se déplacer avec l'augmentation de T_R de sa position à proximité du tunnel existant (tunnel inférieure) vers l'axe centrale ($x=0$).

	Tassement en surface (mm)	Variation en (%)
$\lambda_2=0.2$	-15.21	-57.98
$\lambda_2=0.4$	-22.88	-36.80
$\lambda_2=0.7$	-48.35	33.56
$\lambda_2=0.8$	-66.86	84.70
$\lambda_2=0.9$	-104.6	188.95

Tableau VI.21 : Influence du changement du taux de déconfinement du 2^{ème} tunnel sur le tassement de surface comparative avec le modèle où $\lambda_2=0.6$.

(étude

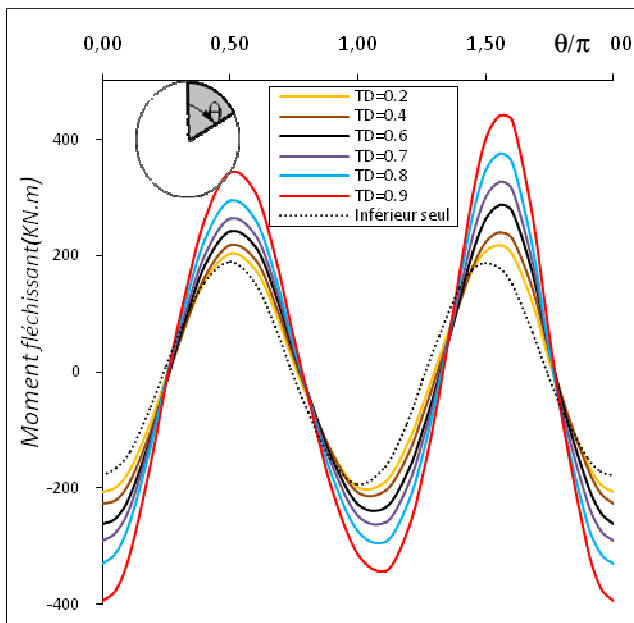


Figure VI.70 : Moment fléchissant dans le revêtement du 1^{er} tunnel (tunnel inférieure).

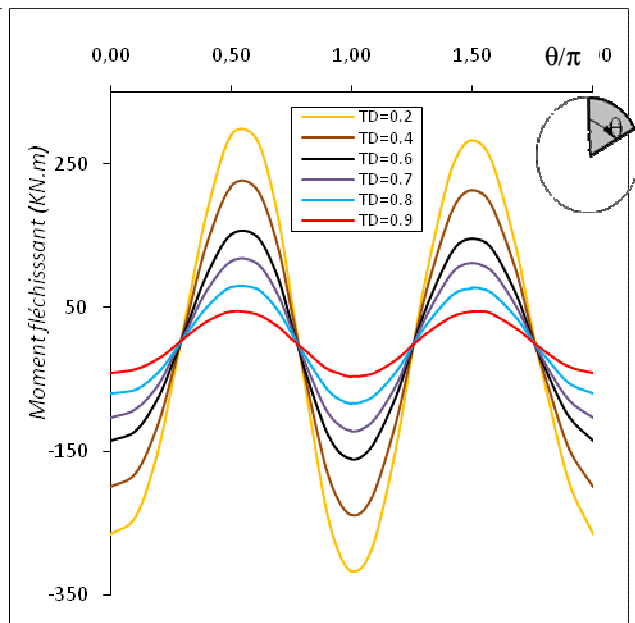


Figure VI.71 : Moment fléchissant dans le revêtement 2^{eme} tunnel (tunnel supérieure).

On remarque qu'il y'a une claire asymétrie de distribution de M_f , T et N dans le revêtement du 1^{er} tunnel, la partie 1^{er} tunnel (tunnel inférieure) du coté directe du 2^{eme} tunnel (tunnel supérieure) subira plus de déformation par cause de l'interaction entre les deux tunnels en là comparant avec l'autre partie du coté opposé.

La supposition de la présence d'un mécanisme de transfert de charge est aussi vérifié par le tableau et les figures ci-dessous :

	$M_f^{Max}(KN.m)$ Tunnel inférieure	$M_f^{Max}(KN.m)$ Tunnel supérieure
TD=0.2	217.70	289.20
TD=0.4	239.80	218.10
TD=0.6	286.80	150.80
TD=0.7	326.60	114.00
TD=0.8	374.60	78.30
TD=0.9	440.40	44.50

Tableau VI.22 : Influence du changement du taux de déconfinement du 2^{eme} tunnel sur les moments max les revêtements des deux tunnels.

dans

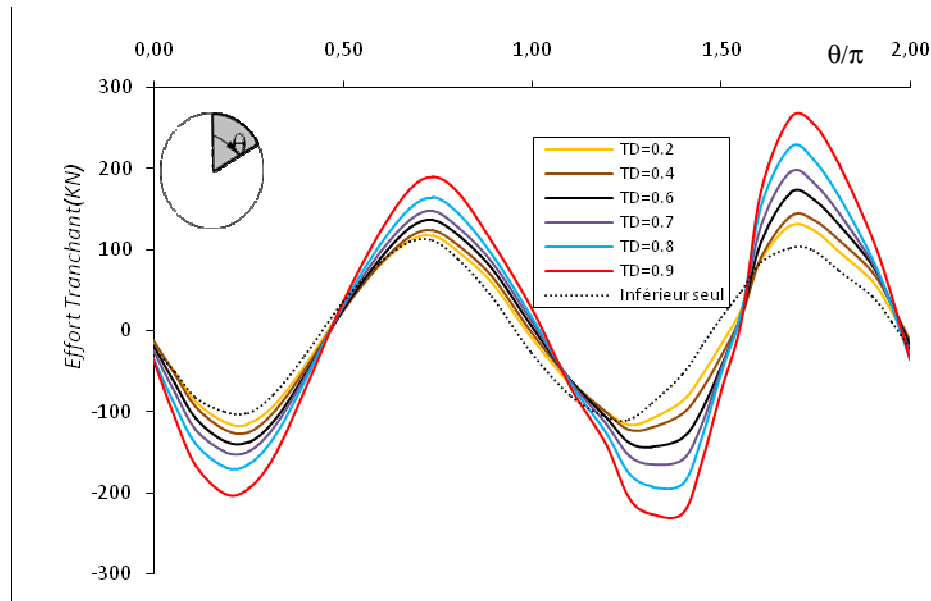


Figure VI.72 : Effort tranchant dans le revêtement du 1^{er} tunnel (tunnel inférieure).

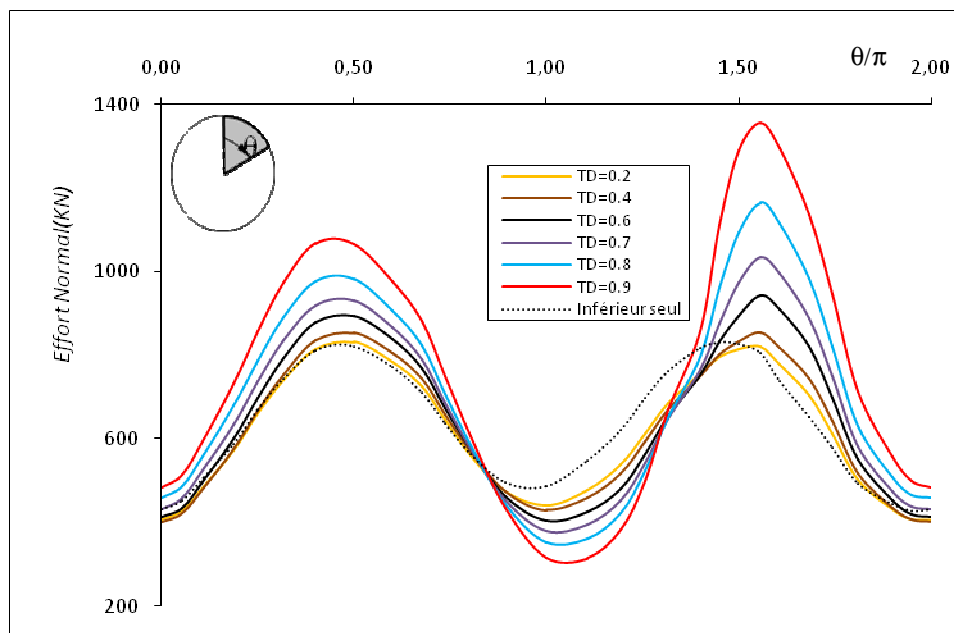


Figure VI.73 : Effort normal dans le revêtement du 1^{er} tunnel (tunnel inférieure).

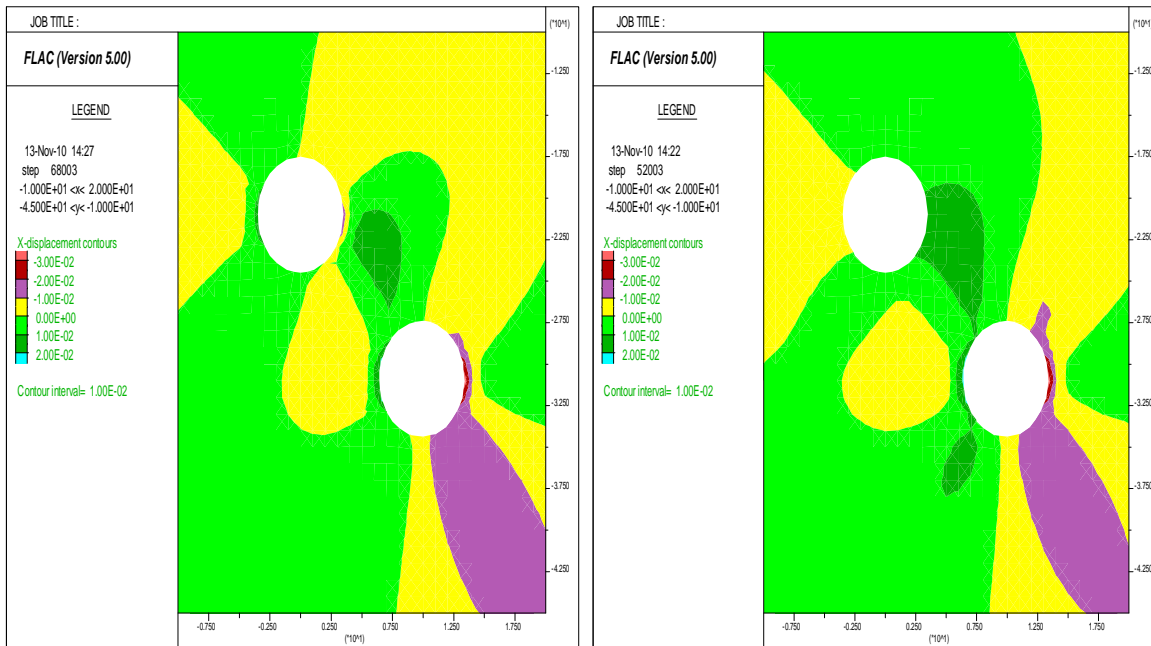
D'après les figures (VI.60),(VI.61),(VI.62),(VI.63)et le tableau (VI.23) on constate que :

- Pour les petite valeurs de " T_R " ($\lambda_2 < \lambda_1$) il se produit un déchargement du 1^{er} tunnel (tunnel inférieur) et un chargement du 2^{ième} (tunnel supérieur) par cause de la présence d'un mécanisme de transfert de charge de l'ancien tunnel (tunnel inférieur) vers le nouveau tunnel (tunnel supérieur).
- Pour les grandes valeurs de " T_R " ($\lambda_2 > \lambda_1$) il se produit un chargement du 1^{er} tunnel (tunnel inférieur) et un déchargement du 2^{ème} tunnel (tunnel supérieur) par cause de la présence d'un mécanisme de transfert inverse du nouveau tunnel (tunnel supérieur) vers l'ancien tunnel (tunnel inférieur).

Ces hypothèses sont vérifiées par le tableau et les figures ci-dessous :

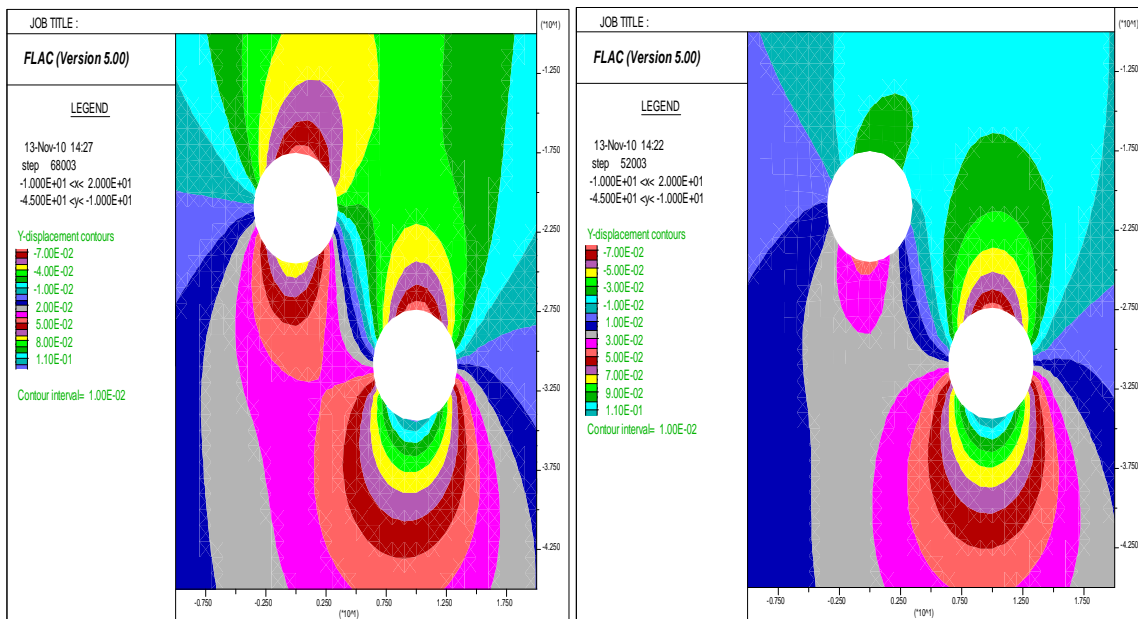
	$\lambda_2=0.2$	$\lambda_2=0.4$	$\lambda_2=0.7$	$\lambda_2=0.8$	$\lambda_2=0.9$
N^{Max}	-11.73%	-9.34%	+9.71%	+23.61%	+43.98%
T^{Max}	-24.02%	-17.03%	+14.97%	+32.94%	+54.43%
M^{Max}	-24.09%	-16.39%	+13.88%	+30.61%	+53.56%

Tableau VI.23 : Influence du changement du taux de déconfinement du 2^{ème} tunnel sur les efforts internes (étude comparative avec le modèle où $\lambda_2=0.6$).



a) $\lambda_2=0.6$ ($\lambda_2 = \lambda_1$)

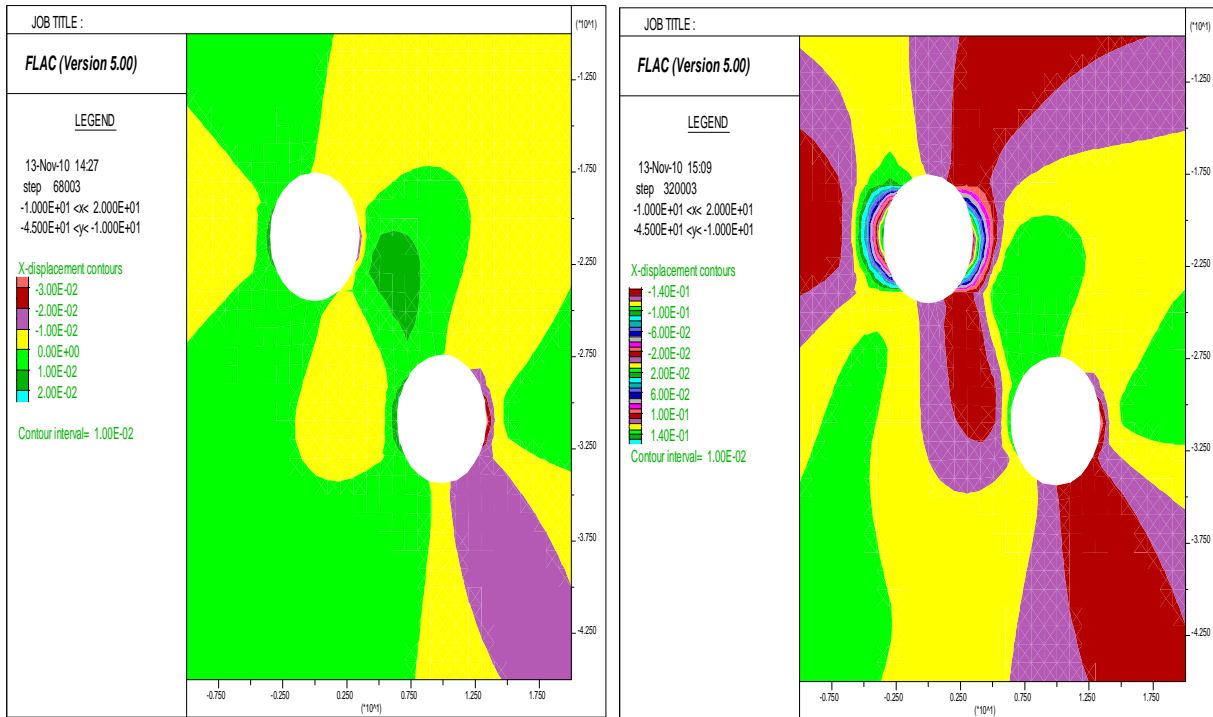
$\lambda_2=0.2$ ($\lambda_2 < \lambda_1$)



b) $\lambda_2=0.6$ ($\lambda_2 = \lambda_1$)

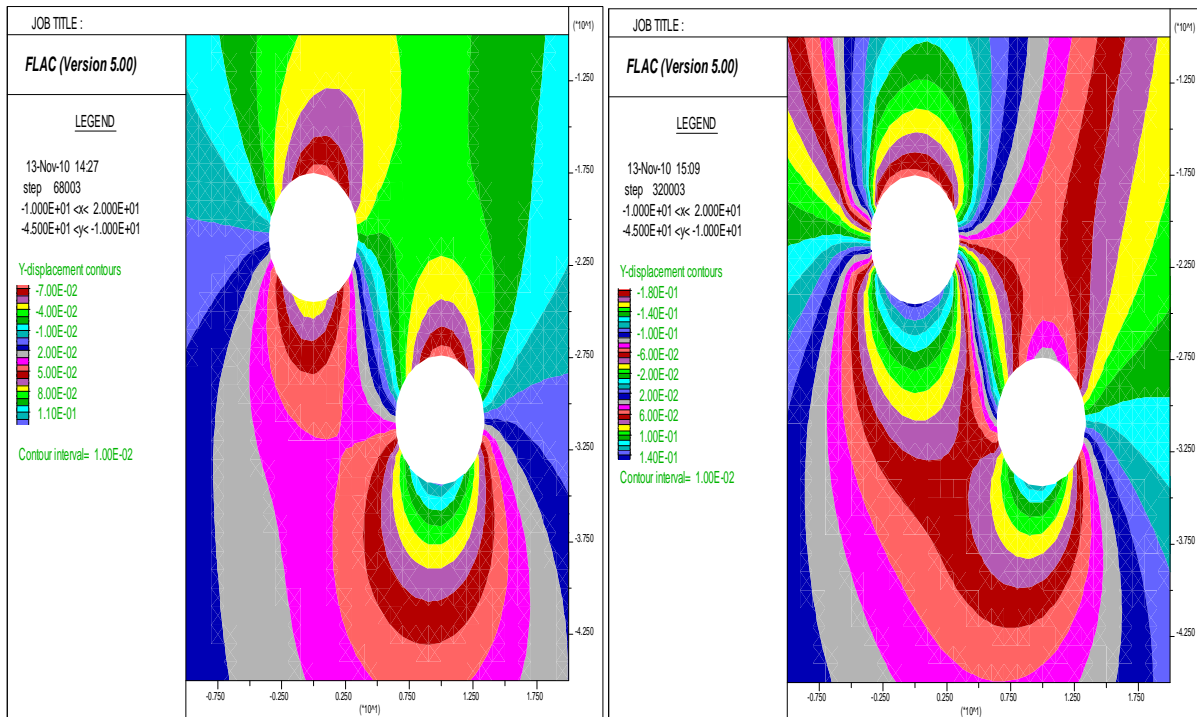
$\lambda_2=0.2$ ($\lambda_2 < \lambda_1$)

Figure VI.74 (a,b,c) : Déchargement du tunnel inférieur et chargement du tunnel supérieur ($\lambda_2 < \lambda_1$).



a) $\lambda_2=0.6 (\lambda_2= \lambda_1)$

$\lambda_2=0.9 (\lambda_2>\lambda_1)$



b) $\lambda_2=0.6 (\lambda_2= \lambda_1)$

$\lambda_2=0.9 (\lambda_2>\lambda_1)$

Figure VI.75 (a,b) : chargement du tunnel inférieur et déchargement du tunnel supérieur($\lambda_2>\lambda_1$).

Conclusion :

- Pour deux tunnels parallèles horizontalement pour un plus grand apport économique il faudra choisir un temps de retard T_R minimal (pour éviter le renforcement structural du revêtement du tunnel de gauche par cause du mécanisme de transfert).
- Pour deux tunnel parallèles verticalement, quand le tunnel supérieur est construit en premier pour prévoir plus de stabilité de surface (moins de tassement vertical) le choix d'un temps de retard minimal(T_R^{Min}) est une démarche essentiel bien qu'elle exigera un renforcement structural du 1^{er} tunnel(tunnel supérieur).
- Pour deux tunnel parallèles verticalement, quand le tunnel inférieur est construit en premier pour prévoir plus de stabilité de surface (moins de tassement vertical) le choix d'un temps de retard minimal(T_R^{Min}) est une démarche essentiel bien qu'elle exigera un renforcement structural du 1^{er} tunnel(tunnel inférieur) par cause de l'élargissement de l'étendue de la zone décomprimé.
- Pour deux tunnels parallèles inclinés, quand le tunnel supérieur est construit en premier, pour prévoir plus de stabilité de surface (moins de tassement) le choix d'un temps de retard minimal(T_R^{Min}) est une démarche essentielle ayant un considérable apport économique.
- Pour deux tunnels parallèles inclinés, quand le tunnel inférieur est construit en premier, pour prévoir plus de stabilité de surface (moins de tassement) le choix d'un temps de retard minimal(T_R^{Min}) est une démarche essentielle ayant un considérable apport économique.

NB : les démarches ayant de considérable apport économique sont les démarches qui n'exigeront pas de renforcement des conditions structurales dans le revêtement du tunnel existant (1^{er} tunnel).

Conclusion générale

- On a fait varier plusieurs paramètres géotechniques et de modélisation et étudier leur influence.
- L'étude paramétrique a mis en relief l'influence importante de plusieurs paramètres tel que le module d'Young, le rapports de profondeur(C/D), l'extension vertical du domaine, le coefficient de pression de terre au repo K_0 , le taux de déconfinement λ sur les tassement de surface ,les déplacements horizontaux et les efforts internes dans le revêtement du tunnel.
- L'étude paramétrique est très précieuse, peut compenser les aléas des investigations géotechniques du terrain, nos résultats permettrons d'abaissier le cout de la prospection géotechnique du terrain pour les ouvrages souterrains.
- Pour deux tunnels parallèles horizontalement pour prévoir plus de stabilité de terrain il sera inévitable d'éloigné les deux tunnel l'un de l'autre.
- A partir d'un espacement entre axe $d_x=3D$ l'influence du 2^{ième} tunnel sur le premier devient négligeable.
- Pour deux tunnels parallèles horizontalement tant que les deux tunnels sont proche le revêtement du 1^{er} tunnel exigera plus de renforcement structural.
- Pour deux tunnels parallèles horizontalement éloigné le second tunnel du premier est une procédure essentielle pour un plus grand apport économique.
- Pour deux tunnel parallèles verticalement ; en termes de tassement il est préférables de commencé par la construction du tunnel inférieur en premier bien que cet ordre de creusement exigera un renforcement des conditions structurale dans le revêtement du 1^{er} tunnel (tunnel inférieur).
- Si la construction du tunnel supérieur en premier est imposée par des conditions quelconques le choix d'une distance entre axe des deux tunnels $d_y=2D$ pour la construction du 2^{ième} est une démarche économique essentielle.
- Pour deux tunnels parallèles inclinés il est préférable de construire le tunnel supérieur en premier.

- Pour deux tunnels parallèles inclinés ; évité un angle d'inclinaison $\alpha=45^\circ$ est une démarche économique essentiel.
- Le tassement maximum est obtenu pour la disposition des deux tunnels alignés verticalement tandis que les deux tunnels alignés horizontalement donnent un tassement minimum.
- Pour deux tunnels parallèles horizontalement pour plus de stabilité du terrain il faudra envisager le creusement du 1^{er} tunnel ensuite le second (1^{er} Scénario) bien que cette procédure exigera dans la plupart des cas le renforcement structural du revêtement du 1^{er} tunnel.
- Pour deux tunnel parallèles verticalement lorsque le tunnel supérieure est construit en premier pour prévoir plus de stabilité de terrain (moins de tassement) ; envisagé un creusement par le 2^{ième} scénario est une démarche essentiel qui exigera de réadapté d'autres conditions structurales plus renforcé au revêtement du tunnel supérieur.
- Pour deux tunnel parallèles verticalement lorsque le tunnel inférieur est construit en premier pour prévoir plus de stabilité de terrien (moins de tassement) ; envisagé un creusement par le 2^{ième} scénario (Creusement de deux tunnels en même temps) est une démarche essentiel ayant un considérable apport économique.
- Pour deux tunnels parallèles incliné lorsque le tunnel supérieur est construit en premier pour prévoir plus de stabilité de terrain (moins de tassement) ; envisagé un creusement par le 1^{ier} scénario (Croisement d'un tunnel existant) est une démarche essentiel qui nécessite le renforcement structural du revêtement du tunnel supérieur.
- Pour deux tunnels parallèles incliné lorsque le tunnel inférieur est construit en premier pour prévoir plus de stabilité de terrain (moins de tassement) ; envisagé un creusement par le 2^{ième} scénario (Creusement de deux tunnels en même temps) est une démarche essentiel ayant un considérable apport économique.
- L'étude du facteur temps nous a permis de constaté que l'intervalle de temps entre la fin de construction du premier tunnel et le début du creusement du 2^{ième} tunnel est un facteur important ayant un considérable apport économique.

REFERENCE BIBLIOGRAPHIQUE

- [01] **Suchatvee Suwansawat** « Superposition Technique for Mapping Surface Settlement Troughs Twin Tunnels », International Symposium on Underground Excavation and Tunnelling 2006.
- [02] **F.Hage Chehade^a,I.Shahrour^{b,*}** « Numerical analysis of the interaction between twin-tunnels: Influence of the relative position and construction procedure », Tunnelling and Underground Space Technology 2008.
- [03] **S.Sugimoto ,H.Ochiai,N.Yasufuku & K.Omine-Department of Civil Engineering,Kyushu University,Fukuoka ,Japan-,et H.Imanishi-Geo-Research Institute Fukuoka, Japan** « Influence of Neighboring Construction of shield Tunnel on the Existing Structure by two-Dimensional Model Test », 2001 , Modern Tunneling Science and Technology, Adachi et al(eds).
- [04] Inventaires des Tunnels Ferroviaires de France, itff@ hotmail.fr. Petit Lexique Tunnelier Ferroviaire.
- [05] Tunnel, Wikipedia 2009.
- [06] **François MARTIN, Bonnard et Gardel Ingénieurs Conseil.** « Mécanique des Roches et Travaux Souterrains, Cours et exercices corrigés » 5^{ème} édition Janvier 2009.
- [07] **Richard Kastner** « Modélisation des tassements du sous-sol urbain » Cybergeog, European journal of Geography , 1996 .
- [08] **Christian CHAPEAU^{*}, Eugeniusz DEMBICKI^{***}, Jacques MONNET^{***}** « Analyse statistique d'essais pressiométriques pour l'étude de la variabilité des sols du tunnel de la rocade Nord de Grenoble ».
- [09] **ABDELHAQ SKIKER & PIERRE CHAMBON-Laboratoire de Génie Civil, Ecole centrale de Nantes-, Jaques Garnier-Laboratoire Central des Ponts et chaussées** « Etude expérimentale des tassements provoqués lors du creusement par la méthode de prédécoupage mécanique », 1995.
- [10] **Federica Sandrone** « Identification et analyses des pathologies à long terme des Tunnels des Routes Nationales Suisses ». XXVI^{èmes} Rencontres Universitaires de Génie Civil 2008-PRIX RENE HOUPERT-.

- [11] **A.H.C, chan, L.Sharpe, D.N.chapman, M.L.Cooper & C.D.F.Rogers** « Prediction of subsurface settlements and lining response due to new tunneling operations using finite element analyses».
- [12] **William H.Hansmire,Victor S.Romero et Michael T.MC Rae**, « Multiple Tunnels in Soil with Shotcrete Linings on Tren Urbano, San Juan,Puerto Rico»,Proceedings: fith International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering,2004.
- [13] **Fadi Hage CHEHADE & Isam SHAHROUR** « Etude de l'interaction entre deux tunnels en zone urbaine », Actes du colloque International de Géotechnique,Beyrouth 2004.
- [14] **D.N.Chapman,C.D.F.Rogers & D.V.L.Hunt** «Predicting The Settlements Obove Closely Spaced Triple Tunnels»,Geotechnical Aspects of Undreground Construction in Soft Ground ,2006.
- [15] **MARC PANET**, «Le Calcul des tunnels par la méthode convergence confinement », Presses de l'école nationale des Ponts et Chaussées, 1995.
- [16] **Djenane Mohamed** « Modélisation numérique de l'effet de la construction d'un ouvrage souterrain sur le comportement de la superstructure-Application pour le Metro d'Alger », Thèse de Magistère en Génien Civil, Université de BATNA.
- [17] **C.W.W.Ng, K.M.Lee, and D.K.W.Tang** «Three-dimensional numerical investigations of new Austrian tunneling method (NATM) twin tunnel interactions», NRC Research Press web site at <http://cgj.nrc.ca> jun 2004.