

Année 2013

N° d'ordre : 41097

**Université Lille1 Sciences et Technologies**  
**Laboratoire Génie Civil et géo-Environnement**  
**Ecole doctorale Sciences Pour l'Ingénieur**

**Mémoire provisoire de**

**THESE**

Pour obtenir le grade de

Docteur de L'Université Lille1 Sciences et Technologies

Discipline : Génie Civil

Sous le titre de :

**Modélisation tridimensionnelle du comportement sismique des  
tunnels en terrain meuble**

Par

**Iyad SLITEEN**

**Jury composé de:**

<b>MROUEH Hussein</b>	Professeur, Université de Lille 1	Directeur de thèse
<b>SADEK Marwan</b>	HDR, Université de Lille1	Co-directeur de thèse
<b>BURLON Sébastien</b>	Ingénieur de recherche d'IFSTTAR	Examineur
<b>SHAHROUR Isam</b>	Professeur, Université de Lille 1	Examineur
<b>ALHEIB Marwan</b>	HDR, INERIS – Ecole des Mines de Nancy	Rapporteur
<b>DIAS Daniel</b>	Professeur Université de Grenoble	Rapporteur



# Remerciement

---

Je souhaite remercier en premier lieu mon directeur de thèse, M. Hussein MROUEH, Professeur de l'université de Lille 1 pour m'avoir accueilli au sein de son équipe. Je lui suis également reconnaissant pour le temps conséquent qu'il m'a accordé, ses qualités pédagogiques et scientifiques, sa franchise et sa sympathie. J'ai beaucoup appris à ses côtés et je lui adresse ma gratitude pour tout cela.

J'adresse de chaleureux remerciements à mon co-directeur de thèse, M. Marwan SADEK, Maitre de conférences de l'université de Lille 1, pour son attention de tout instant sur mes travaux, pour ses conseils avisés et son écoute qui ont été prépondérants pour la bonne réussite de cette thèse. Son énergie et sa confiance ont été des éléments moteurs pour moi. J'ai pris un grand plaisir à travailler avec lui.

Je voudrais remercier les rapporteurs de cette thèse M. Marwan ALHEB, Maitre de conférences de l'INERIS – Ecole des Mines de Nancy, et M. Daniel DIAS, Professeur de l'université de Grenoble, pour l'intérêt qu'ils ont porté à mon travail.

J'associe à ces remerciements M. Isam SHAHROUR, Professeur de l'université de Lille 1, directeur de laboratoire de LGCgE, et M. Sébastien BURLON, Ingénieur de recherche d'IFSTTAR, pour avoir accepté d'examiner mon travail.

Ces remerciements ne seraient pas complets sans une pensée à mes amis. Merci de m'avoir aidé et encouragé, pour leur aide et leur bonne humeur. Nous avons partagé de bons moments.

Mes dernières pensées iront vers ma famille, et surtout mes parents, qui m'auront permis de poursuivre mes études jusqu'à aujourd'hui.

*à Masha*

# Notations

---

## Tunnel

R	Rayon du tunnel
D	Diamètre du tunnel
H	Profondeur du tunnel
$\alpha_{dec}$	Coefficient de déconfinement
$L_{dec}$	Longueur de la zone non soutenue
S	Section de front de taille.
N	Effort normal dans le revêtement
M	Moment fléchissant dans le revêtement
Q	Effort tranchant dans le revêtement
$\Theta$	Position angulaire
C	Rigidité à la flexion
F	Rigidité à la traction
$E_l$	Module de Young
$\nu_l$	Coefficient de Poisson
$I_l$	Moment d'inertie
$A_l$	Section transversale du revêtement
$A_{eff}$	Section efficace du front de taille

## Terrain

$\gamma$	Poids volumique
c	Cohésion
$\varphi$	Angle de frottement
$E_s$	Module de Young
$\nu_s$	Coefficient de Poisson
$\sigma_0$	Contrainte initiale du sol au centre du tunnel
$\psi$	Angle de dilatance
$R_f$	Rayon d'influence du front de taille
$R_p$	Rayon de plastification du sol autour du tunnel
$K_0$	Coefficient de pression de terres au repos

## Chargement sismique

$f_{load}$	Fréquence de chargement
$\ddot{u}_g$	Amplitude d'accélération
$\tau$	Contrainte de cisaillement induit dans le sol
$\gamma_c$	Déformation moyenne de cisaillement dans le sol
$V$	Vitesse de propagation des ondes de compression ou de cisaillement
$\lambda$	Longueur caractéristique d'onde sismique
$f_{prop}$	Fréquence fondamentale du massif de sol en champ libre
$\delta$	Angle d'incidence

## Boulon

$L_b$	Longueur initiale du boulon
$S_b$	Section du boulon
$\sigma_b$	Contrainte axiale maximale dans le boulon a
$\Lambda_b$	Densité des boulons
$N^b$	Nombre de boulons au front de taille
$J_p$	Rigidité du boulon

# Figures

---

<b>Figure</b>	<b>Titre</b>	<b>Page</b>
<b>I.1</b>	Dégâts occasionnés sur le tunnel de Nagasakayama après le Tremblement de Terre de Kanto 1923 (Okamoto et al, 1973).....	13
<b>I.2</b>	Représentation des dégâts sur une section courante de la station de Métro de Daikai après le Tremblement de Terre de 1995 Hyogo-ken Nanbu (Liu et Liu, 2008).....	13
<b>I.3</b>	Dégâts occasionnés sur le tunnel pilote du projet du tunnel bi-tubes de Bolu lors du séisme de Düzce – 1999.....	14
<b>I.4</b>	Effondrement du Tunnel de Bolu en Turquie 1999.....	14
<b>I.5</b>	Déformation d'ovalisation du tunnel (Wang, 1993).....	16
<b>I.6</b>	Efforts internes produit par les ondes de cisaillement.....	17
<b>I.7</b>	Comparaison entre les solutions analytiques de Wang (1993) et Penzien (2000) (Hashash et al, 2005).....	18
<b>I.8</b>	Moment fléchissant induit par le chargement sismique (Khoshnoudian, 1999).....	20
<b>I.9</b>	Distribution de l'effort normal et le moment fléchissant avant et après l'effet sismique avec leurs enveloppes maximales (Amorosi et Boldini, 2009).....	21
<b>I.10</b>	Influence de la dilatance du sol sur le comportement sismique du système sol- tunnel (le moment fléchissant, le déplacement vertical et la dilatance du sol dans le point M) (Shahrour et al, 2010).....	22
<b>I.11</b>	Effet de l'accélération maximale sur les efforts internes (Pakbaz et Yareevand, 2005).....	23
<b>I.12</b>	Mécanismes de soulèvement : a) phénomène de rochet ; b) migration de l'eau des pores ; c) soulèvement de la base dû au cisaillement de sol compressible sous les structures souterraines; b) déformation due à l'effondrement du sol en liquéfaction (Chou et al, 2011).....	24

<b>I.13</b>	Déplacement vertical du tunnel et la pression interstitielle en fonction l'accélération maximale du chargement sismique (PGA) (Chou et al, 2011).....	24
<b>I.14</b>	Déplacement vertical du tunnel dû à la liquéfaction du sol en fonction de la profondeur (Liu, 2011).....	25
<b>I.15</b>	Tassement vertical à la surface du sol (Khoshnoudian et Shahrour, 2002).....	26
<b>I.16</b>	Modèle éléments finis (Sedarat et al, 2008).....	27
<b>I.17</b>	Evolution de l'effort normal en fonction du coefficient de friction (Sedarat et al, 2008).....	27
<b>I.18</b>	Séparation du chargement statique (Park et al, 2009).....	28
<b>I.19</b>	Effet de D sur les efforts internes (Park et al, 2009).....	29
<b>I.20</b>	Modèle de cavité souterraine.....	30
<b>I.21</b>	Déplacement horizontal $u_x$ (gauche) et vertical $u_y$ (droite) à la surface libre à l'aplomb de la cavité à la fréquence réduite $\eta = 0,5$ et 1. Comparaison entre Kham (2001) et Luc et De Barros (1994).....	31
<b>I.22</b>	Amplification du déplacement total en surface $u_T$ par rapport au champ libre $u_L$ en fonction de la profondeur $H/a$ et pour différentes valeurs de fréquence réduite $\eta$ (Kham 2001).....	31
<b>I.23</b>	Différents types d'ondes sismiques pouvant affecter la réponse d'un tunnel (Power et al, 1996).....	32
<b>I.24</b>	Perturbation dans le terrain engendrée par l'avancement du front (Lunardi, 1998).....	33
<b>I.25</b>	Zones caractérisées lors du creusement d'un tunnel (Lunardi, 2008).....	34
<b>I.26</b>	Le rayon du front et le rayon de plastification.....	35
<b>I.27</b>	Comportement de noyau d'avancement en fonction de l'état de contrainte (Lunardi, 2008).....	36
<b>I.28</b>	Extrusion au front de taille.....	37
<b>I.29</b>	Effet de renforcement de noyau sur les déformations provoquées par l'excavation.....	38
<b>I.30</b>	Action de confinement et de préconfinement (Lunardi, 2008).....	38
<b>I.31</b>	Extrusion du front de taille (Dias, 1999).....	39
<b>II.1</b>	Division du front d'un tunnel dans la méthode NATM.....	45

<b>II.2</b>	Schéma du principe d'avancement d'un bouclier (Möller, 2006).....	46
<b>II.3</b>	Schéma de principe d'un tunnelier à pression de terre .....	47
<b>II.4</b>	Principe de fonctionnement du tunnelier à pression (a) fonction du tunnelier (b) Principe de creusement (Mroueh, 1998).....	48
<b>II.5</b>	Principe de détermination de la loi de convergence du massif (Tunnel non soutenu).....	49
<b>II.6</b>	Détermination de la pression de soutènement dans le cas axisymétrique..	50
<b>II.7</b>	Simulation du creusement.....	53
<b>II.8</b>	Cycle de base de calcul par la méthode explicite utilisée dans le code FLAC3D (Billaux et Cundall, 1993).....	54
<b>II.9</b>	Système de coordonnées et contraintes.....	57
<b>II.10</b>	Contraintes et efforts internes.....	58
<b>II.11</b>	Système sol-Tunnel - Maillage 3D.....	59
<b>II.12</b>	Diffusion de plasticité due au creusement.....	60
<b>II.13</b>	Effort normal dans le revêtement - Etat initial.....	61
<b>II.14</b>	Moment fléchissant dans le revêtement - Etat initial.....	62
<b>II.15</b>	Effort tranchant induit dans le revêtement - Etat initial.....	62
<b>II.16</b>	Chargement sismique utilisé dans la modélisation numérique.....	63
<b>II.17</b>	Enveloppe de l'effort normal normalisé - modèle élastique / Solution Wang.....	64
<b>II.18</b>	Enveloppe du moment fléchissant normalisé - modèle élastique / Solution Wang .....	64
<b>II.19</b>	Tassement à la surface du sol sous chargement sismique - solution élastique.....	65
<b>II.20</b>	Diffusion de la plasticité sous chargement sismique.....	66
<b>II.21</b>	Enveloppe de l'effort normal sous chargement sismique.....	67
<b>II.22</b>	Evolution de l'effort normal au cours du chargement sismique - $\Theta = 45^\circ$ ...	68
<b>II.23</b>	Enveloppe du moment fléchissant sous chargement sismique.....	68
<b>II.24</b>	Enveloppe de l'effort tranchant sous chargement sismique.....	69
<b>II.25</b>	Evolution du tassement à la surface du sol (point A) au cours du chargement sismique. ....	70
<b>II.26</b>	Tassement à la surface du sol due au chargement sismique.....	70
<b>II.27</b>	Deux tunnels de profondeurs $H = 1,8D$ et $H = 3D$ - Maillage utilisé.....	72

<b>II.28</b>	Effet d'excavation sur les efforts internes en fonction de la profondeur (a) tunnel peu profond (b) tunnel profond.....	72
<b>II.29</b>	Tassement à la surface du sol (a) tunnel peu profond (b) tunnel profond...	73
<b>II.30</b>	Influence de $L_{dec}$ - Effort normal normalisé.....	74
<b>II.31</b>	Influence de $L_{dec}$ - Effort tranchant normalisé.....	75
<b>II.32</b>	Influence de $L_{dec}$ - Moment fléchissant normalisé.....	75
<b>II.33</b>	Influence de $L_{dec}$ - Tassement en surface.....	76
<b>II.34</b>	Influence de $\alpha_{dec}$ - Effort normal normalisé.....	77
<b>II.35</b>	Influence de $\alpha_{dec}$ - Effort tranchant normalisé.....	77
<b>II.36</b>	Influence de $\alpha_{dec}$ - Moment fléchissant normalisé.....	78
<b>II.37</b>	Influence de $\alpha_{dec}$ - Tassement à la surface.....	78
<b>II.38</b>	Influence du niveau de chargement - Effort normal normalisé.....	79
<b>II.39</b>	Influence du niveau de chargement - Moment fléchissant normalisé.....	80
<b>II.40</b>	Influence du niveau de chargement - Effort tranchant normalisé.....	81
<b>III.1</b>	Types de boulon en verre.....	87
<b>III.2</b>	Pose de boulons en fibre de verre au front de taille - tunnel de S. Vitale 1993 – Italie.....	88
<b>III.3</b>	Renouvellement de boulons du front.....	89
<b>III.4</b>	Extrusion maximal du front de taille en fonction du nombre de boulons (Dias 1999).....	90
<b>III.5</b>	Distribution des efforts dans les boulons (Dias 1999) .....	91
<b>III.6</b>	Effort repris en fonction du nombre de boulons disposés au front (Dias 1999).....	91
<b>III.7</b>	Effet du renforcement du front de taille sur les tassements à la surface (Yoo et al, 2003).....	92
<b>III.8</b>	Millage utilisé.....	94
<b>III.9</b>	Mise en place de boulon.....	95
<b>III.10</b>	Evaluation de la longueur des boulons au cours d'excavation.....	95
<b>III.11</b>	Système de coordonnées locales et les forces et les moments à la fin d'un élément pile (Itasca, 1994).....	97
<b>III.12</b>	Modélisation de l'inclusion et de la liaison sol/terrain.....	98
<b>III.13</b>	Distribution des boulons au front de taille.....	99
<b>III.14</b>	Extrusion du front de taille sous chargement statique.....	100

<b>III.15</b>	Tassement de la clé de voute sous chargement statique.....	100
<b>III.16</b>	Extrusion du front de taille sous chargement dynamique.....	101
<b>III.17</b>	Tassement de clé dans l'état dynamique.....	102
<b>III.18</b>	Tassement à la surface de sol au cours de creusement.....	102
<b>III.19</b>	Tassements à la surface du sol au cours de creusement.....	103
<b>III.20</b>	Tassements maximaux à la surface du sol au cours de sollicitation sismique.....	104
<b>III.21</b>	Distribution des efforts dans les boulons sous chargement statique.....	105
<b>III.22</b>	Distribution des efforts dans les boulons sous chargement dynamique.....	105
<b>III.23</b>	Chargement statique du boulon central.....	106
<b>III.24</b>	Chargement statique du boulon à la première couronne.....	107
<b>III.25</b>	Chargement statique du boulon à la deuxième couronne.....	107
<b>III.26</b>	Chargement statique du boulon à la troisième couronne.....	108
<b>III.27</b>	Chargement dynamique du boulon central.....	109
<b>III.28</b>	Chargement dynamique du boulon à la première couronne.....	109
<b>III.29</b>	Chargement dynamique du boulon à la deuxième couronne.....	110
<b>III.30</b>	Chargement dynamique du boulon à la troisième couronne.....	110
<b>III.31</b>	Sections étudiés. ....	111
<b>III.32</b>	La force normale dans le revêtement sous chargement dynamique sur le long du tunnel.....	112
<b>III.33</b>	Le moment fléchissant dans le revêtement sous chargement dynamique sur le long du tunnel.....	113
<b>III.34</b>	Effort tranchant dans le revêtement sous chargement dynamique sur le long du tunnel.....	114
<b>III.35</b>	Angle d'incidence ( $\delta$ ) entre l'onde sismique et l'axe du tunnel.....	115
<b>III.36</b>	Force axiale dans un boulon F0. ....	115
<b>III.37</b>	Tassement à la clé de voute.....	116
<b>III.38</b>	Extrusion au front de taille.....	117
<b>III.39</b>	Force axiale maximal en fonction de densité de boulons.....	118
<b>III.40</b>	Déplacement axial dynamique du front de taille.....	119
<b>III.41</b>	Extrusion maximal du front de taille en fonction de la densité de boulonnage.....	119
<b>III.42</b>	Tassement dynamique de la clé de voute.....	120

<b>III.43</b>	Tassement de la clé de tunnel.....	120
<b>III.44</b>	Forces sous chargement statique dans les boulons selon sa longueur initiale.....	121
<b>III.45</b>	Forces axiale dans les boulons sous chargement dynamique selon sa longueur initiale.....	122
<b>III.46</b>	Deux tunnels avec deux profondeurs.....	123
<b>III.47</b>	Chargement axial dans le boulon F0 sous chargement statique en fonction de profondeur.....	124
<b>III.48</b>	Force axiale dans le boulon F0 sous chargement dynamique en fonction de profondeur.....	124
<b>III.49</b>	Extrusion du front de taille sous chargement statique en fonction de profondeur.....	125
<b>III.50</b>	Extrusion du front de taille sous chargement sismique en fonction de profondeur.....	125

# Tableaux

---

<b>Tableau</b>	<b>Titre</b>	<b>Page</b>
<b>I.1</b>	Propriétés du sol (Hashash et al, 2005).....	17
<b>I.2</b>	Comparaison entre les solutions analytique (Park et al, 2009).....	19
<b>II.1</b>	Caractéristiques du sol et du revêtement .....	58
<b>II.2</b>	Valeurs maximales des efforts internes statiques .....	61
<b>III.1</b>	Exemples des tunnels dont le front de taille est renforcé par des boulons.	87
<b>III.2</b>	Caractéristique de sol.....	93
<b>III.3</b>	Caractéristiques des boulons.....	96

# SOMMAIRE

---

Abstract.....	5
Résumé.....	6
Introduction générale.....	7

## CHAPITRE I :

### **ANALYSE BIBLIOGRAPHIQUE**

<b>I.1. Introduction .....</b>	<b>11</b>
<b>I.2. Méthodes usuelles de calcul .....</b>	<b>15</b>
I.2.1. Approches simplifiées .....	15
I.2.2. Approches numériques .....	19
I.2.2.1. Non linéarité des sols .....	19
I.2.2.2. Interaction sol-tunnel .....	22
I.2.2.3. Liquéfaction des sols .....	23
I.2.2.4. Conditions de contact sol-tunnel .....	26
I.2.3. Mouvements de terrain en surface .....	29
<b>I.3. Prise en compte de l'aspect tridimensionnel .....</b>	<b>32</b>
I.3.1. Evolution de la géométrie .....	32
I.3.2. Stabilité du front de taille .....	34
I.3.2.1. Zone d'influence de front de taille .....	34
I.3.2.2. Contraintes au Front de taille .....	36
I.3.2.3. Type d'extrusion du front de taille .....	37
I.3.3. Préconfinement et renforcement de noyau .....	37
<b>I.4. Conclusion .....</b>	<b>40</b>

## CHAPITRE II

### **Effet du creusement sur l'interaction dynamique sol-tunnel**

<b>II.1. Introduction</b> .....	43
<b>II.2. Procédure d'installation</b> .....	43
II.2.1. Méthode conventionnelle (NATM) à front ouvert .....	44
II.2.2. Creusement au tunnelier .....	45
II.2.2.1. Boucliers à front ouvert .....	45
II.2.2.2. Bouclier à front pressurisé .....	46
II.2.3. Méthode de calcul par convergence-confinement .....	48
II.2.3.1. Principe général .....	48
II.2.3.2. Détermination du taux de déconfinement .....	50
II.2.3.3 Mise en œuvre numérique .....	51
<b>II.3. Analyse de l'interaction sol-tunnel sous chargement sismique - Influence du creusement</b> .....	52
II.3.1. Simulation du creusement du tunnel .....	52
II.3.2. Approche numérique et méthode de résolution .....	53
II.3.2.1. Maillage et discrétisation temporelle .....	54
II.3.2.2. Amortissement .....	55
II.3.2.3. Frontières du modèle .....	55
II.3.2.4. Eléments de structure .....	56
II.3.3. Exemple de référence .....	58
II.3.3.1. Etat initial .....	60
II.3.3.1.1. <i>Diffusion de plasticité Suite au creusement</i> .....	60
II.3.3.1.2. <i>Efforts internes</i> .....	61
II.3.3.2. Analyse dynamique .....	62
II.3.3.2.1. <i>Modèle élastique - Comparaison avec la solution analytique</i> .....	63
II.3.3.2.2. <i>Analyse non linéaire - Effet du creusement</i> .....	65
a- <i>Diffusion de la plasticité</i> .....	65
b- <i>Efforts internes</i> .....	66
c - <i>Tassement de surface</i> .....	69

II.3.4. Analyse paramétrique .....	70
II.3.4.1. Effet de la profondeur du tunnel .....	71
II.3.4.2. Effet des paramètres de creusement .....	73
II.3.4.2.1. Influence de $L_{dec}$ .....	73
II.3.4.2.2. Influence de $\alpha_{dec}$ .....	76
II.3.4.3. Effet de l'amplitude du chargement sismique .....	78
<b>II.4. Conclusion .....</b>	<b>81</b>

## **CHAPITRE III**

### **Analyse de la stabilité du front de taille sous chargement dynamique**

<b>III.1. Introduction .....</b>	<b>85</b>
<b>III.2. Renforcement du front de taille .....</b>	<b>85</b>
III.2.1. Bref historique .....	86
III.2.2. Boulons en fibre de verre .....	87
III.2.3. Mise en place dans le massif .....	89
III.2.4. Etat de l'art .....	89
<b>III.3. Modélisation numérique .....</b>	<b>92</b>
III.3.1. Contexte géologique .....	92
III.3.2. Modélisation numérique .....	93
III.3.3. Boulonnage au front de taille .....	94
III.3.3.1. Mise en place des boulons .....	94
III.3.3.2. Caractéristiques des boulons .....	96
III.3.3.3. Modélisation des boulons dans FLAC3D .....	96
III.3.4. Chargement sismique appliqué .....	98
III.3.5. Comportement du tunnel sous sollicitation sismique transversale .....	98
III.3.5.1. Déplacements autour du tunnel .....	99
III.3.5.1.1. Induit par le creusement ( <i>chargement Statique</i> ) .....	99
III.3.5.1.2. <i>Chargement Dynamique</i> .....	101

III.3.5.2. Tassement en surface .....	102
<i>III.3.5.2.1. Induit par le creusement (chargement Statique)</i> .....	102
<i>III.3.5.2.2. Chargement Dynamique</i> .....	103
III.3.5.3. Efforts dans les boulons .....	104
<i>III.3.5.3.1. Effet de position dans le front de taille</i> .....	104
<i>III.3.5.3.2. Evolution de chargement avec le creusement</i> .....	106
III.3.5.4. Efforts internes dans le revêtement du tunnel .....	111
III.3.6. Comportement du tunnel sous sollicitation sismique longitudinale et combinée..	114
III.3.6.1. Effort dans les boulons .....	115
III.3.6.2. Tassement en clé de voute .....	116
III.3.6.3. Déplacement du front de taille .....	116
<b>III.4. Etude paramétrique</b> .....	117
III.4.1. Effet de la densité .....	117
III.4.1.1. La traction dans un boulon .....	118
III.4.1.2. Extrusion du front de taille .....	118
III.4.1.3. Tassement de la clé de voute .....	119
III.4.2. Effet de la longueur initiale des boulons .....	121
III.4.3. Effet de la profondeur .....	122
III.4.3.1. Effort dans les boulons .....	123
III.4.3.2. Déplacement du front de taille .....	124
<b>III.5. Conclusion</b> .....	126
Conclusion générale .....	128
Références bibliographiques.....	130

# Abstract

---

Recent collapses of tunnels under construction during earthquakes have highlighted the vulnerability of this type of structures, especially those located in soft soils (Tunnel Bolu, Turkey, 1999). The study of the seismic response of a tunnel under construction is complex because it requires taking into account the nonlinearity of soil, soil-structure interaction, as well as the evolution of the geometry and three-dimensional aspect due to the presence of the tunnel face.

The present work aims to evaluate the influence of excavation on the overall seismic response of a tunnel taking in consideration the presence of the tunnel face. The study is conducted using a three-dimensional numerical modeling by finite differences of the earthquake-tunnel under construction interaction. The proposed model includes an excavation procedure developed by Mroueh (1998), since the method of excavation disturbs significantly the state of geostatistical constraints, and this can affect the response of the structure under seismic loading. The present three-dimensional model allows as well to study the seismic response of the structure subjected to seismic solicitations transverse (to the tunnel axis) and longitudinal.

In a second step, we study the influence of the tunnel face reinforcement by bolting on the overall behavior of the structures. A parametric study concerning bolting, the depth of the tunnel and the state of mechanical confinement of the tunnel face were performed.

# Résumé

---

Des effondrements récents des tunnels au cours de creusement lors de séismes ont mis en évidence la vulnérabilité de ce type d'ouvrage, en particulier ceux implantés dans les sols meubles (Tunnel de Bolu, Turquie, 1999). L'étude de la réponse sismique d'un tunnel au cours de la construction est complexe, car elle exige de prendre en compte la non linéarité du sol, l'interaction sol-structure, mais aussi l'évolution de la géométrie et l'aspect tridimensionnel lié à la présence du front de taille.

Ce travail a pour but d'évaluer l'influence de creusement sur la réponse sismique globale d'un tunnel en prenant compte la présence du front de taille. L'étude est effectuée à l'aide d'une modélisation numérique tridimensionnelle par différences finies de l'interaction tunnel-séisme-front de taille. Le modèle proposé intègre une procédure du creusement du tunnel développée par Mroueh (1998). En effet, le mode de creusement perturbe sensiblement l'état des contraintes géostatiques, ce qui peut affecter la réponse de l'ouvrage sous sollicitation sismique. Le modèle tridimensionnel permet également d'étudier la réponse sismique de l'ouvrage pour des sollicitations sismique transversales (à l'axe du tunnel) et longitudinales.

Dans un second temps, on étudie l'influence du renforcement du front de taille par boulonnage sur la le comportement global de l'ouvrages. Une étude paramétrique portant sur plusieurs paramètres concernant le boulonnage, la profondeur du tunnel et l'état de confinement mécanique du front ont été examinés.

# Introduction générale

---

L'étude du comportement sismique des tunnels est devenue ces dernières années une préoccupation majeure pour les géotechniciens, après l'effondrement de nombreux ouvrages supposés jusqu'alors en sécurité vis-à-vis du risque sismique, tant que l'ouvrage ne traversait pas un plan de faille ou de défaut géologique majeur, mais également en considérant que le revêtement du tunnel faisait « corps » avec le terrain. En effet, il a longtemps été considéré que les ouvrages souterrains ne couraient pas le même risque vis-à-vis des séismes que les ouvrages de surface, et peu d'études leur ont été consacrées. On retrouve cependant dans la littérature des travaux dédiés à l'étude du comportement dynamique des tunnels (Wang, 1993 ; Penzien et Wu, 1998 ; Bobet, 2003 ; Hibbitt et al, 1999 ; Khoshnoudian, 1999 ; Pakbaz et Yareevand, 2005 ; Amorosi et Boldini, 2009 ; Shahrour et al, 2010). La majorité de ces travaux ont abordé le problème par des modèles quasi-statiques et bidimensionnels afin d'évaluer surtout les efforts engendrés dans le revêtement du tunnel. Certains auteurs ont poussé leurs analyses en intégrant la prise en compte de la plasticité dans les sols et la liquéfaction afin d'étendre les résultats au comportement du massif.

La question du comportement sismique des tunnels en cours de construction n'a pour sa part jamais été abordée, alors même que la présence du front de taille et le risque d'instabilité encouru en cas de séisme est un problème crucial. En effet, des effondrements récents des tunnels au cours de creusement liés à des sollicitations sismiques ont mis en évidence la vulnérabilité de ce type d'ouvrage. Citons comme exemple l'effondrement du tunnel de Bolu en Turquie en 1999 pendant le séisme de Koceali (Kham et al, 2001 ; Giannakou et al, 2005).

L'étude des tunnels en cours de construction et sous sollicitation sismique fait intervenir de nombreuses complexités, liées avant tout au caractère purement tridimensionnel du problème (présence du front de taille et sollicitations sismiques transversales et longitudinales), au comportement non linéaire de sol et des interfaces sol-tunnel, à l'évolution de la géométrie au fur et à mesure du creusement (incluant la modification de l'état de contraintes liées à la mise en place du tunnel). Une étude de la stabilité dynamique du front de taille nécessite donc de prendre en compte ces complexités. De même, l'étude du comportement du front de taille nécessite d'envisager des moyens de renforcement pour contrôler les déformations du massif. La technique de boulonnage au front de taille est

considérée comme une des techniques les plus efficace et simple à mettre en œuvre (Dias, 1999). Il est donc utile d'étudier son efficacité dans le cas de sollicitation sismique.

Ce travail de thèse porte donc sur l'analyse numérique du comportement dynamique de tunnels au cours de construction. L'étude est effectuée à l'aide d'une modélisation tridimensionnelle par différences finies et comprend l'installation complète du tunnel avec le renforcement du front de taille par la technique de boulonnage.

Le premier chapitre propose une synthèse bibliographique des problèmes liés à l'étude sismique des tunnels. Il présente en détail les travaux dédiés à la prise en compte des complexités de cette étude comme la non linéarité de sol, l'évolution de la géométrie, l'interaction sol-structure et bien évidemment l'aspect tridimensionnel. Ce chapitre reprend également une synthèse des approches conventionnelles (analytiques et numériques) utilisées dans le calcul du comportement sismique du tunnel. Enfin, on présente également une synthèse bibliographique sur l'étude du comportement du front de taille, et de son mode de déformation, mais on n'abordera pas les études par analyse limite dédiées à l'analyse de la stabilité du front de taille

Le deuxième chapitre aborde l'effet de la prise en compte des travaux de creusement sur la réponse sismique du tunnel, notamment l'influence de la modification de l'état des contraintes initiales avant sollicitation sismique et l'influence du développement de la plasticité dans le sol. L'étude est réalisée à l'aide d'une modélisation tridimensionnelle et non linéaire, et permet de calculer les efforts internes dans les éléments de revêtement et le tassement à la surface du sol induit par le chargement sismique. Le chapitre est composé de trois parties. La première expose le modèle numérique utilisé. La seconde partie propose une comparaison entre deux configurations : un tunnel en place, sans simulation du creusement et sans prise en compte de la modification des contraintes et un tunnel mis en place par phasage de travaux selon le modèle développé par Mroueh (1998). La dernière partie est consacrée à une étude paramétrique de la réponse sismique du tunnel.

Le troisième chapitre est consacré à l'étude de la stabilité du front de taille renforcé par boulonnage sous chargement sismique. L'accent est mis sur l'influence des paramètres des boulons tels que la longueur initiale, la densité, la profondeur de l'axe du tunnel et l'angle d'incidence des ondes sismiques, avec l'étude du comportement du tunnel soumis à une onde transversale à son axe, longitudinale et enfin combinée.



# **Chapitre I**

## **Analyse bibliographique**

## I.1. Introduction

L'étude du comportement sismique des tunnels est devenue ces dernières années une préoccupation majeure pour les géotechniciens, après l'effondrement de nombreux ouvrages supposés jusqu'alors en sécurité vis-à-vis du risque sismique (tant que l'ouvrage ne traversait pas un plan de faille ou de défaut géologique majeur). En effet, il a longtemps été considéré que les ouvrages souterrains ne couraient pas le même risque vis-à-vis des séismes que les ouvrages de surface, et peu d'études leur ont été consacrées. Parmi les travaux relevés dans le passé, on peut citer ceux de Dowding et Rozen (1978) qui ont collecté et analysé 71 cas de dommages aux tunnels aux Etats-Unis et au Japon. Dans cette base de données, la plupart des tunnels étaient creusés dans des massifs rocheux, sains ou fracturés, et seulement 3 cas concernaient des tunnels dans un sol meuble. Owen et Scholl (1981) ont mis à jour cette première base de données, en l'étendant à 127 cas de dommages aux structures souterraines, en y incluant notamment les ouvrages souterrains endommagés durant les tremblements de terre de San Francisco (1906) et San Fernando (1971). Ces structures étaient peu profondes et généralement construis dans un sol médiocre. Sharma et Judd (1991) ont élargi la collection à 192 cas pour 85 tremblements de terre différents. Pour mettre en corrélation la vulnérabilité sismique d'un tunnel à certains facteurs pertinents, six paramètres ont été étudiés : la couverture du tunnel, le type de sol, l'accélération maximale du sol, la magnitude du tremblement de terre, la distance de l'épicentre et le type de support du revêtement. La plupart des dommages (60%) ont eu une incidence sur des tunnels peu profonds (profondeur inférieure à 100m) ; et nombreux cas (42%) ont concerné des tunnels non revêtus creusés dans la roche. Plus récemment, Kontogianni et Stiros (2003) ont aussi confirmé que les tunnels ne peuvent plus être considérés comme invulnérables faces aux séismes, en se basant également sur l'étude de l'impact des tremblements de terre de ces 100 dernières années sur les ouvrages souterrains. Les cas les plus importants des ouvrages souterrains endommagés par des tremblements de terre, et qui ont mobilisé l'attention sur la vulnérabilité des structures souterraines face aux séismes, sont les suivants:

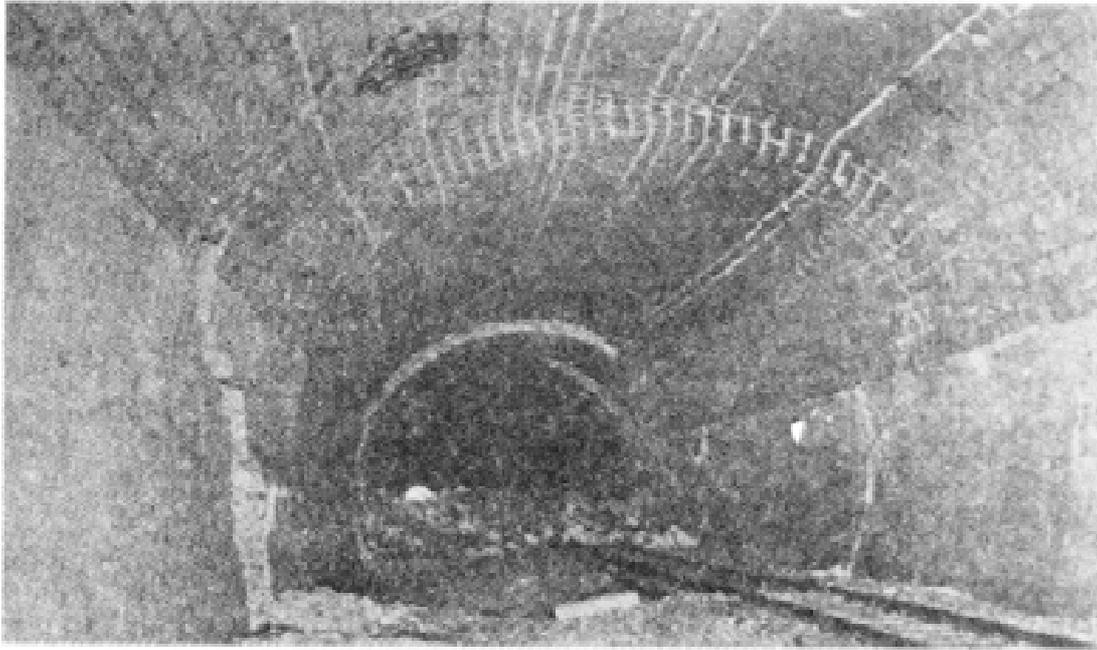
(1) Le tremblement de terre de Kanto 1923 (de Magnitude locale 8.16), a causé des dégâts dans 82 tunnels ferroviaires sur un total de 116 ouvrages concernés dans la zone touchée par le séisme. Les dégâts concernaient essentiellement les entrées des tunnels, de la fissuration transversale et longitudinale dans les revêtements liées à des déformations

excessives (Okamoto et al, 1973). A titre d'exemple, la figure I.1 montre des fissures apparues dans la paroi du tunnel Nagasakayama après le tremblement de terre de Kanto 1923.

(2) En 1995, à Hyogo-ken Nanbu (Kobe, Japon) le tremblement de terre a provoqué l'effondrement de la station de métro Daikai. La station était située à environ 20 km de l'épicentre du tremblement de terre, de magnitude 6,9. La figure I.2 illustre le type de dégâts occasionnés.

(3) Le tremblement de terre Chi-Chi dans le centre de Taiwan le 21 Septembre 1999 a provoqué de nombreux dommages aux tunnels creusés dans la montagne (Wang et al, 2001). Le séisme de magnitude 7,3 a été en relation avec la faille de Chelungpu située à 60 km des ouvrages. Il a été constaté que, parmi les 57 tunnels impactés, 49 d'entre eux ont été endommagés.

(4) Le séisme de Duzce, d'une magnitude de 7,2 a frappé la Turquie le 12 Novembre 1999 et a causé des dommages importants dans un tunnel bi-tubes (16m<sup>2</sup> d'espacement) en cours de construction (Kham et al, 2001) et (Giannakou et al, 2005) (figures I.3 et I.4). Il a été signalé (Unterberger et Brandl, 2000) que l'effondrement s'est produit dans la partie inachevée (à proximité immédiate du front de taille) du tunnel. L'effondrement sur le côté Elmalik s'est propagé également sur environ 50 m en arrière de la zone soutenue par le revêtement définitif. Ce dernier a été principalement affecté par des fissures longitudinales et radiales en clef de voute et sur les piédroits. Les dégâts se sont propagés jusqu'en surface, provoquant des fissures et crevasses, alors même que la hauteur de couverture atteignait à cet endroit plus de 50 m. Les causes de ce comportement reste encore à déterminer. Il est également noté que des accélérations de 0,6 à 0,8g ont été mesurées aux stations à proximité du site, bien au-delà de la valeur de 0,4g retenue pour le dimensionnement de l'ouvrage.



**Figure I.1.** Dégâts occasionnés sur le tunnel de Nagasakayama après le Tremblement de Terre de Kanto 1923 (Okamoto et al, 1973).



**Figure I.2.** Représentation des dégâts sur une section courante de la station de Métro de Daikai après le Tremblement de Terre de 1995 Hyogo-ken Nanbu (Liu et Liu, 2008).



**Figure I.3.** Dégâts occasionnés sur le tunnel pilote du projet du tunnel bi-tubes de Bolu lors du séisme de Düzce – 1999.



**Figure I.4.** Effondrement du Tunnel de Bolu en Turquie 1999.

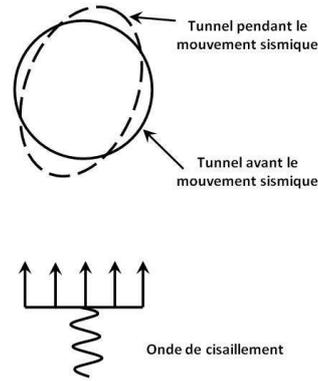
## I.2. Méthodes usuelles de calcul

Pour prédire le comportement des tunnels face aux séismes, plusieurs approches analytiques et numériques ont été proposées dans la littérature (Hibbitt et al, 1999 ; Khoshnoudian, 1999 ; Wang, 1993 ; Penzien et Wu, 1998 ; Penzien, 2000 ; Bobet, 2003 ; Pakbaz et Yareevand, 2005 ; Amorosi et Boldini, 2009 et Shahrour et al, 2010). Dépendant du niveau de complexité de ces approches, les solutions proposées peuvent prendre en compte ou non le comportement non-linéaire des sols, l'effet de l'interaction sol-structure et l'aspect tridimensionnel des sollicitations sismiques. En effet, les tunnels peuvent être soumis lors d'un séisme à trois types de déformations (Owen et Scholl, 1981) : (i) la compression et extension axiale, (ii) la flexion longitudinale et (iii) la déformation d'ovalisation. La plupart des auteurs ont consacré leur travail au dernier type de déformation liée à la distorsion de la section transversale du revêtement du tunnel et engendré par des ondes de cisaillement propageant perpendiculairement à l'axe du tunnel.

Ces solutions analytiques et numériques sont proposées afin de déterminer l'effort normal et le moment fléchissant dans la section transversale du revêtement après une sollicitation sismique, ou le profil de tassement induit en surface par le séisme, dans le cas des méthodes tenant compte de l'interaction sol-tunnel. Par ailleurs, ces approches bidimensionnelles négligent le plus souvent la perturbation du champ de contraintes initiales autour du tunnel provoqué par les travaux de creusement du tunnel.

### I.2.1. Approches simplifiées

Compte tenu de la complexité de l'interaction tunnel-séisme, des méthodes simplifiées ont été élaborées pour ramener le problème dynamique à un problème quasi-statique équivalent. Les efforts dans un tunnel sont calculés en supposant que les déformations dans le revêtement, induit par un chargement sismique, sont les mêmes que celles produites dans le sol en champ libre (Panet, 1986). Sur cette base, plusieurs auteurs tentent de trouver des solutions analytiques permettant le calcul de l'effort normal et le moment fléchissant dans le revêtement du tunnel soumis à la déformation d'ovalisation (Figure I.5) (Wang, 1993), (Penzien, 2000 et Penzien et Wu, 1998), (Bobet, 2003), (Park et al. 2009).



**Figure I.5.** Déformation d'ovalisation du tunnel (Wang, 1993).

Wang a été le premier à proposer une solution. En utilisant une approche quasi-statique en conditions bidimensionnelles, il a proposé une solution analytique donnant une expression de l'effort normal  $N_w$  et du moment fléchissant  $M_w$  engendrés dans le revêtement d'un tunnel circulaire (figure I.6) :

$$N_w = -K_1 R \tau \cos 2\left(\theta + \frac{\pi}{4}\right) \quad (\text{I.1})$$

$$M_w = -\frac{1}{3} K_2 R^2 \tau \cos 2\left(\theta + \frac{\pi}{4}\right) \quad (\text{I.2})$$

Où  $\tau$  la contrainte de cisaillement induite dans le sol, donnée par

$$\tau = \sigma_1 = \sigma_2 = \frac{E_s \gamma_c}{2(1+\nu_s)} \quad (\text{I.3})$$

Et  $\gamma_c$  la déformation moyenne de cisaillement dans le sol. Les coefficients  $K_1$  et  $K_2$  sont donnée par :

$$K_1 = 1 + \frac{F(1-2\nu_s)(1-C) - \frac{1}{2}(1-2\nu_s)^2 + 2}{F[(3-2\nu_s) + (1-2\nu_s)C] + C\left[\frac{5}{2} - 8\nu_s + 6\nu_s^2\right] + 6 - 8\nu_s} \quad (\text{I.4})$$

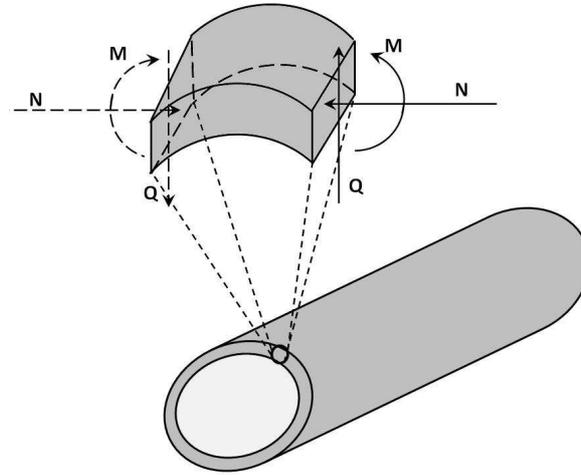
$$K_2 = \frac{12(1-\nu_s)}{2F + 5 - 6\nu_s} \quad (\text{I.5})$$

Où  $C$  et  $F$  représentent la rigidité à la flexion et à la traction respectivement (Merritt, Monsees, et Hendron, 1985)

$$C = \frac{E_s(1-\nu_l^2)R}{E_l A_l(1+\nu_s)(1-2\nu_s)} \quad (\text{I.6})$$

$$F = \frac{E_s(1-\nu_l^2)R^3}{6E_l I_l(1+\nu_s)} \quad (\text{I.7})$$

Où :  $E_b$ ,  $\nu_b$ ,  $I_l$  et  $A_l$  représentent respectivement le module de Young, le coefficient de Poisson, le moment d'inertie et la section transversale du revêtement.  $E_s$ ,  $\nu_s$  sont le module de Young et coefficient de Poisson du sol, respectivement.



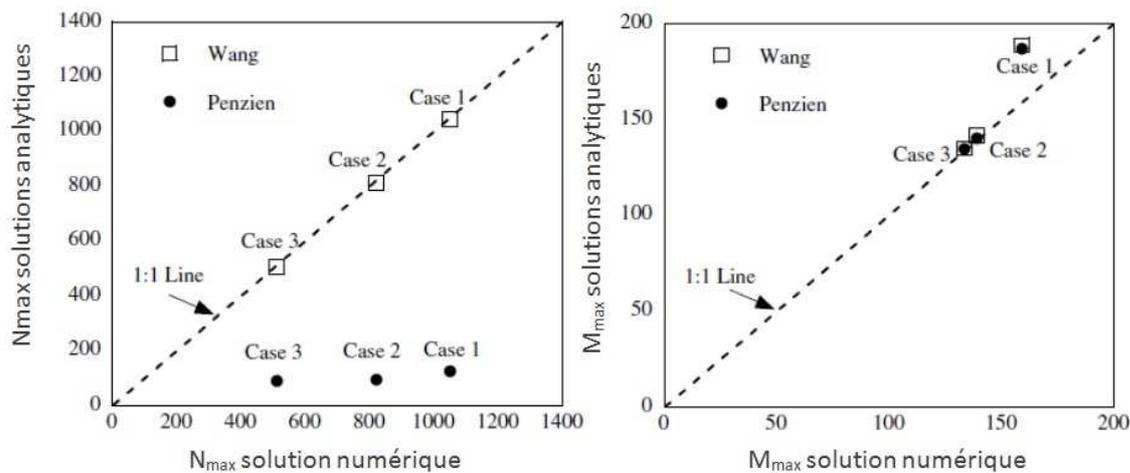
**Figure I.6.** Efforts internes produit par les ondes de cisaillement.

Hashash et al (2001) ont trouvé que les solutions de Wang (1993) et Penzien (2000) donnent les mêmes résultats en prenant les conditions de glissement parfait entre le sol et le revêtement. Par contre, sous conditions de contact parfait, les résultats sont différents. Avec ce dernier, l'effort normal obtenu par Wang est beaucoup plus élevé de celui de Penzien. Afin de mieux évaluer les deux approches, Hashash et al (2005) ont comparé les deux solutions avec celle issu d'une modélisation numérique en utilisant le code d'éléments finis PLAXIS (PLAXIS-B.V, 2005). Des hypothèses similaires à celles des solutions analytiques ont été utilisées : état de déformation plane et comportement élastique pour le sol et le revêtement. Ils ont simulé seulement l'état de contact parfait entre le sol et le revêtement pour trois cas de sol (cas 1, cas 2 et cas 3) (tableau I.1).

**Tableau I.1.** Propriétés du sol (Hashash et al, 2005).

Sol	Module de Young (KN/m <sup>2</sup> )	Coefficient de poisson
<b>Cas 1</b>	312,000	0,3
<b>Cas 2</b>	312,000	0,49
<b>Cas 3</b>	185,400	0,49

Concernant le moment fléchissant, Ils ont trouvé une concordance avec la solution numérique pour les cas 1 et 2 du sol, et une différence de 15% pour le cas 3. En revanche, concernant l'effort normal, la solution de Penzien donne des valeurs très faibles en comparaison avec Wang et la solution numérique, avec des valeurs 7 fois plus petites dans les cas 2 et 3 (figure I.7). A partir de ces résultats, il a conclu que Wang donne une estimation plus réaliste de l'effort normal dans le revêtement.



**Figure I.7.** Comparaison entre les solutions analytiques de Wang (1993) et Penzien (2000) (Hashash et al, 2005).

Park et al (2009) ont poursuivi le travail de Hashash et al (2005) en comparant entre les trois solutions de Wang (1993), Penzien et Wu (1998) et Bobet (2003). Ils ont proposé une nouvelle méthode analytique en incluant la relation entre les déplacements et les efforts d'interaction à l'interface sol-revêtement. Le glissement à l'interface sol-revêtement a été introduit par un coefficient de flexibilité  $D$  ( $D = 0$  pour contact parfait et  $D$  tend vers l'infini pour glissement parfait) (ce coefficient sera bien détaillé dans le paragraphe qui concerne la condition d'interface sol-revêtement). La comparaison a été faite pour le même exemple de Hashash et al (2005) sous condition de contact parfait à l'interface sol-revêtement. Ses résultats montrent un bon accord avec Bobet (2003) et très proche de celle de Wang (1993) (tableau I.2).

**Tableau I.2.** Comparaison entre les solutions analytique (Park et al, 2009).

		Wang	Penzien et Wu	Bobet	Park
Cas 1	$N_{max}$	1045,38	124,64	1046,49	1046,49
	$M_{max}$	188,81	186,95	159,27	159,27
Cas 2	$N_{max}$	813,59	93,60	813,57	813,57
	$M_{max}$	140,48	140,40	139,14	139,14
Cas 3	$N_{max}$	507,21	89,90	507,20	507,20
	$M_{max}$	134,97	134,85	133,67	133,67

### I.2.2. Approches numériques

La nature complexe de l'interaction sol-tunnel sous chargement sismique justifie pleinement l'utilisation des méthodes numériques. Les méthodes des éléments fins ou différences finies sont les plus utilisées, en raison de leur capacité à modéliser ou prendre en compte plusieurs aspects comme:

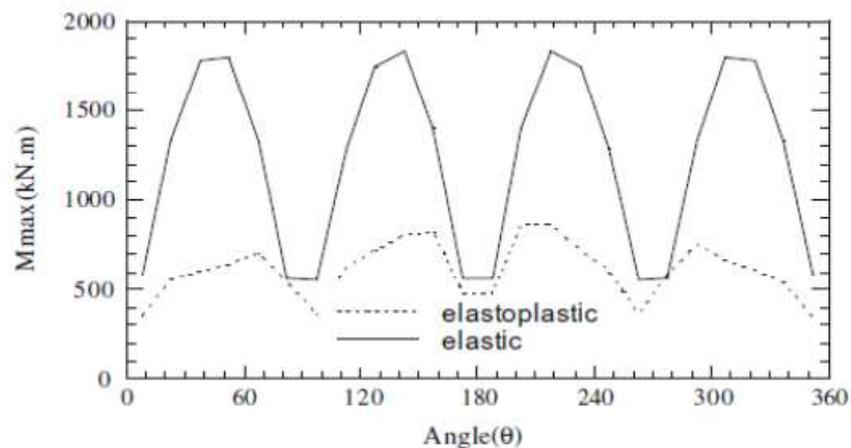
- Le comportement non linéaire du sol qui peut affecter la modification de l'état des contraintes initiales du sol induite par le creusement du tunnel, mais également la réponse sismique du système sol-structure.
- L'interaction sol-structure dans le cas des sollicitations dynamiques. Cet aspect met en évidence le fait que non seulement la nature du sol a une influence sur le comportement de la structure, mais aussi que la structure a une influence sur le comportement du sol qui peut modifier ainsi les composantes de la sollicitation.
- L'évolution de surpressions interstitielles induites par le chargement dynamique.
- L'évolution de la géométrie liée au phasage des travaux.

#### I.2.2.1. Non linéarité des sols

L'influence de la non linéarité du sol sur le comportement sismique des tunnels a fait l'objet de nombreux travaux (Pitilakis, 1986 ; Chen et Krauthammer, 1992 ; Abdel-Salam et al, 1994). Dans ces travaux le comportement du sol a été décrit par différents modèles, comme celui de Mohr-Coulomb ou de Duncan. Parmi les études les plus récentes, on peut également citer ceux de Khoshnoudian (1999), Amorosi et Boldini (2009) et Shahrour et al (2010).

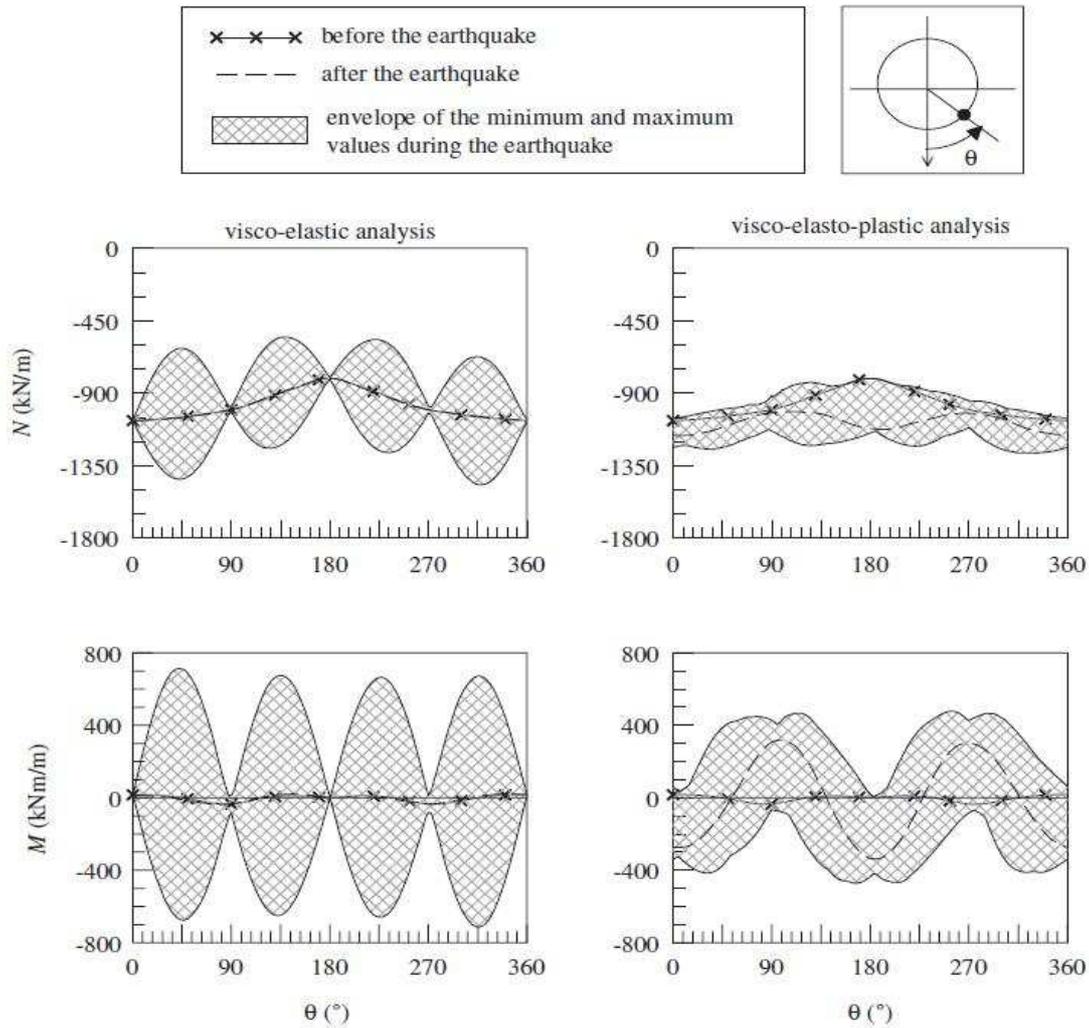
Khoshnoudian (1999) a proposé une étude numérique sur le comportement sismique des tunnels construits dans les terrains meubles. Il a proposé un modèle en éléments finis bidimensionnel à l'aide du programme de calcul PECPLAS (Shahrour, 1992).

Il a en particulier introduit dans son étude la prise en compte du comportement non linéaire du sol à l'aide du modèle MODSOL (Chehade, 1991; Shahrour et Chehade, 1992; Khoshravan, 1995), basé sur le principe de l'élastoplasticité, avec un écrouissage cinématique et isotrope non linéaire pour rendre compte du comportement cyclique des sols. Son travail a montré que la plasticité peut affecter d'une manière sensible les efforts induits dans le revêtement par chargement sismique. La prise en compte de la plasticité se traduit par une réduction de l'ordre de 50% des efforts induits dans le revêtement (figure I.8).



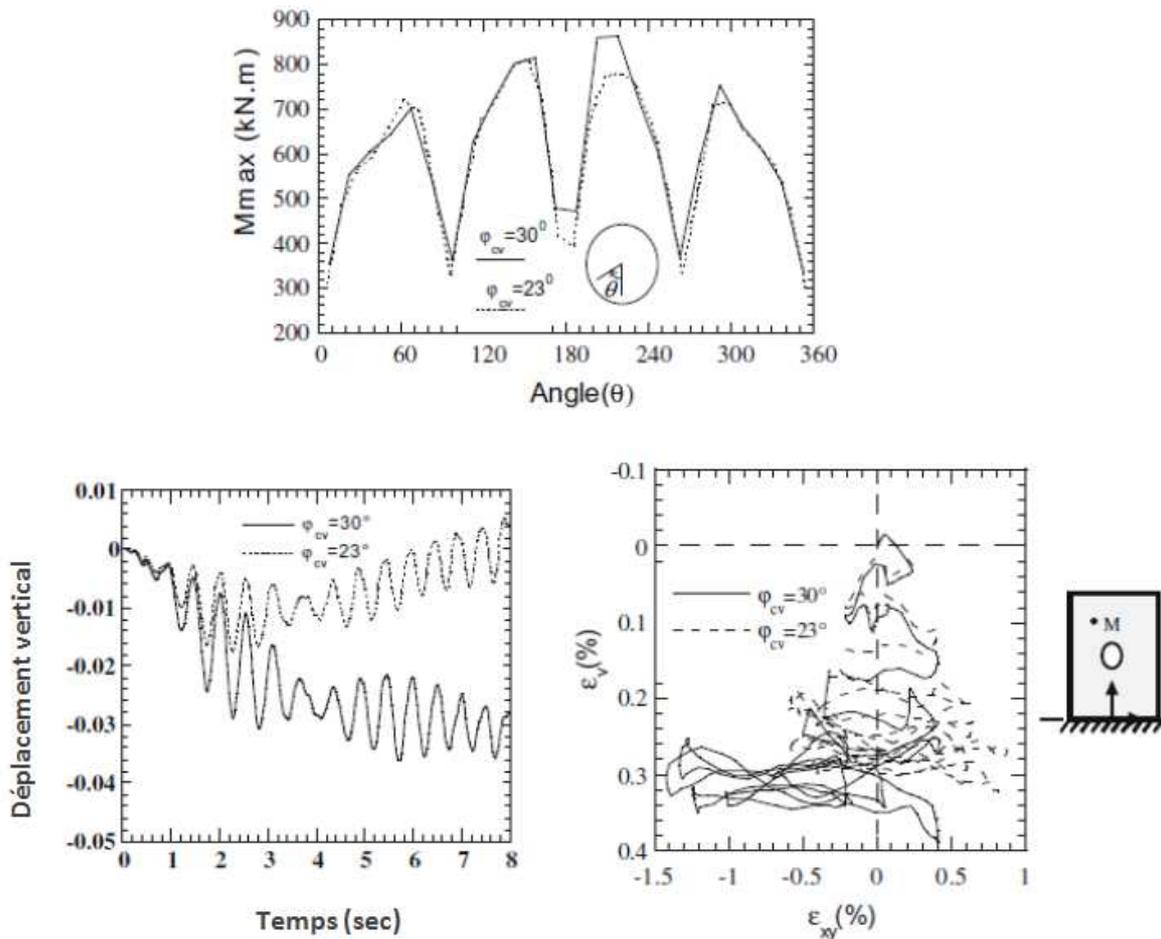
**Figure I.8.** Moment fléchissant induit par le chargement sismique (Khoshnoudian, 1999).

Amorosi et Boldini (2009) ont introduit la plasticité en utilisant le critère de Mohr-Coulomb dans la loi de comportement du sol, afin d'analyser l'effet de plasticité sur l'interaction sol-tunnel dans des conditions de sollicitation dynamique. Ils ont proposé un modèle bidimensionnel par éléments finis à l'aide du code de calcul PLAXIS 2D (PLAXIS 2D, 2003). Leurs résultats confirment ceux de Khoshnoudian (1999). La figure (I.9) montre la distribution de l'effort normal et du moment fléchissant avant et après le séisme avec l'enveloppe des valeurs maximales. La plasticité modifie, qualitativement et quantitativement, la distribution des contraintes dans le revêtement. En effet, le comportement du revêtement est caractérisé par une réduction des efforts pendant le séisme en comparaison avec l'analyse élastique, particulièrement concernant le moment fléchissant.



**Figure I.9.** Distribution de l'effort normal et le moment fléchissant avant et après l'effet sismique avec leurs enveloppes maximales (Amorosi et Boldini, 2009).

Shahrour et al (2010) ont poursuivi le travail de Khoshnoudian (1999) sur l'analyse non linéaire du comportement sismique du tunnel, pour étudier l'effet de la dilatance du sol à l'aide du modèle MODSOL. Le moment fléchissant et le déplacement vertical ont été comparés pour deux valeurs de l'angle de dilatance  $\phi_{cv}$  ( $30^\circ$ , valeur de référence et  $23^\circ$ ). D'après les résultats, on peut observer qu'une diminution de cet angle réduit légèrement le moment fléchissant maximal, mais par contre induit une variation importante du déplacement vertical liée à la réduction de la déformation volumique (Figure I.10).



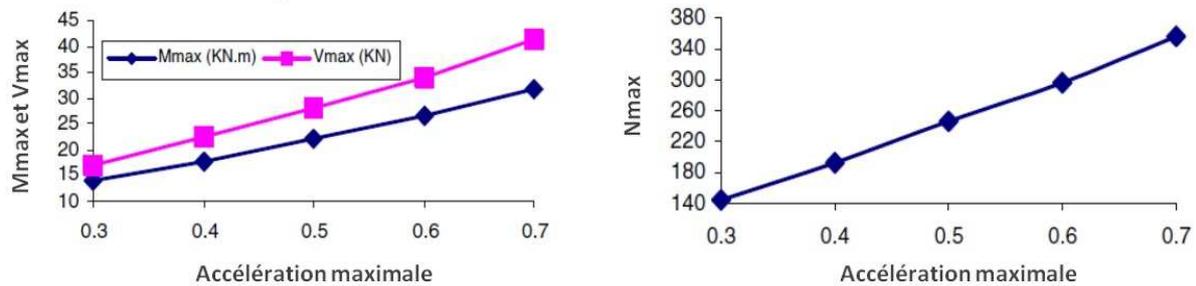
**Figure I.10.** Influence de la dilatance du sol sur le comportement sismique du système sol-tunnel (le moment fléchissant, le déplacement vertical et la dilatance du sol dans le point M) (Shahrour et al, 2010).

### I.2.2.2. Interaction sol-tunnel

Les problèmes d'interaction dynamique sol-structure dans le cas des tunnels est un aspect très important à considérer (Clouteau et Aubry 2001, Guéguen et al 2002, 2003). Lorsque la structure vibre sous l'effet du séisme, le mouvement à sa base dépend des caractéristiques du sol : modification de la raideur au niveau de la fondation et le rayonnement d'énergie le sol. Par ailleurs, La présence d'un ouvrage souterrain perturbe les déformations de champ libre du sol.

Pakbaz et Yareevand (2005) ont étudié cette interaction à l'aide d'un modèle bidimensionnel par éléments finis en utilisant le code de calcul CA2 (Fakhimi, 1997). Ils montrent que l'effet du séisme sur l'interaction tunnel-sol dépend sur plusieurs paramètres

comme l'accélération maximale (figure I.11), la densité et la durée de la séisme et la rigidité relative entre le tunnel et le sol.



**Figure I.11.** Effet de l'accélération maximale sur les efforts internes (Pakbaz et Yareevand, 2005).

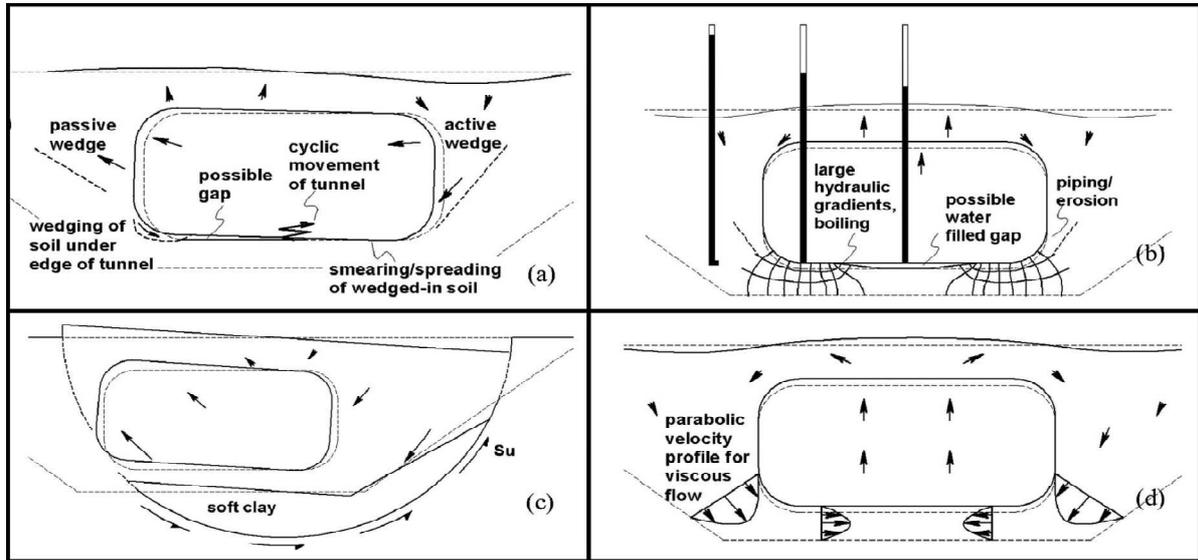
### I.2.2.3. Liquéfaction des sols

La liquéfaction du sol est décrite avec une augmentation de la pression interstitielle et la réduction des contraintes effectives dans les sols non cohérents saturés. Les dommages induits par la liquéfaction des sols sont divisés en trois groupes: les dommages de surface, les tassements à la surface et les dommages aux structures souterraines.

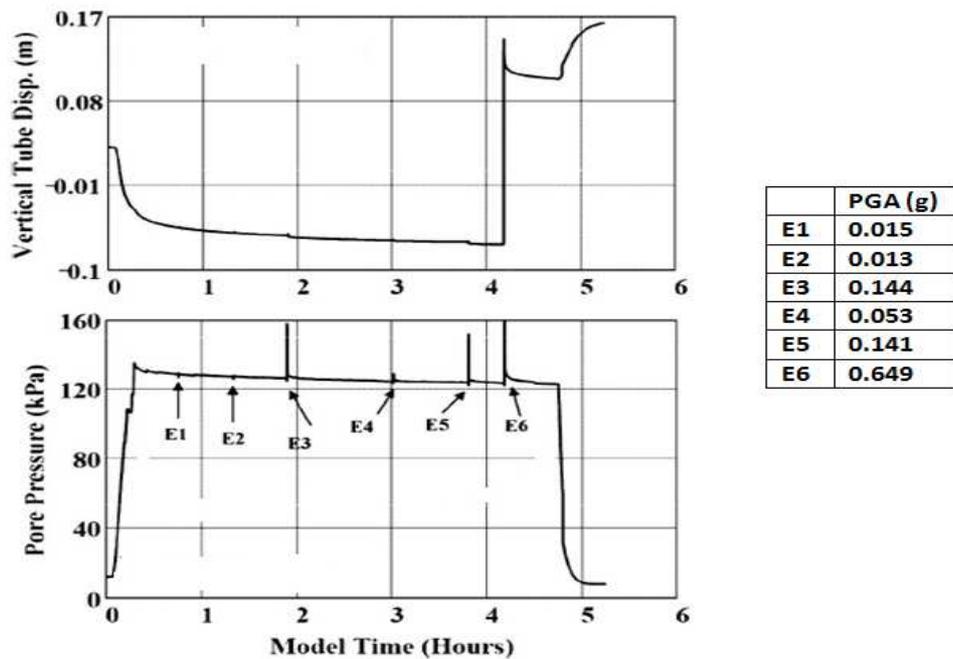
Quelques enquêtes peuvent être trouvées concernant le soulèvement ou le tassement des grands ouvrages souterrains tels que les tunnels de métro et de l'autoroute en raison de liquéfactions sol. Les recherches de Khoushnoudian et Shahrour (2002), Yang et al (2004), Taylor et al (2005), Liu et Song (2005; 2006), Azadi et Mir Mohammad Hosseini (2010 ; 2010), Chou et al (2001), Chou et al (2011) et Liu (2011) ont relevé ce sujet.

(Chou et al, 2011) ont étudié l'effet de la liquéfaction sur le comportement du tunnel immergé (BART) qui se trouve entre Oakland et San Francisco. Ils montrent que le soulèvement des ouvrages souterrains peut être affecté par quatre types de mécanismes : phénomène de rochet (associé à une migration du sol sous le tunnel à chaque cycle de mouvement relatif), migration de l'eau des pores, soulèvement de la base dû au cisaillement de sol compressible sous les structures souterraines, et déformation due à l'effondrement du sol en liquéfaction (figure I.12). Ils ont également constaté que sous chargement sismique de faible amplitude et lorsque la pression interstitielle n'est pas suffisamment grande pour provoquer la liquéfaction du sol, les structures souterraines se tassent au lieu de se soulever.

Le soulèvement se produisant par contre lorsque le chargement sismique est grand (figure I.13).

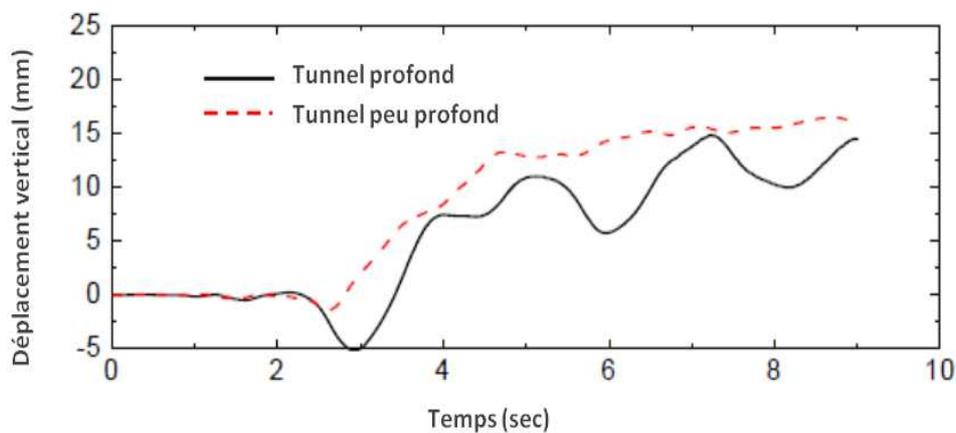


**Figure I.12.** Mécanismes de soulèvement : a) phénomène de rochet ; b) migration de l'eau des pores ; c) soulèvement de la base dû au cisaillement de sol compressible sous les structures souterraines; b) déformation due à l'effondrement du sol en liquéfaction (Chou et al, 2011).



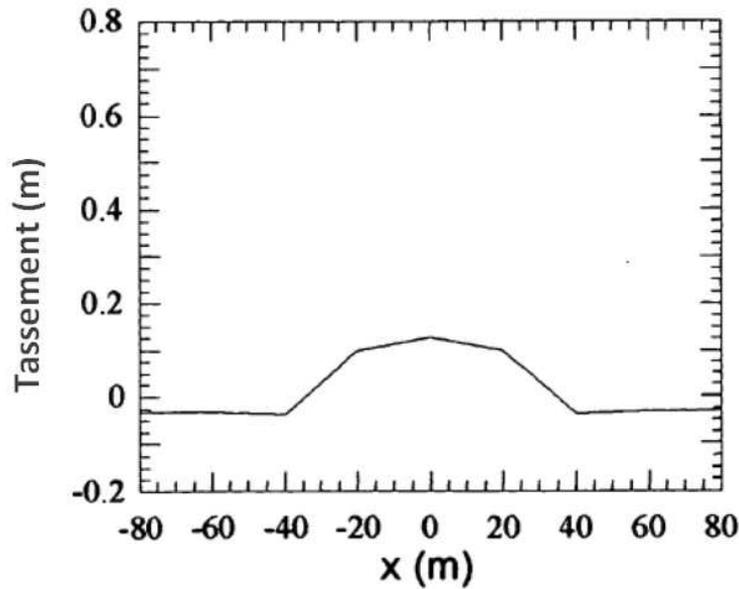
**Figure I.13.** Déplacement vertical du tunnel et la pression interstitielle en fonction l'accélération maximale du chargement sismique (PGA) (Chou et al, 2011).

Liu (2011) a réalisé une modélisation tridimensionnelle par éléments finis utilisant le code TNO-DIANA9.4.2 (TNO DIANA, 2010) pour étudier la réponse sismique des tunnels souterrains soumis à une charge sismique en tenant compte des effets de la pression interstitielle et de la liquéfaction des sols. La sollicitation sismique avec une fréquence dominante grande conduirait à la liquéfaction des sols et à des contraintes plus élevées dans les tunnels. Il a été également observé que lorsque la liquéfaction du sol n'est pas très importante, les tunnels tassent au lieu de se soulever. De plus, il a constaté que le soulèvement diminue avec la profondeur figure (I.14).



**Figure I.14.** Déplacement vertical du tunnel dû à la liquéfaction du sol en fonction de la profondeur (Liu, 2011).

Khoshnoudian et Shahrour (2002) ont également abordé la liquéfaction dans l'étude du comportement sismique de tunnels. Leurs résultats montrent que le chargement sismique induit une augmentation significative de la pression interstitielle particulièrement dans la partie supérieure de la masse de sol. La présence du revêtement réduit la pression interstitielle dans le sol situé sous revêtement. Comme la pression interstitielle excessive dégrade la rigidité et la résistance du sol, il provoque un accroissement important du moment fléchissant particulièrement dans la partie inférieure. De plus, elle produit un soulèvement du tunnel (figure I.15).



**Figure I.15.** Tassement vertical à la surface du sol (Khoshnoudian et Shahrour, 2002).

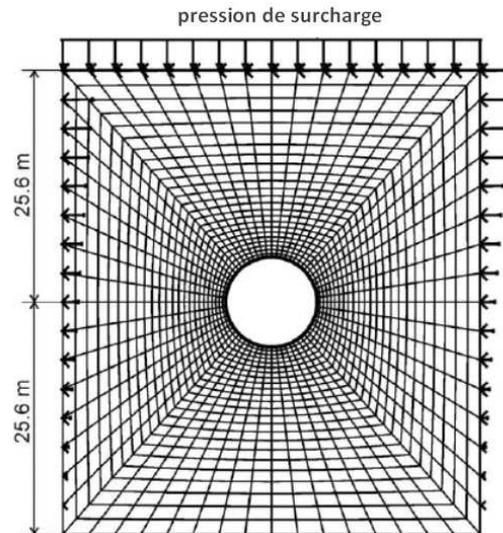
#### I.2.2.4. Conditions de contact sol-tunnel

Il est admis que dans le cas de l'étude des ouvrages de géotechnique, les conditions de contact à l'interface entre deux matériaux de rigidité différentes influent sensiblement sur le comportement de la structure. Dans le cas des tunnels, ceci est encore plus vrai, puisque l'ouvrage est en interaction complète avec le sol environnant. Bernat (1996) a étudié l'influence des conditions de contact sol-tunnel dans le cas de la simulation de creusement et a montré que dans le cas d'une modélisation bidimensionnelle les conditions de contact permettaient d'améliorer la simulation du creusement.

Dans le cas d'un chargement dynamique, il faut noter que les conditions de contact à l'interface sol-revêtement devraient être considérées entre une condition de glissement parfait et de contact parfait. Cependant, le glissement parfait donne une sous-estimation de la force normale maximale et cette condition n'est envisageable que pour les tunnels creusés dans un sol meuble ou en cas de chargement sismique de forte amplitude. Ainsi, il a été recommandé de prendre l'hypothèse de non-glissement dans la conception (Hoeg, 1986), (Schwartz et Einstein, 1980), (Hashash, Park, et Yao, 2005), (Sedarat et al, 2008).

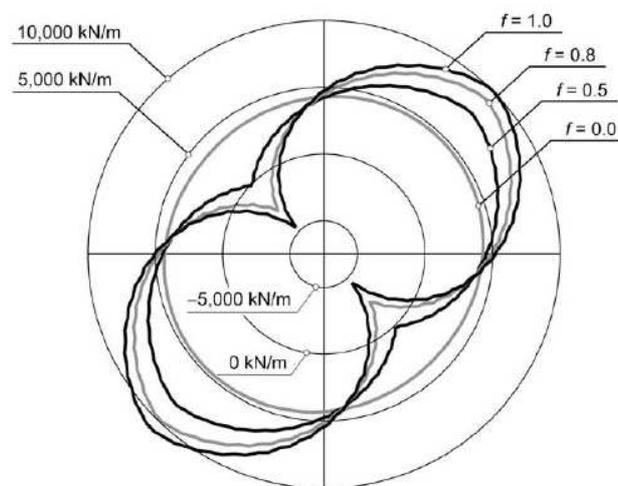
Sedarat et al, (2008) ont réalisé une étude numérique concernant l'effet de glissement à l'interface sol-revêtement sur les efforts internes. Ils ont proposé un modèle élastique bidimensionnel par éléments fins à l'aide de code de calcul ADINA (ADINA, 2005). A

l'interface sol-revêtement ils ont utilisé un coefficient de frottement qui varie entre 0 (glissement parfait) et 1 (contact parfait). Le modèle étudié par les auteurs est présenté en figure (I.16).



**Figure I.16.** Modèle éléments finis (Sedarat et al, 2008).

La figure (I.17) illustre l'effet du glissement à l'interface sol-revêtement influe sur l'effort normal. Quand le contact à l'interface est plus rigide, l'effort normal est plus important. Ils ont aussi montré que le moment fléchissant est moins influencé par les conditions d'interface.



**Figure I.17.** Evolution de l'effort normal en fonction du coefficient de friction (Sedarat et al, 2008).

Park et al (2009) ont étudié le glissement à l'interface sol-revêtement en utilisant un coefficient de flexibilité noté  $D$ , dans l'équation (I.10) ci-dessous. Ils ont proposé une solution analytique en séparant la condition de chargement sur un tunnel selon trois cas : tunnel soumis au chargement extérieur (figure I.18a), revêtement soumis à la contrainte de contact à l'interface sol-revêtement (figure I.18b) et cavité circulaire soumise à la contrainte de contact à l'interface sol-revêtement (figure I.18c).

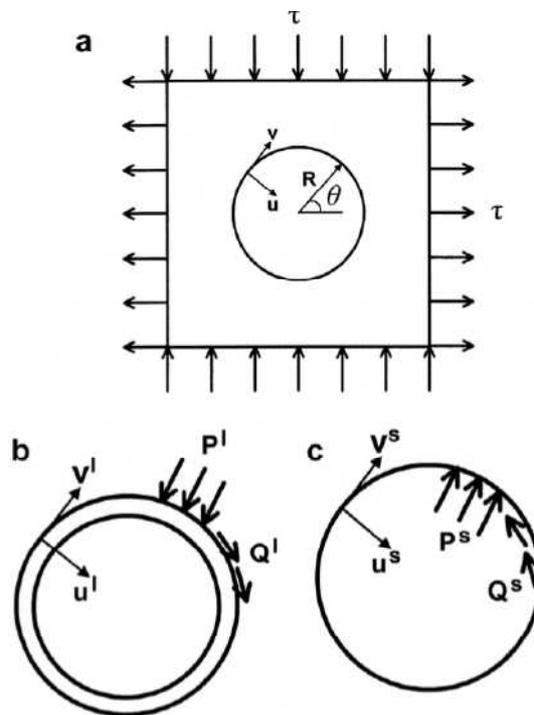
L'équilibre des efforts d'interaction et la comptabilité à l'interface peut être exprimé par :

$$P^s + P^l = 0 \quad (\text{I.8})$$

$$Q^s + Q^l = 0 \quad (\text{I.9})$$

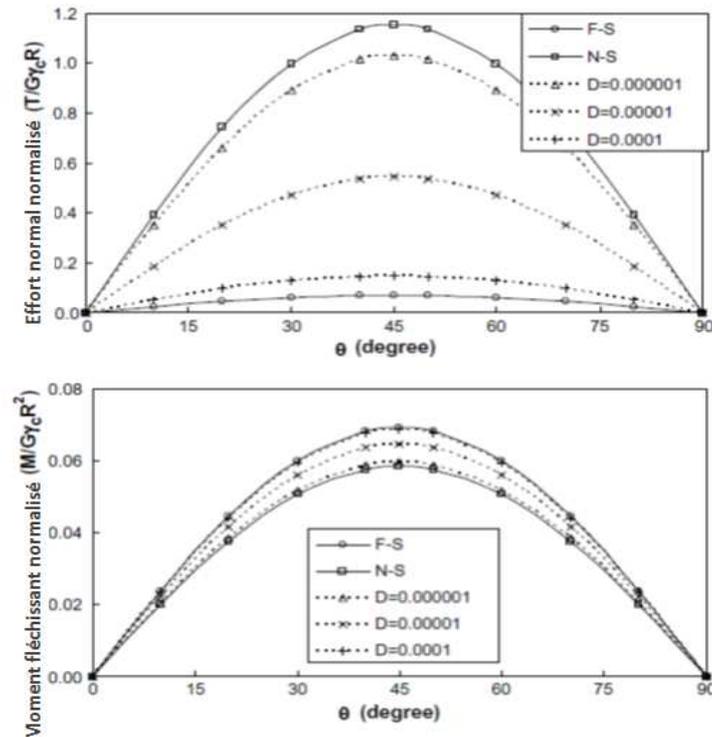
$$\begin{Bmatrix} u_d \\ v_d \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} u^l \\ v^l \end{Bmatrix} - \begin{Bmatrix} u^s \\ v^s \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} 0 \\ DQ^l \end{Bmatrix} \quad (\text{I.10})$$

$D = 0$  pour la condition de contact parfait et  $D \rightarrow \infty$  représente le cas de glissement parfait.



**Figure I.18.** Séparation du chargement statique (Park et al, 2009).

Ils ont constaté que l'effort normal augmente avec la diminution de  $D$  (de glissement parfait (F-S) à contact parfait (N-S)). Ils montrent également que le moment fléchissant diminue avec la diminution de  $D$ , mais dans des amplitudes beaucoup plus faibles (figure I.19). Toutefois, l'effet de  $D$  est moins significatif sur la variation du moment fléchissant en comparaison avec l'effort normal.



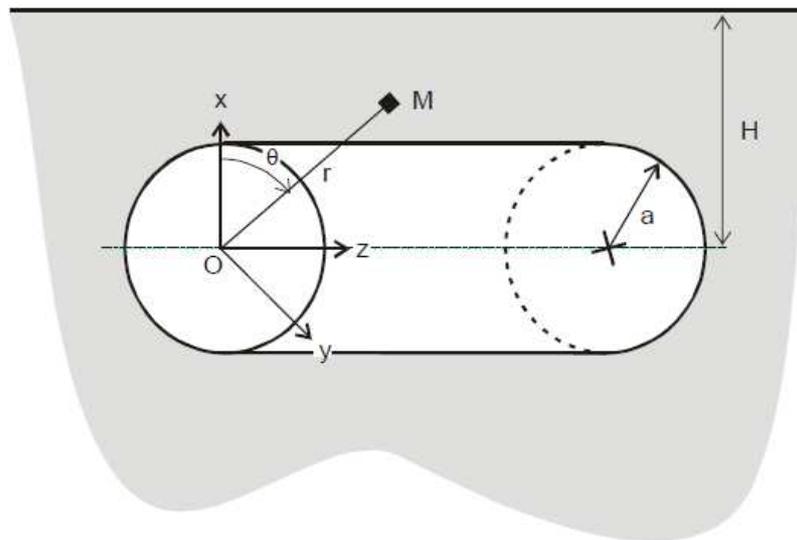
**Figure I.19.** Effet de  $D$  sur les efforts internes (Park et al, 2009).

### I.2.3. Mouvements de terrain en surface

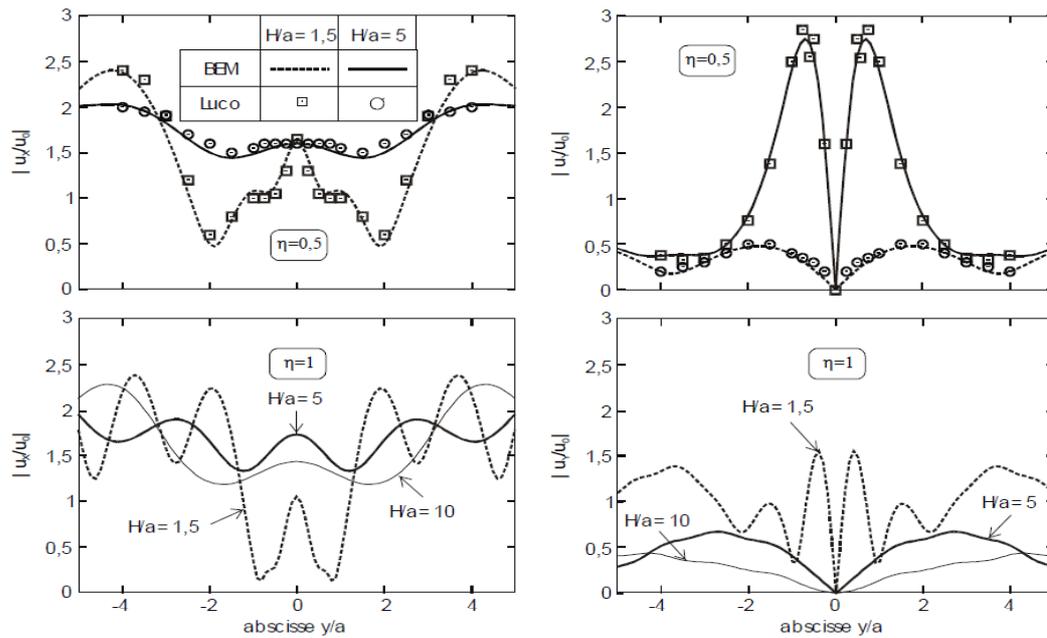
La réponse sismique des tunnels conduit aux modifications possibles du mouvement du sol à la surface pendant le tremblement de terre. Ces modifications viennent essentiellement de la diffraction et l'amplification des ondes sismiques en raison de la présence des ouvrages souterrains. Le problème bidimensionnel de diffraction d'ondes sismiques par des cavités dans un demi-espace élastique a fait l'objet de nombreuses études.

Une solution numérique bidimensionnelle basée sur les fonctions de Green a été proposée par Luco et De Barros (1994) pour obtenir la réponse d'une cavité cylindrique noyée dans une demi-espace viscoélastique et uniforme et soumis aux ondes sismiques. Les résultats numériques pour le champ de déplacement total sur la surface sont présentés pour l'incidente

verticale des ondes P et SV et des ondes de Rayleigh. Cette solution a été comparée par Kham (2001) qui a proposé des études analytiques et numériques (modélisation par éléments de frontière) sur une cavité (Figure I.20), représentant un tunnel cylindrique infiniment long à l'intérieur d'un milieu semi-infini. L'axe du tunnel est parallèle à la surface libre. Le milieu environnant est quant à lui homogène, isotrope, linéaire et élastique. La comparaison avec Luc et De Barros (1994) a été réalisée en utilisant une fréquence de sollicitation réduite  $\eta = \frac{\omega a}{\pi \beta}$  où : ( $\omega$ ) la fréquence sollicitation, ( $a$ ) le rayon du tunnel, ( $\beta$ ) la partie réel de la vitesse de l'onde de cisaillement. Les résultats montrent un très bon accord entre le modèle analytique et numérique (figure I.21).

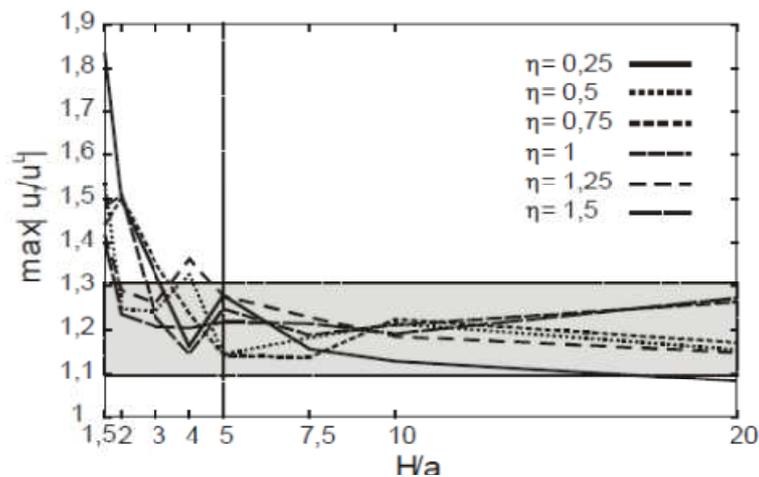


**Figure I.20.** Modèle de cavité souterraine.



**Figure I.21.** Déplacement horizontal  $u_x$  (gauche) et vertical  $u_y$  (droite) à la surface libre à l’aplomb de la cavité à la fréquence réduite  $\eta = 0,5$  et 1. Comparaison entre Kham (2001) et Luc et De Barros (1994).

Kham (2001) montre également que l’amplification du déplacement de surface par rapport au champ libre est élevée à faible profondeur ( $H/a \leq 5$ ) et stable (entre 10% et 30%) à grande profondeur ( $H/a \geq 5$ ). La fréquence a une influence significative sur ces valeurs maximales, mais ces variations ne sont pas monotones et varient également d’une profondeur à une autre (figure I.22).

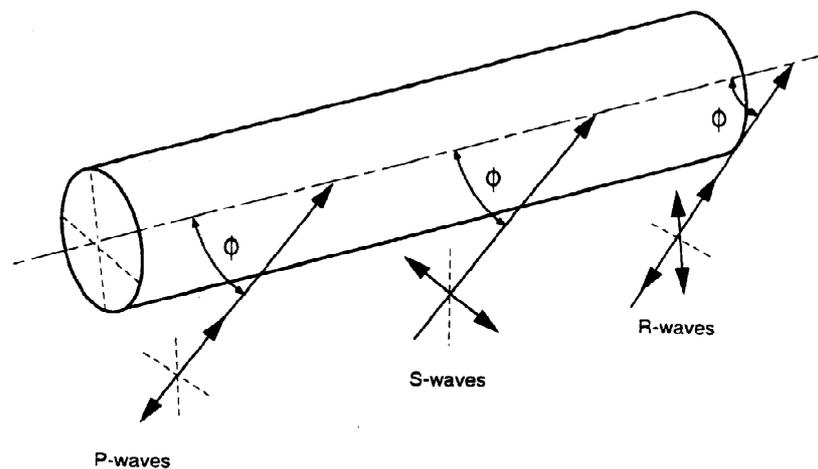


**Figure I.22.** Amplification du déplacement total en surface  $u_T$  par rapport au champ libre  $u_L$  en fonction de la profondeur  $H/a$  et pour différentes valeurs de fréquence réduite  $\eta$  (Kham 2001).

### I.3. Prise en compte de l'aspect tridimensionnel

On a montré dans le paragraphe précédent que les approches proposées ont été le plus souvent abordées par des approches bidimensionnelles. Ces solutions aident à comprendre le comportement d'un tunnel en service et déjà creusé. En revanche, ces méthodes n'intègrent pas la présence du front de taille et généralement la prise en compte l'effet des travaux de creusement. De même, les sollicitations sismiques peuvent se propager dans plusieurs directions de l'espace (figure I.23), et impactent le comportement du sol et de l'ouvrage aussi bien dans la section transversale du tunnel que dans le sens longitudinal. Un modèle tridimensionnel est donc nécessaire pour étudier la réponse sismique d'un tunnel en cours de construction ou soumis à des sollicitations sismiques tridimensionnelles.

La difficulté majeure liée l'étude du comportement d'un tunnel en cours de construction réside à la fois dans l'aspect purement tridimensionnel du problème, qui nécessite de modèles de calculs lourds, et d'autre part à la nécessité de prendre en compte le changement de l'état de contraintes autour de l'ouvrage au cours de construction induit par le phasage des travaux avant d'étudier la réponse sismique. La prise en compte de la plasticité induite au cours du creusement dans le sol joue également un rôle majeur, qu'il convient d'intégrer dans l'étude tridimensionnelle pour étudier son incidence sur la réponse sismique.



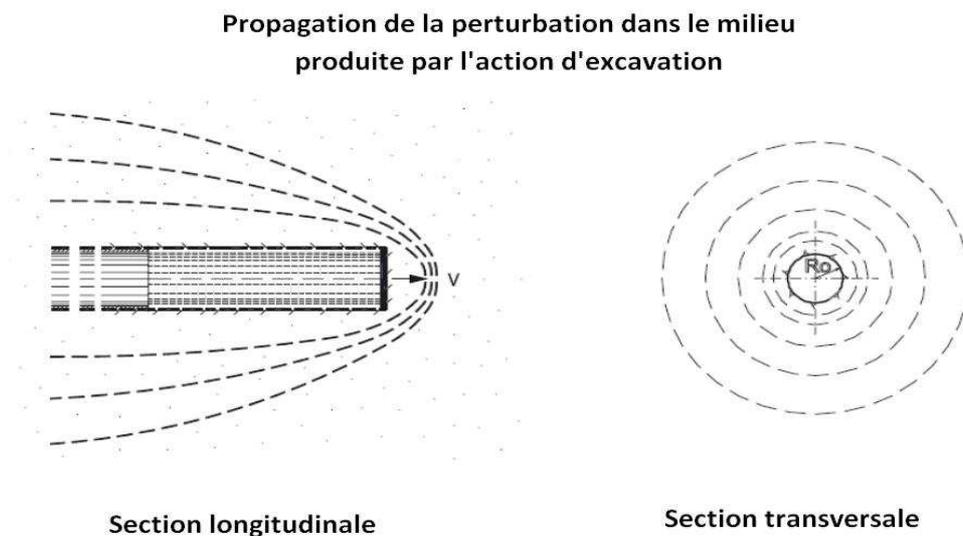
**Figure I.23.** Différents types d'ondes sismiques pouvant affecter la réponse d'un tunnel (Power et al, 1996).

#### I.3.1. Evolution de la géométrie

Au cours de l'excavation d'un tunnel, l'avancement du front de taille provoque une perturbation dans le terrain qui se propage longitudinalement et transversalement en altérant

le champ de contraintes préexistant dans le milieu (figure I.24). L'extension de la zone perturbée est fonction de :

- la géométrie et les dimensions de l'excavation,
- la vitesse d'avancement du front de taille,
- des caractéristiques géomécaniques du terrain,
- du champ de contraintes préexistant,
- de la méthode de creusement,



**Figure I.24.** Perturbation dans le terrain engendrée par l'avancement du front (Lunardi, 1998).

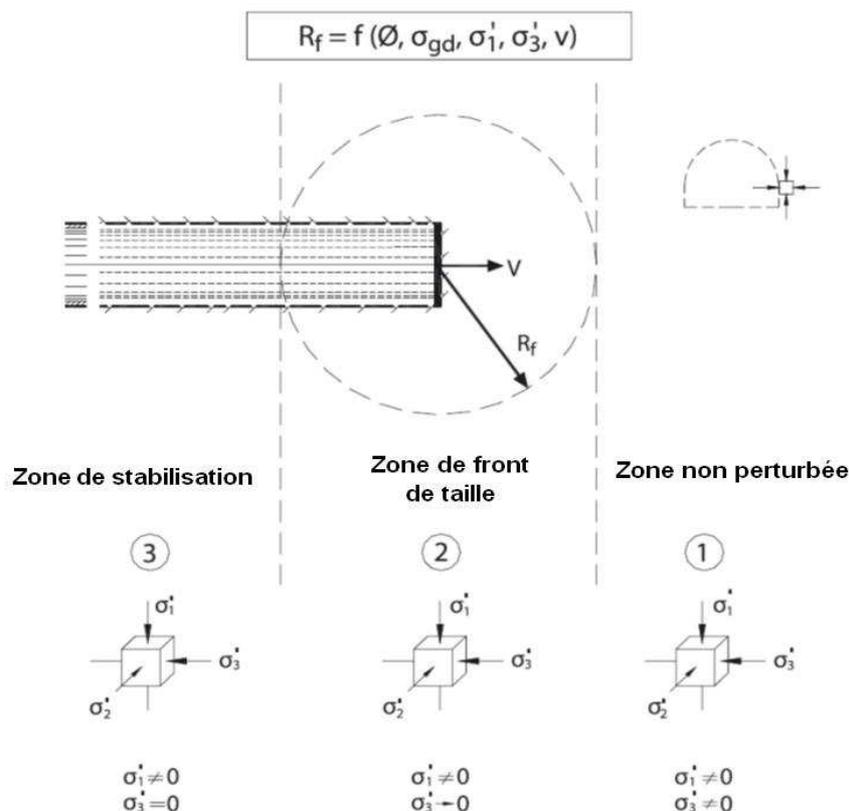
Ces vingt dernières années, avec l'avènement des puissances de calcul, plusieurs auteurs ont proposé des travaux de la modélisation tridimensionnelle du creusement de tunnels, selon différentes techniques censées reproduire les différentes méthodes de creusement. On peut citer les travaux de Augarde (1997), Mroueh (1998), Dias (1999), Möller (2006), Eberhardt (2001), Franzius et al (2005), Kasper et Meschke (2004), Yeo et al (2008), Zhiguo et al (2011), Hilar (2011)... Tous ces travaux ont permis d'améliorer sensiblement les prévisions des mouvements de terrain et l'impact du creusement sur les avoisinants, notamment en prenant en compte de façon plus correcte l'évolution des contraintes au cours du creusement. Dans notre travail, on retiendra la méthode proposée par Mroueh (1998), qui sera décrite dans le chapitre 2.

### I.3.2. Stabilité du front de taille

La stabilité du front de taille est directement liée à la sécurité et à la réussite de la construction de tunnels. Selon (Lunardi, 2008), les déplacements de ce secteur est un indicateur très important de l'efficacité de la stabilisation d'un tunnel. Par conséquent, l'étude du comportement du front de taille a fait l'objet de nombreuses recherches au cours de ces dernières années. Cependant, la quasi-totalité de ces études ont abordé le problème sous chargements statiques sans prendre en considération l'intervention de chargement sismique lors de creusement.

#### I.3.2.1. Zone d'influence de front de taille

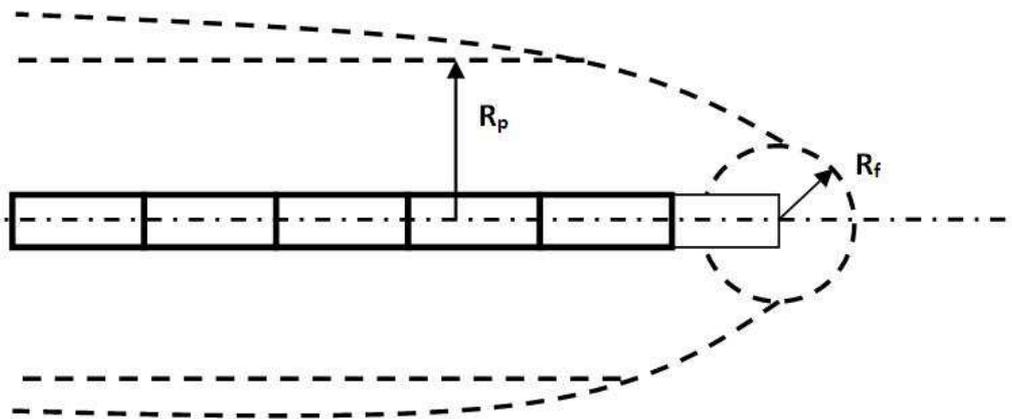
Au cours de creusement d'un tunnel, la procédure mécanique de construction conduit à une modification de l'état de contrainte pré-existant dans le terrain. Trois zones caractéristiques se forment selon la position de front de taille (figure I.25):



**Figure I.25.** Zones caractérisées lors du creusement d'un tunnel (Lunardi, 2008).

- Une zone non perturbée, où la masse de sol n'est pas encore affectée par le passage de front de taille. Les déformations sont nulles et l'état de contrainte est tridimensionnel.
- Une zone de front de taille, qui correspond au rayon d'influence de front de taille. L'état initial de contrainte est perturbé et passe de tridimensionnel à bidimensionnel et les déformations sont négligeables si le sol est dans l'état élastique et plus important si il est dans l'état élasto plastique.
- Une zone de stabilisation, où le front de taille n'a plus aucune influence et la masse de sol tend à se stabiliser. L'état de contrainte en équilibre de nouveau, la contrainte est bidimensionnelle et les déformations sont nulles.

Selon Lunardi (1998, 2008) l'extension de la zone perturbée à la proximité du front de taille est défini par le rayon d'influence du front  $R_f$ , qui identifie la zone sur laquelle les ingénieurs doivent concentrer son attention et dans laquelle le passage d'un état triaxial à un état de contraintes planes se produit. Dans cette zone, le champ de contrainte initial est dévié par les travaux de creusement produisant une augmentation du déviateur des contraintes. Un autre rayon assez important (si celle-ci a lieu) est le rayon de plastification  $R_p$ . A l'intérieur du volume délimité par  $R_p$ , les caractéristiques de résistance et de déformation diminuent jusqu'aux valeurs résiduelles (figure I.26).

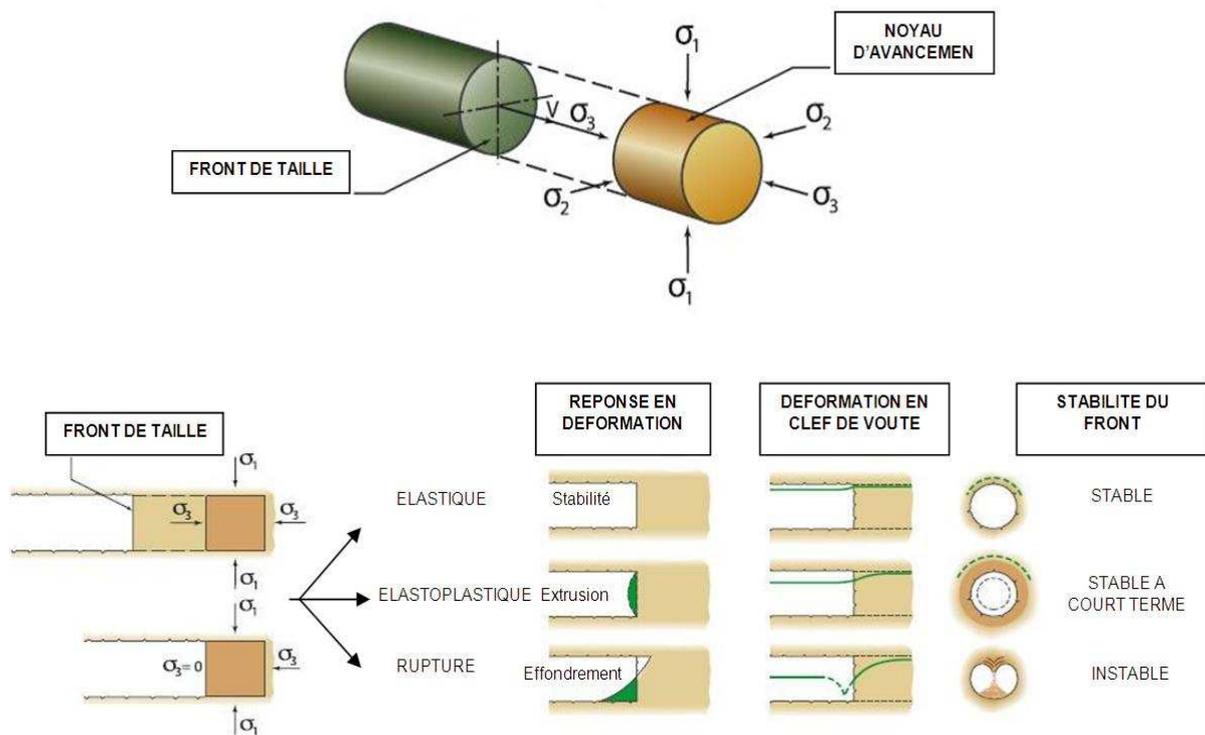


**Figure I.26.** Le rayon du front et le rayon de plastification.

### I.3.2.2. Contraintes au Front de taille

Le creusement d'un tunnel se traduit par l'annulation des contraintes au front de taille, cette annulation provoque des déformations horizontales à l'avant du front de taille (extrusion) et verticales à l'arrière du front (convergence) (figure I.27). La stabilité de front de taille est liée à l'ordre de déformation :

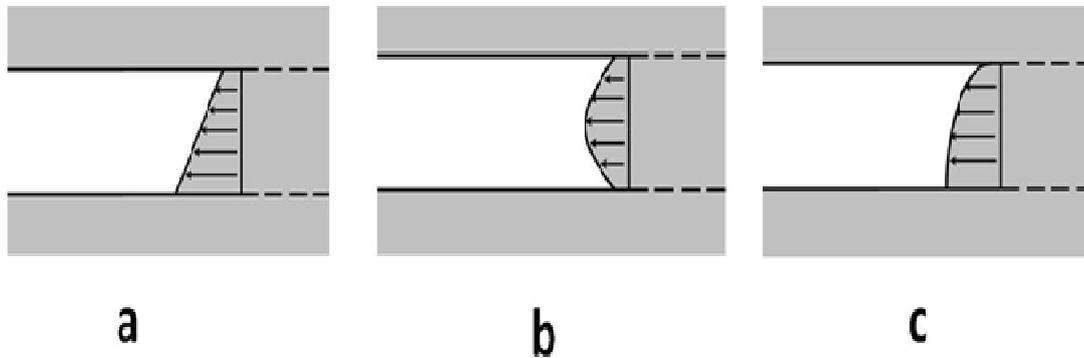
- Domaine élastique, les déformations sont limitées et quasiment négligeables et le front de taille considéré stable.
- Domaine élasto-plastique, la stabilité à court terme et la déformation d'extrusion est considérable. La plastification se propage dans le noyau de creusement et autour de cavité.
- Domaine de rupture, la situation est instable.



**Figure I.27.** Comportement de noyau d'avancement en fonction de l'état de contrainte (Lunardi, 2008).

### I.3.2.3. Type d'extrusion de front de taille

L'extrusion de noyau d'avancement se transforme selon trois types principaux de déformations (figure I.28):



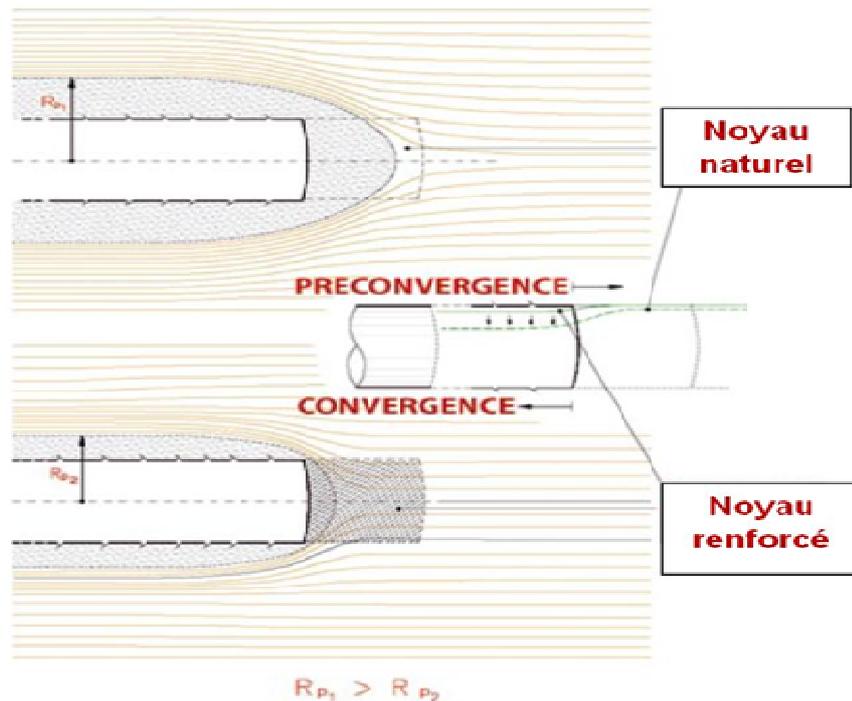
**Figure I.28.** Extrusion au front de taille : a) cylindrique, b) sphérique, c) combinée.

- Extrusion cylindrique: le front de taille se déplace parallèlement à l'alignement de tunnel avec une intensité croissante de haut en bas.
- Extrusion sphérique en forme de dôme : l'extrusion maximale se trouve au centre de tunnel.
- Extrusion combinée en forme de dôme cylindrique : c'est le type le plus fréquent. Le front de taille se déforme en forme combinée entre les deux types précédents

### I.3.3. Préconfinement et renforcement de noyau :

Si l'état de contraintes du massif de sol dans lequel se situe le noyau d'avancement est élastoplastique, il exige de réaliser un ou plusieurs types de renforcement permettant de limiter les déformations élastoplastiques et de créer artificiellement l'effet de voûte pour garantir la sécurité de l'ouvrage.

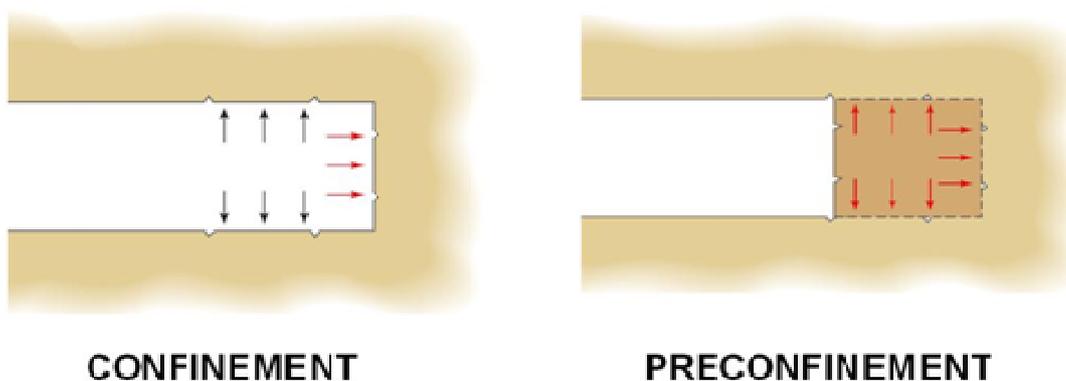
Les mesures de renforcement doivent être capables de réduire le rayon  $R_{p1}$  (figure I.29) afin de limiter les déformations et de contrôler le phénomène de plastification.



**Figure I.29.** Effet de renforcement de noyau sur les déformations provoquées par l'excavation.

Lunardi P. (2008) a mis le point sur les deux types d'intervention en but de limiter les déformations (figure I.30):

- Si l'état de contrainte est moyenne ou faibles, et les déformations provoquées ne sont pas importantes, les mesures de confinement sont suffisantes.
- Lorsque l'état de contrainte est élevé et les mesures de confinement ne garantissent pas la stabilité de la cavité, l'action de préconfinement est requise.



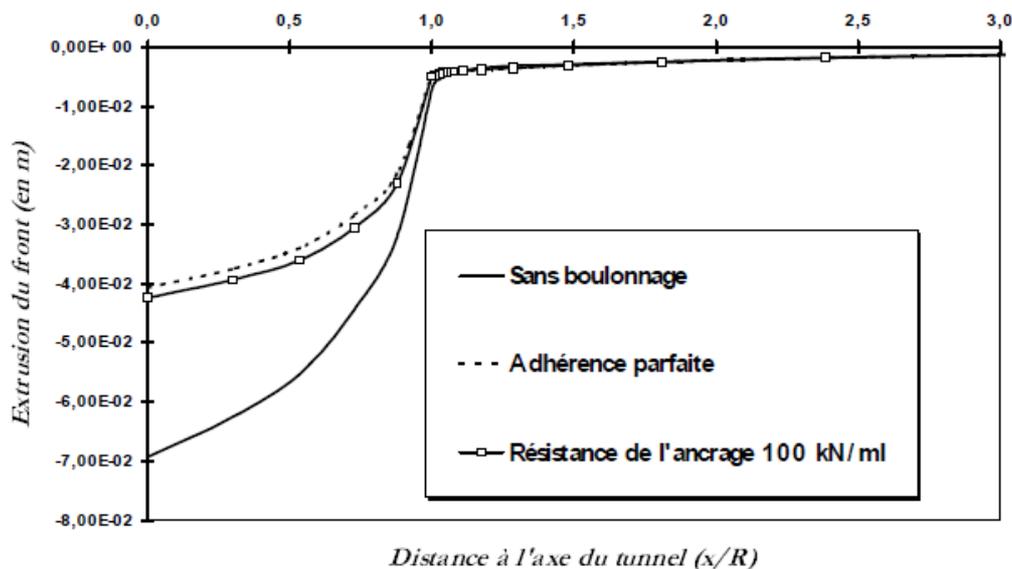
**Figure I.30.** Action de confinement et de préconfinement (Lunardi, 2008).

Le noyau d'avancement a été considéré comme un instrument de stabilisation des déformations en améliorant leur rigidité.

Il souligne l'importance de noyau du front de taille en fonction avec le phénomène de plastification et les déformations provoquées. (Lunardi, 2008) a classifié les technologies de pré-renforcement de front de taille suivant leur effet :

- Les méthodes directes : (jet grouting, prédécoupage mécanique et l'arc cellulaire) consistent de protéger le contour de noyau.
- Les méthodes indirectes : (couplage et drainage) consistent à préconsolider le noyau par des inclusions.
- Les méthodes mixtes : travaillent en même temps sur le noyau et le contour.

Dias (1999) a étudié les déplacements axiaux du front de taille sous chargement statique. Dans son modèle numérique, réalisé avec le logiciel Flac3D, il a comparé l'extrusion du front pour trois cas : front sans boulonnage, front renforcé par 52 boulons pour une adhérence parfaite et en tenant compte d'une résistance maximale de l'ancrage de 100 kN/ml. Ses résultats montrent que l'utilisation des boulons réduit les déplacements axiaux de 41% dans le cas d'adhérence parfait et de 39% dans le cas de résistance de l'ancrage de 100 kN/ml (figure I.31).



**Figure I.31.** Extrusion du front de taille (Dias, 1999).

## I.4. Conclusion

L'analyse du comportement du tunnel au cours de construction soumis au chargement sismique a fait l'objet de peu de travaux de recherche. En fait, la plupart des études concernant l'interaction tunnel-séisme ont été réalisées pour un tunnel en service sans prendre en compte l'effet de travaux de construction ni la présence du front de taille.

Des aspects importants doivent être considérés dans l'analyse de l'interaction tunnel-sollicitation sismique. Premièrement, le comportement non linéaire du sol, puis, l'évolution de l'état initial du champ de contraintes dans le sol provoqué par le passage des travaux de construction. De plus, l'interaction sol-structure et la liquéfaction du sol et en fin, l'aspect tridimensionnel de problème qui prend en compte la modification le chargement sismique tridimensionnel et l'existence du front de taille.

Dans la suite, nous nous intéressons d'abord à l'effet du creusement et la perturbation de l'état initial du massif environnant le tunnel sur la réponse sismique de système sol-tunnel (chapitre 2). Le dernier chapitre concerne les différents aspects liés au comportement sismique du front de taille et à son renforcement.



# **Chapitre II**

## **Effet du creusement sur l'interaction dynamique sol-tunnel**

## II.1. Introduction

Le creusement des ouvrages souterrains en milieu urbain est généralement accompagné par une forte perturbation de l'équilibre interne du massif environnant ce qui peut affecter la performance de ces ouvrages (Kwon et al, 2009; Martino and Chandler, 2004; Sato et al, 2000, Hamza, 2005). Cette perturbation est très dépendante de la nature du terrain, de la profondeur, de la géométrie du tunnel et de la méthode du creusement utilisée. L'intensité de cette perturbation peut affecter la réponse sismique du système sol-tunnel surtout dans le cas de forte excitation sismique. En effet, l'interaction du système sol-tunnel est directement liée à la réponse non linéaire du sol qui à son tour dépend du champ de contraintes initial du massif autour de la zone excavée. Ce chapitre a pour objectif d'évaluer l'importance de la modélisation du creusement du tunnel sur la réponse sismique d'un tunnel situé en terrain meuble. L'analyse est effectuée par une modélisation tridimensionnelle non linéaire en différences finies. Cette approche semble être la plus pertinente pour pouvoir traiter le problème dans sa complexité. Après une présentation succincte des procédures d'installation du tunnel en milieu urbain, nous rappelons le principe de la méthode de convergence-confinement et sa mise en œuvre numérique. Ensuite nous effectuons une analyse de l'influence du creusement sur la réponse sismique du système en comparant les résultats des simulations numériques pour les deux modèles : TIM (Tunnel Installation Model) où le creusement est modélisé et le TIP (Tunnel In Place) qui ne tient pas compte de l'effet des travaux d'excavation. Nous nous intéressons en particulier aux efforts internes dans le tunnel et au tassement induit en surface qui est un paramètre très important pouvant affecter la stabilité des ouvrages avoisinants. L'étude est menée sur différents aspects à savoir l'influence de procédure de l'excavation, la géométrie de l'ouvrage et l'intensité de l'excitation sismique.

## II.2. Procédure d'installation

Différentes techniques d'excavation et de soutènement ont été développées et sont encore en constante évolution pour répondre à ces différentes problématiques. Dans les terrains de bonne tenue, l'excavation est généralement réalisée en méthode conventionnelle (explosif ou avec des machines à attaques ponctuelles) ou avec des boucliers mécanisés ouverts (AFTES, 2000). Si nécessaire, le soutènement provisoire de l'excavation (frontal et radial) est alors réalisé grâce à des boulons, du béton projeté, des cintres en acier ou la congélation du terrain. En terrain meuble, où le maintien frontal et latéral de l'excavation et la

maîtrise des pressions hydrostatiques sont indispensables, l'emploi de tunneliers pressurisés est dans de nombreux cas indispensable (AFTES, 2000). Ces dispositifs permettent en effet, d'une part, d'assurer la stabilité du front de taille et le maintien des pressions hydrostatiques grâce à l'ajustement de la pression frontale appliquée, et d'autre part, de minimiser la convergence après le passage du front grâce à la présence de la jupe métallique et la possibilité d'injecter un mortier de bourrage à l'extrados du revêtement mis en place afin de combler le vide annulaire créé. Dans la suite, nous présentons les principales méthodes de creusement qui sont la méthode conventionnelle à front ouvert (NATM) et le creusement au tunnelier.

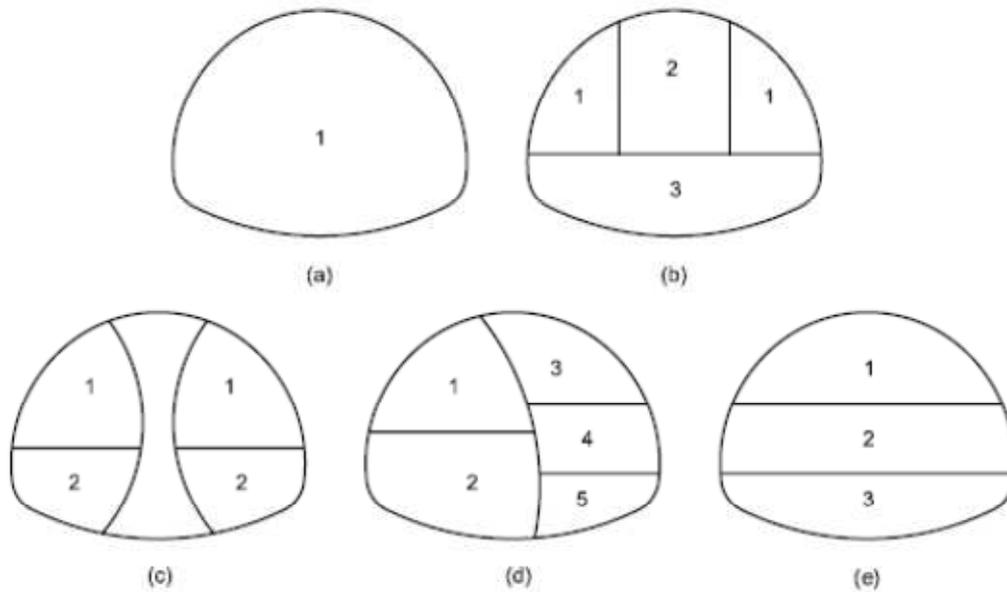
### II.2.1. Méthode conventionnelle (NATM) à front ouvert

Le creusement à front ouvert s'utilise sous les conditions les plus favorables de stabilité du front. Il ne nécessite pas de soutènement permanent du front excavé. Cette méthode est généralement mise en œuvre lors du creusement conventionnel. Comme il associe différents types de renforcement pour le sol, le creusement conventionnel est très flexible (e.g. Kolymbas, 2005; Bouvard-Lecoanet et al, 1992). Dans certains cas où le terrain traversé est peu stable, on peut, à chaque pas d'avancement, stabiliser le front par la technique du boulonnage.

Vu sa grande efficacité, cette technique de soutènement s'est imposée sur presque tous les chantiers de tunnels. Elle consiste à combiner les boulons radiaux et le béton projeté. Les boulons radiaux ont pour but de clouer les parois et ainsi aller chercher le terrain intact à quelques mètres de la galerie, cependant la deuxième composante de renforcement consiste à projeter le béton plutôt que de le couler.

Le béton projeté est de moins en moins utilisé. Il est souvent associé à des panneaux de treillis soudés ou, de plus en plus, à des fibres métalliques qui lui confèrent une certaine résistance en traction et en cisaillement. Son usage en tunnels a fait l'objet de recommandations très détaillées de l'AFTES (2001) et de l'ASQUARPRO (2007). L'association de différentes techniques de renforcement à la méthode NATM a pour but d'augmenter la stabilité du sol ainsi que de minimiser ses mouvements. Le développement des méthodes observationnelles de dimensionnement et la flexibilité de contrôler les déformations causées par le creusement d'un tunnel à la NATM ont rendu cette méthode valable même pour les zones urbaines (HEJAZI, 2010).

Cette méthode peut être réalisée avec une seule séquence, de face complète ou face ouverte, ou avec plusieurs séquences selon la division du front de tunnel (AŞÇIOĞLU, 2007) (figure II.1).

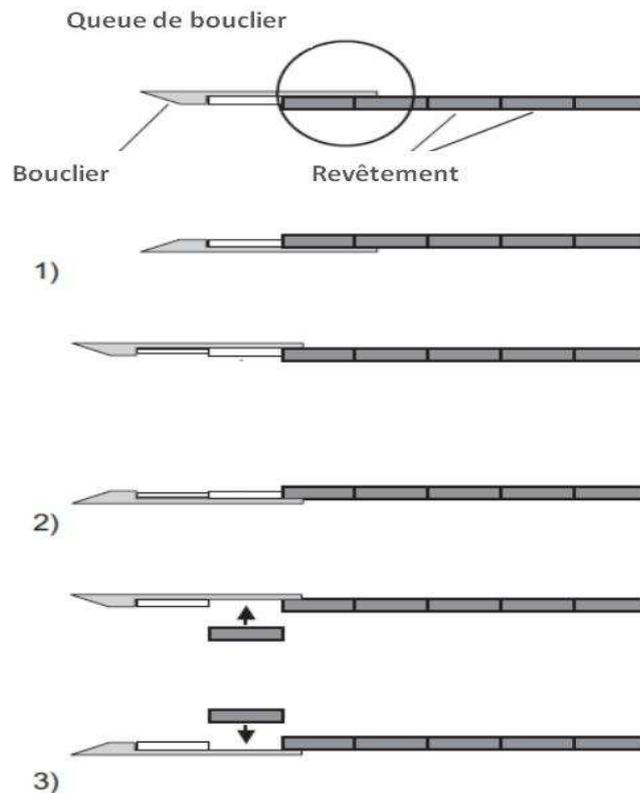


**Figure II.1.** Division du front d'un tunnel dans la méthode NATM.

## II.2.2. Creusement au tunnelier

### II.2.2.1. Boucliers à front ouvert

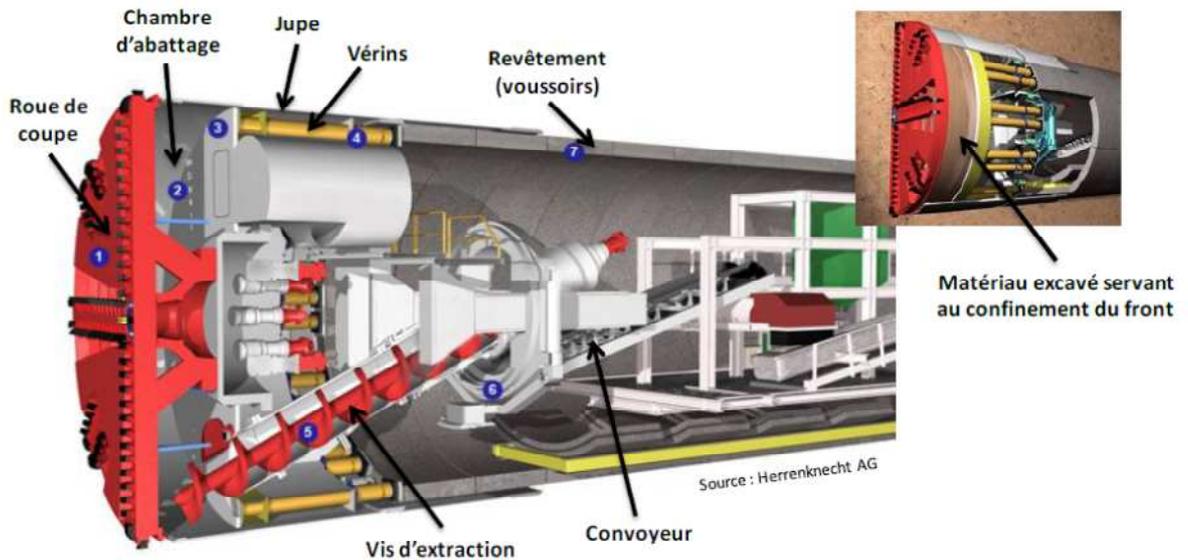
Le principe d'avancement consiste à pousser le bouclier à l'aide de vérins en prenant appui sur les voussoirs déjà mis en place. Selon la largeur des voussoirs, le pas d'avancement est généralement constaté entre 0,8 m et 2,0 m (figure II.2). Lorsque le sol est peu voire non stable, des plaques métalliques connectées aux vérins hydrauliques peuvent être installées pour fournir un certain confinement au front. On peut également donner au terrain son inclinaison naturelle pour favoriser la stabilité. Au dessous de la nappe phréatique, le creusement à front ouvert pose problème. Il convient alors d'envisager de rabattre le niveau de la nappe ou d'adopter un creusement à front fermé.



**Figure II.2.** Schéma du principe d'avancement d'un bouclier (Möller, 2006).

### II.2.2.2. Bouclier à front pressurisé

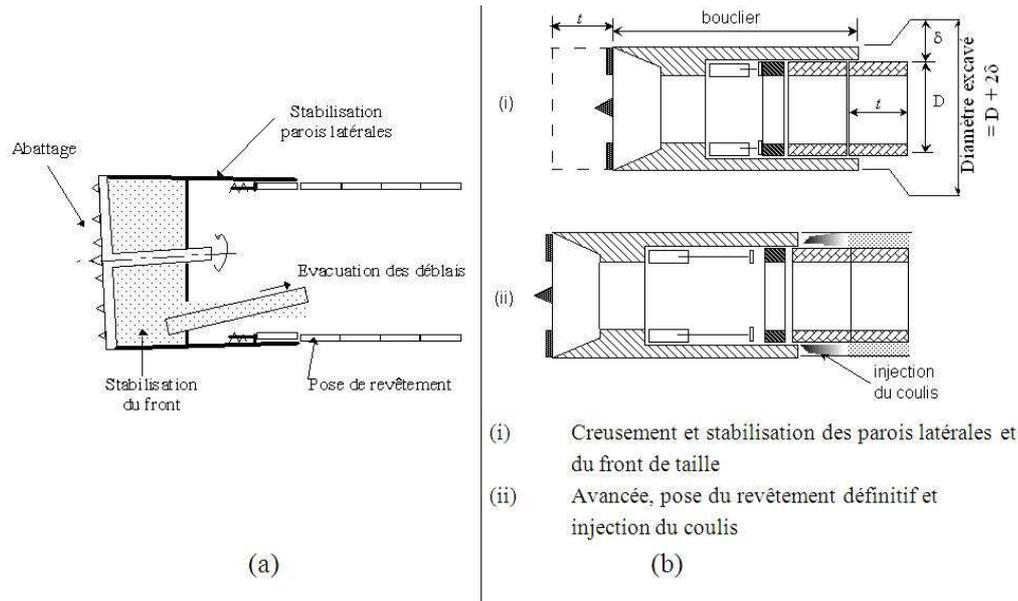
Parmi les méthodes de creusement pressurisées des tunnels, on distingue les boucliers à confinement d'air comprimé, de terre ou de boue. Le confinement du front par air comprimé est la technique la plus ancienne. Cette technique est adaptée aux terrains peu perméables, peu hétérogènes (risque de dépression brutale) et pour des tunnels d'assez faibles diamètres dans la mesure où la pression frontale appliquée est homogène contrairement à la poussée des terres (AFTES, 2000). Le mode de creusement à « pression de terre » (pressurisation du front grâce au matériau excavé) est apparu en 1974 au Japon. Ce type de tunnelier, illustré en Figure II.3 excave le terrain au moyen d'une roue de coupe située en face avant, puis la poussée des terres et les pressions hydrostatiques au niveau du front de taille sont équilibrées par un confinement contrôlé du matériau abattu et contenu dans la chambre d'abattage. Cette technique n'a pas de limite théorique de diamètre et peut être utilisée pour des sols dont la perméabilité va jusqu'à  $10^{-3}$  à  $10^{-4}$  m/s.



**Figure II.3.** Schéma de principe d'un tunnelier à pression de terre.

Le tunnelier à front pressurisé est généralement utilisé dans les travaux souterrains de faible profondeur et en zone sensible (zone urbain, terrain meuble, ...) (Bejui, 1989). En raison de ces contraintes, le tunnelier à front pressurisé fonctionne de manière à permettre la stabilité du front de taille et des parois latérales au même temps. Cette méthode comprend deux phases principales comme l'illustre la figure (II.4):

- D'abord on excave une tranche complète de terrain, ce qui provoque une perturbation du champ de contraintes initial autour du tunnel et se traduit par un déconfinement au front de taille. Au même temps, la jupe métallique du bouclier assure le soutènement provisoire des parois latérales. Le fait que le diamètre du bouclier soit inférieur au diamètre de la cavité ainsi que les difficultés techniques (guidage de la machine, forme conique de la jupe,...) engendrent un vide annulaire entre le sol et le revêtement. Ce vide se traduit par un déconfinement partiel et tridimensionnel. Cette phase comprend également une application de pression au front.
- Pendant la deuxième phase, le tunnelier prend appui sur le revêtement déjà mis en place pour avancer. On assiste à la mise en contact de l'anneau de revêtement avec le terrain, et au remplissage du vide annulaire par injection de coulis. Ce vide provient essentiellement de l'épaisseur de la jupe, et il induit aussi un déconfinement partiel des terrains avant le contact définitif sol-revêtement.



**Figure II.4.** Principe de fonctionnement du tunnelier à pression (a) fonction du tunnelier (b) Principe de creusement (Mroueh, 1998).

### II.2.3. Méthode de calcul par convergence-confinement

#### II.2.3.1. Principe général

Dans la méthode convergence confinement, on ramène le problème tridimensionnel par un problème de déformation plane (Panet, 1995).

Cette méthode consiste à appliquer sur les parois du tunnel une contrainte  $\sigma$ :

$$\sigma = (1 - \alpha_{dec})\sigma_0 \tag{II.1}$$

où :

$\sigma_0$  représente la contrainte initiale du sol au centre de tunnel;

$\alpha_{dec}$  est le coefficient de déconfinement qui varie entre 0 à l'état initial et 1 lorsque le tunnel est non soutenu. Ce déconfinement s'accompagne d'un déplacement  $u$  aux parois du tunnel. L'équation de la convergence du massif (figure II.5) peut se mettre sous la forme :

$$f_m(\sigma, u) = 0 \tag{II.2}$$

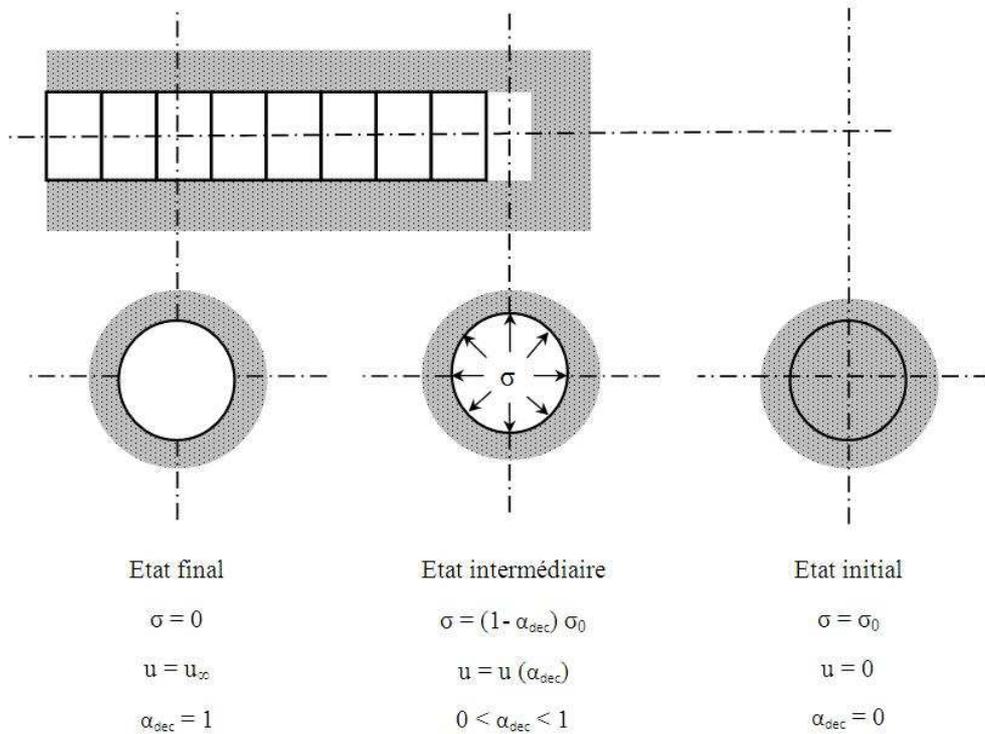
L'équation du soutènement qui décrit la relation entre la contrainte s'exerçant à l'intrados et les déplacements correspondants est donnée par :

$$f_s(\sigma, u) = 0 \quad (\text{II.3})$$

Le soutènement est généralement installé à partir d'une certaine distance ( $L_{dec}$ ) du front de taille. Les déplacements  $u(L_{dec})$  s'est déjà produit dans la zone non soutenu. Alors, l'équation du soutènement devient :

$$f_s(\sigma, u - u(L_{dec})) = 0 \quad (\text{II.4})$$

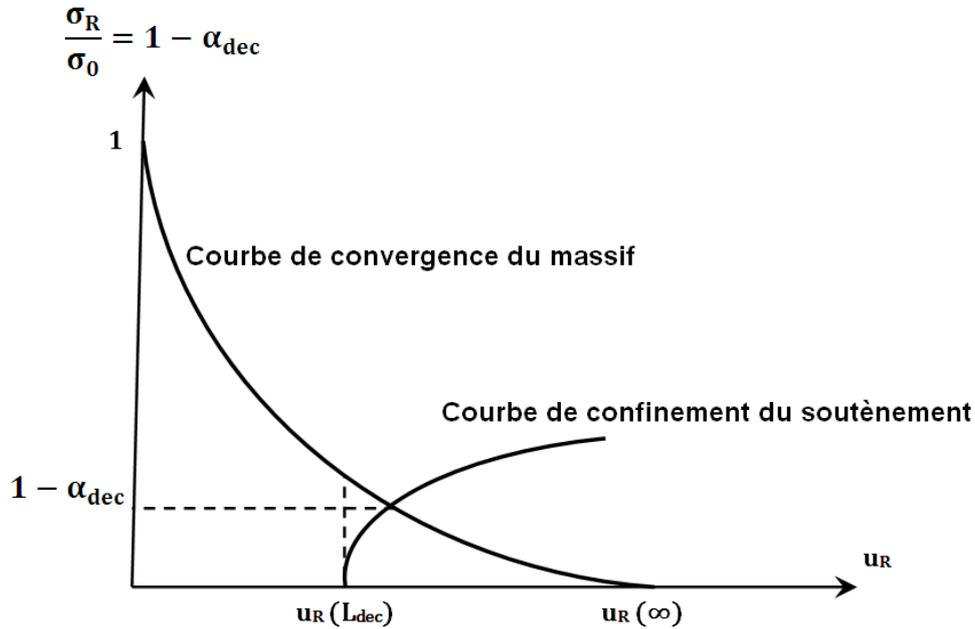
L'équilibre qui résulte finalement de l'interaction entre le sol et le support se trouve en résolvant les équations (II. 2) et (II. 4).



**Figure II.5.** Principe de détermination de la loi de convergence du massif (Tunnel non soutenu).

La méthode de convergence-confinement comprend deux phases de calcul. A partir de l'état initial de contraintes, la première phase est simulée par le creusement du sol à l'intérieur du tunnel et la contrainte initiale de sol  $\sigma_0$  qui agit à l'intérieur de tunnel, est réduite à  $\alpha_{dec} \times \sigma_0$ . Pour la deuxième phase, le revêtement est installé et le reste de contrainte  $(1 - \alpha_{dec}) \times \sigma_0$  est réparti sur le revêtement et le sol. L'équilibre final correspond à l'intersection de la courbe

caractéristique du terrain (courbe de convergence) et de la courbe caractéristique du soutènement (courbe de confinement) comme le montre la figure (II.6).



**Figure II.6.** Détermination de la pression de soutènement.

### II.2.3.2. Détermination du taux de déconfinement

La détermination du taux de déconfinement  $\alpha_{dec}$ , qui correspond à la convergence et qui s'est produit avant que le soutènement interagisse avec le terrain, est le problème le plus délicat de la méthode convergence-confinement.  $\alpha_{dec}$  est déterminé à partir de la loi de convergence.

$$f_s((1 - \alpha_{dec})\sigma_0, u(L_{dec})) = 0 \quad (II.1)$$

En effet, le choix de  $\alpha_{dec}$  revient donc à déterminer la valeur du déplacement radial  $u(L_{dec})$  à la distance non soutenue  $L_{dec}$  à l'arrière du front de taille. Ce paramètre dépend essentiellement de la distance non soutenue à l'arrière du front de taille,  $L_{dec}$ , mais il dépend également de la loi de comportement du terrain et dans une moindre mesure, de la rigidité du soutènement.

Le déplacement radial  $u(L_{dec})$ , de manière générale, peut être écrit comme :

$$u(L_{dec}) = u_0 + \alpha_{dec}(u_\infty - u_0) \quad (II.2)$$

où

$$\alpha_{dec} = 1 - \left( \frac{m.R}{m.R + \xi.L_{dec}} \right) \quad (\text{II.3})$$

m et  $\xi$  sont deux coefficients qui dépendent de la loi de comportement du terrain.

### II.2.3.3. Mise en œuvre numérique

Plusieurs modèles tridimensionnels ont été proposés par différents auteurs (Melis et al, 2002, Viggiani et Soccodato 2004, Mroueh et Shahrour 2008 et Migliazza et al, 2009). Dans ces modèles, les déplacements initiés au front de taille sont modélisés simplement par l'application de la pression frontale appliquée réellement sur le chantier (valeur moyenne et gradient gravitaire). De même, ces modèles permettent une contraction du revêtement à l'arrière (noeuds non bloqués) conformément au fait que des déplacements peuvent être générés le long du revêtement.

Melis et al (2002) ont maillé le sol et le bouclier séparément et ils ont utilisé des éléments d'interface afin d'éviter leur interpénétration. Les déplacements radiaux sont induits par le vide généré par l'utilisation du bouclier au creusement. Ce vide peut être estimé à partir des caractéristiques géométrique du bouclier. Viggiani et Soccodato (2004) ont modélisé les pertes de volume le long du bouclier et dans le vide annulaire. En effet, ils génèrent la totalité de ces déplacements à l'échappée de la queue du bouclier en imposant une convergence à un anneau de noeuds. Cette convergence est non homogène conformément à l'hétérogénéité du champ de contrainte initial dans le sol (tunnel peu profond). Mroueh et Shahrour (2008) ont modélisé la convergence par un déconfinement partiel sur les parois du tunnel. Ils ont imposé des contraintes multipliées par un taux de déconfinement  $\alpha_{dec}$  sur une longueur de  $L_{dec}$ . Migliazza et al (2009) ont utilisé aussi la contrainte afin de modéliser la convergence. Ils ont appliqué une pression radiale uniforme sur les parois du tunnel. Cette pression est choisie afin d'obtenir une convergence radiale égale à la différence entre l'avant et l'arrière du bouclier.

## II.3. Analyse de l'interaction sol-tunnel sous chargement sismique

### - Influence du creusement

Cette partie est consacrée à l'analyse de l'influence de l'opération du creusement à l'interaction sol-tunnel sous chargement sismique. L'étude est effectuée par une modélisation numérique tridimensionnelle en différences finies. La modélisation du comportement d'un tel système sous un chargement sismique nécessite des méthodes spécifiques qui doivent prendre en compte l'interaction entre le sol et le tunnel, le chargement sismique, la non linéarité du sol, la procédure de l'excavation et le caractère tridimensionnel du problème posé. Dans ce type de problème, les frontières du modèle doivent être placées suffisamment loin de la structure. Cela conduit à des grands maillages, ce qui peut être surmonté par des frontières spécifiques qui sont capables d'absorber les ondes sortantes et les empêchent donc de se réfléchir dans le modèle. Avant de discuter les résultats des simulations numériques, nous présentons la procédure utilisée pour la simulation du creusement du tunnel, le code de calcul utilisé (Flac3D) et les différents aspects spécifiques à la modélisation numérique.

#### II.3.1. Simulation du creusement du tunnel

La méthode adoptée dans le présent travail est celle proposée par Mroueh et Shahrour (2008). La simulation du creusement est effectuée par un calcul incrémental qui comprend les étapes suivantes (figure II.7) :

- 1- D'abord, on commence par la modélisation de l'excavation d'une tranche complète de terrain. La désactivation des éléments induit des forces. Cet incrément de forces peut être déterminé à partir de l'équation globale d'équilibre et est égal à la différence entre les forces totales appliquées (appelé  $F^{inc}$ ) et les forces aux nœuds résultant des contraintes dans le massif obtenus à la fin du dernier incrément.

$$\Delta F = F^{incr} - \int_{V^{incr}} B_e \sigma^{(incr-1)} dV \quad (II.4)$$

$V^{incr}$  représente le volume de terrain à l'incrément (incr),  $B_e$  est la matrice qui relie le tenseur de déformation aux déplacements nodaux et  $\sigma^{(incr-1)}$  désigne le champ de contraintes total à la fin du dernier incrément.

- 2- Le déconfinement partiel du terrain qui se produit par le vide annulaire et les mouvements de sol avant la pose de revêtement est pris en compte par le coefficient de

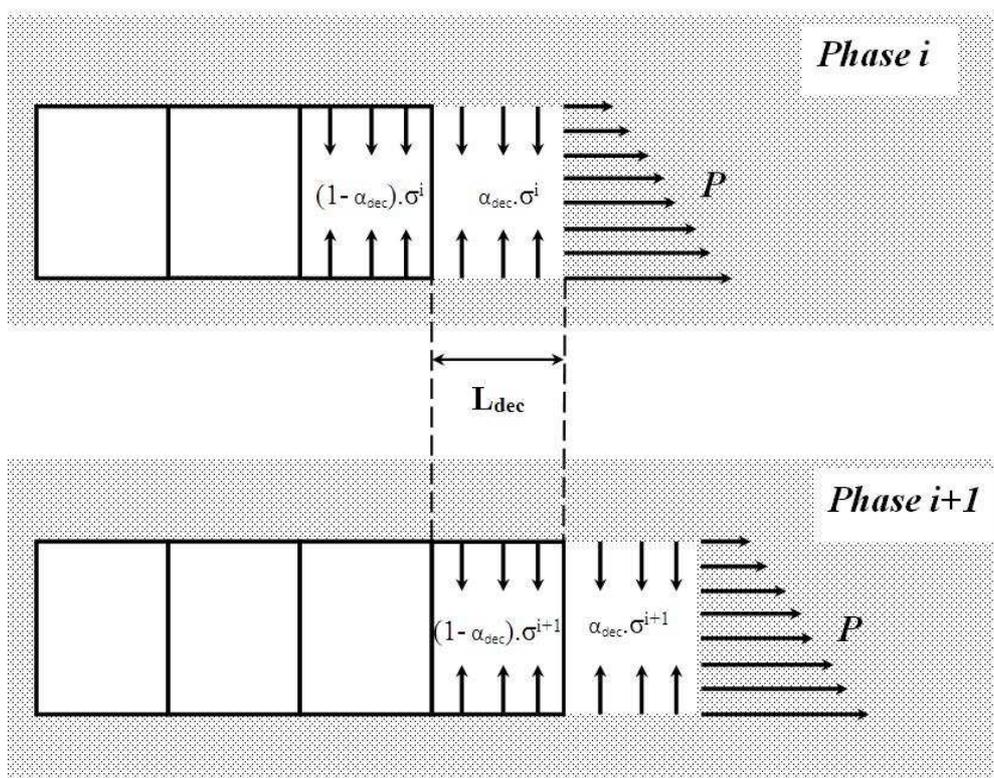
déconfinement  $\alpha_{dec}$ . Ce coefficient s'applique sur toute la longueur de tranche excavé  $L_{dec}$ . L'incrément de force utilisé dans ce calcul s'écrit :

$$\Delta F' = \alpha_{dec} \cdot \Delta F \quad (II.5)$$

Après la pose de revêtement, on applique la partie complémentaire de cette force  $(1 - \alpha_{dec}) \Delta F$ .

- 3- Enfin, on applique la pression de soutènement à la totalité du front de taille pour assurer sa stabilité.

Le mouvement du sol est contrôlé par deux paramètres  $\alpha_{dec}$  et  $L_{dec}$  qui nous permettent d'introduire le vide annulaire et l'injection de coulis autour du tunnel.



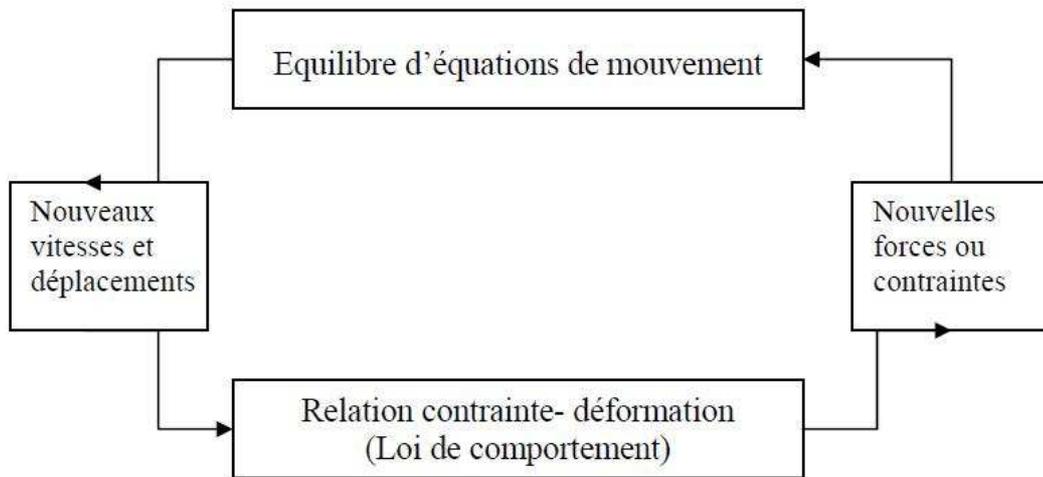
**Figure II.7.** Simulation du creusement.

### II.3.2. Approche numérique et méthode de résolution

Le code FLAC3D (Fast Lagrangian Analysis of Continua in 3 Dimensions) est utilisé dans le cadre de ce travail. Ce code utilise la représentation lagrangienne de mouvement. Le logiciel de modélisation FLAC3D permet la résolution de problèmes en contraintes - déformations dans un milieu continu. Il a été utilisé avec succès pour modéliser des problèmes

complexes d'interaction sol-structure sous chargement dynamique dans notre laboratoire de recherche LGCgE (Alsaleh, 2007; Hatem, 2009 ; Mhanna, 2012; Mhanna et al, 2012).

La séquence basique de calcul utilisée par FLAC3D est présentée dans la figure (II.8). La procédure commence par un appel à l'équation de l'équilibre pour dériver les nouvelles vitesses et les nouveaux déplacements à partir des contraintes et des forces. Puis, les taux de déformations sont obtenus à partir de ces vitesses, et des nouvelles contraintes sont ensuite calculées.



**Figure II.8.** Cycle de base de calcul par la méthode explicite utilisée dans le code FLAC3D (Billiaux et Cundall, 1993).

### II.3.2.1. Maillage et discrétisation temporelle

La taille de l'élément du maillage doit être suffisamment petite pour que le maillage puisse transmettre les ondes d'une façon appropriée et sans distorsion numérique de ces ondes. Cette taille dépend des fréquences de chargement et de la vitesse de propagation des ondes. Les fréquences les plus importantes sont reliées à la fréquence fondamentale du système par la relation :

$$f = v / \lambda \quad (\text{II.10})$$

V : est la vitesse de propagation des ondes de compression ou de cisaillement selon le cas. La longueur caractéristique d'onde  $\lambda$ .

La distorsion numérique de la propagation des ondes dans un domaine peut se produire suivant le maillage utilisé. Les fréquences de chargement et la vitesse de propagation des

ondes de domaine affectent la précision de la solution numérique. Kuhlemeyer et Lysmer (1973) montrent que la taille de l'élément  $\Delta l$  doit être plus petite qu'un huitième à un dixième de la longueur d'onde  $\lambda$  associée à la plus haute fréquence  $f$  de chargement. Par conséquent, la fréquence maximale qui peut être modélisée correctement pour un élément donné du maillage, et pour une hypothèse de propagation verticale des ondes, est donnée par :

$$f = v_s / 10 \cdot \Delta l \quad (\text{II.11})$$

### II.3.2.2. Amortissement

L'amortissement de Rayleigh est généralement utilisé dans l'analyse d'un milieu continu élastique. La matrice d'amortissement  $C$  est construite par une combinaison des matrices de rigidités  $K$  et de masse  $M$  sous la forme :

$$C = \alpha \cdot M + \beta \cdot K \quad (\text{II.12})$$

où  $\alpha$  est la contribution de la masse et  $\beta$  la contribution de la rigidité. Ces deux coefficients dépendent des caractéristiques d'amortissement du matériau.

Cette construction conduit à un facteur d'amortissement  $\zeta$  qui s'exprime comme la somme d'un terme proportionnel à la fréquence et d'un terme inversement proportionnel à la fréquence, soit pour une fréquence à un mode  $i$ :

$$\zeta = \frac{\alpha}{2\omega_i} + \frac{\beta\omega_i}{2} \quad (\text{II.13})$$

$\xi_i$  est le facteur critique de l'amortissement de Rayleigh pour le mode  $i$  de vibration avec la fréquence angulaire  $\omega_i$ .

On utilise généralement un amortissement entre 2 et 10% pour les géomatériaux. Pourtant, dans le cadre de la plasticité, la quantité de l'énergie se dissipe lors de la mise en plasticité du matériau et par conséquent, un faible amortissement (Rayleigh) est nécessaire pour éviter la résonance du système en petites déformations. La sélection de l'amortissement est donc beaucoup plus critique dans une analyse linéaire que dans une analyse non-linéaire.

### II.3.2.3. Frontières du modèle

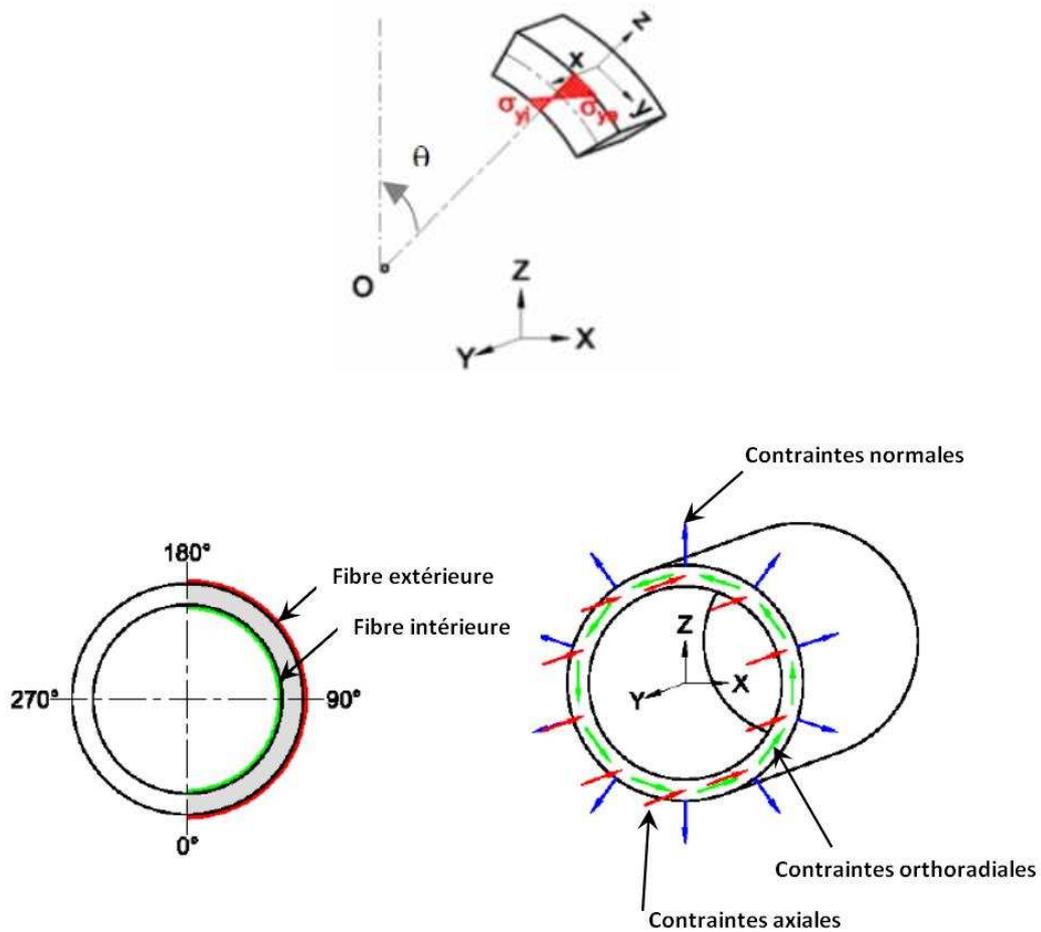
Afin de réduire la réflexion des ondes sur les frontières latérales qui peut affecter la réponse du système, ces frontières doivent être suffisamment éloignées de la structure. Ce qui donne une taille de modèle assez importante. Le code utilise les frontières visqueuses

développées par Lysmer et Kuhlemeyer (1969). La méthode est basée sur l'utilisation d'une série d'amortisseurs indépendants attachés aux frontières dans les directions. Ces frontières sont efficaces pour absorber des ondes qui arrivent avec un angle d'incidence supérieur à  $30^\circ$  ; l'absorption de l'énergie est indépendante des fréquences. La présence d'une structure cause une grande perturbation de la propagation des ondes. Loin de la structure, on doit retrouver le mouvement en champ libre. Lors de la modélisation dynamique d'une structure, les frontières doivent être placées suffisamment loin de la structure pour minimiser la réflexion des ondes. Lorsque l'amortissement est très grand, cette distance est relativement petite (Seed et al, 1975). Par contre, quand l'amortissement est petit, cette distance peut être très grande, ce qui conduit à un modèle de taille importante. La solution est donc de forcer ces frontières à produire le mouvement de champ libre en absorbant les ondes venant de la structure. Le code utilise la technique développée par Cundall et al (1980). La méthode est basée sur l'exécution d'un calcul de champ libre en parallèle de celui qui contient la structure. Le domaine en champ libre est couplé au domaine principal par des frontières absorbantes (présentées précédemment) et les forces non équilibrées de champ libre sont appliquées sur le domaine principal. Ce dernier type de frontières est utilisé dans ce travail.

#### II.3.2.4. Éléments de structure

Le revêtement du tunnel est modélisé par l'intermédiaire des éléments coques qui sont des éléments finis plats à 3 nœuds du type DKT-CST Hybride (Cook, et al, 1989). Ces éléments possèdent 6 degrés de liberté par nœud : 3 translations et 3 rotations. Ils sont donc capables de tenir compte à la fois du comportement en flexion (DKT) et de l'effet membrane (CST). Le comportement de ces éléments est supposé linéaire élastique sans possibilité de rupture. Dans la mesure où nous nous intéressons aux interactions sol-tunnel, la représentation du comportement des tunnels fissurés n'est pas nécessaire. Ainsi, le modèle linéaire élastique isotrope est considéré comme suffisant dans cette approche. L'interaction des éléments coques avec le maillage est assurée par un contact rigide.

Les efforts internes du tunnel sont exprimés dans un système de coordonnées local (Figure II.9). Ce repère est également le système dans lequel s'inscrivent les contraintes principales : radiale  $\sigma_z = \sigma_r$ , orthoradiale  $\sigma_y = \sigma_\theta$  et axiale  $\sigma_x$ . Selon l'hypothèse des coques minces, la contrainte radiale est nulle. Les contraintes de compression sont négatives. La distribution des contraintes sur l'épaisseur (fictive) du tunnel est linéaire. Les valeurs extrêmes des contraintes sont relevées sur la fibre intérieure  $\sigma_i$  et extérieure  $\sigma_e$  (Figure II.9) du tunnel en fonction de la position angulaire.



**Figure II.9.** Système de coordonnées et contraintes.

La contrainte orthoradiale crée, dans le plan transversal, un moment local  $M_y$ , et une résultante  $N_y$  (Figure II.10, a). Lorsque les caractéristiques du sol et les conditions de chargement sont uniformes (condition de déformations planes), le comportement (transversal) du tunnel est caractérisé par le moment d'ovalisation  $M_y$  et l'effort normal  $N_y$ . Les deux autres grandeurs  $N_x$  et  $M_x$ , caractérisant le comportement longitudinal du tunnel, sont alors proportionnelles aux précédentes (effet de Poisson) (Figure II.10, b).

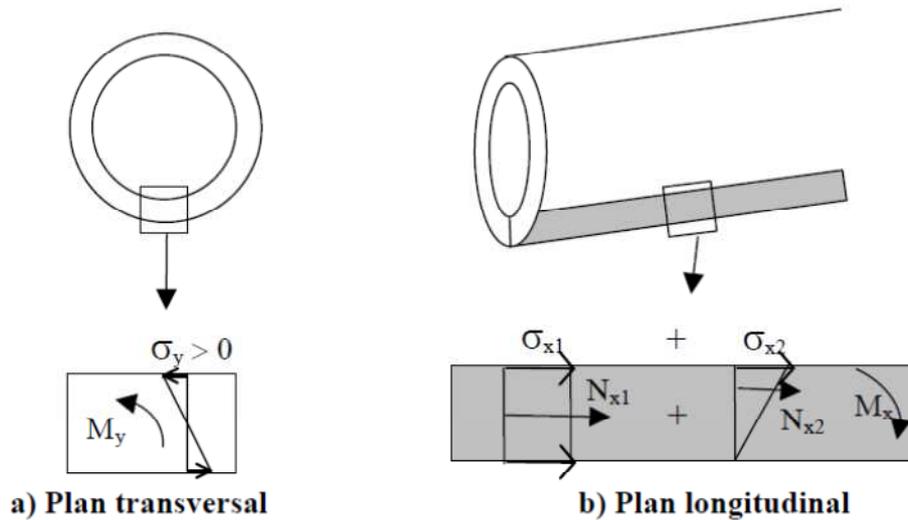


Figure II.10. Contraintes et efforts internes.

### II.3.3. Exemple de référence

L'exemple de référence consiste en un tunnel circulaire de diamètre extérieur  $D = 9\text{m}$  creusé dans un sol homogène. L'axe du tunnel est situé à une profondeur  $H = 1,8D$  de la surface du sol. Le tunnel est revêtu d'un anneau en béton d'épaisseur  $t = 0,4\text{m}$ . Le maillage adopté est en partie montré dans la figure (II.11). L'axe  $x$  représente la direction transversale du tunnel,  $y$  étant l'axe longitudinal et  $z$  est dirigé selon la direction verticale. Les dimensions ( $x = 126\text{m}$ ,  $y = 90\text{m}$  et  $z = 40\text{m}$ ), ou ( $14D$ ,  $10D$ ,  $4,5D$ ) respectivement, ont été choisies pour éviter l'effet de frontières que ce soit pendant l'excavation ou sous chargement sismique.

Les caractéristiques du sol et du revêtement sont présentées dans le tableau II.1. Le module de Young du sol est  $E_s = 30\text{ MPa}$  avec un coefficient de poisson  $\nu_s = 0,3$ , le poids volumique  $\gamma = 20\text{ KN/m}^3$ , l'angle de frottement  $\varphi = 35^\circ$ , l'angle de dilatance  $\psi = 5^\circ$  et la cohésion égale à  $c = 7\text{ KPa}$ . Le module de Young pour le revêtement est  $E_l = 35000\text{ MPa}$  et le coefficient de Poisson  $\nu_l = 0,25$ .

Tableau II.1. Caractéristiques du sol et du revêtement

Matériau	E (MPa)	$\nu$	$\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	$\varphi$ (°)	$\psi$ (°)	C (KPa)
Sol	30	0,3	20	35	5	7
Revêtement	35000	0,25				

L'analyse de l'influence du creusement sur la réponse sismique du système est effectuée en comparant les résultats des simulations numériques pour les deux modèles : TIM (Tunnel Installation Model) où le creusement est modélisé et TIP (Tunnel in place) qui ne tient pas compte de l'excavation.

Dans le modèle TIM, l'excavation du tunnel est constituée de 30 étapes représentant l'excavation de 30 tranches avec une zone non soutenue  $L_{dec} = D/3$  et un taux de déconfinement  $\alpha_{dec} = 0,5$ .

Dans l'analyse non-linéaire, le comportement de sol est décrit par une loi élasto-plastique sans écrouissage selon le modèle standard de l'élasto-plasticité de Mohr-Coulomb. Le choix de ce modèle est justifié par sa simplicité et le nombre limité de ces paramètres qui peuvent être déterminés par des essais relativement simples.

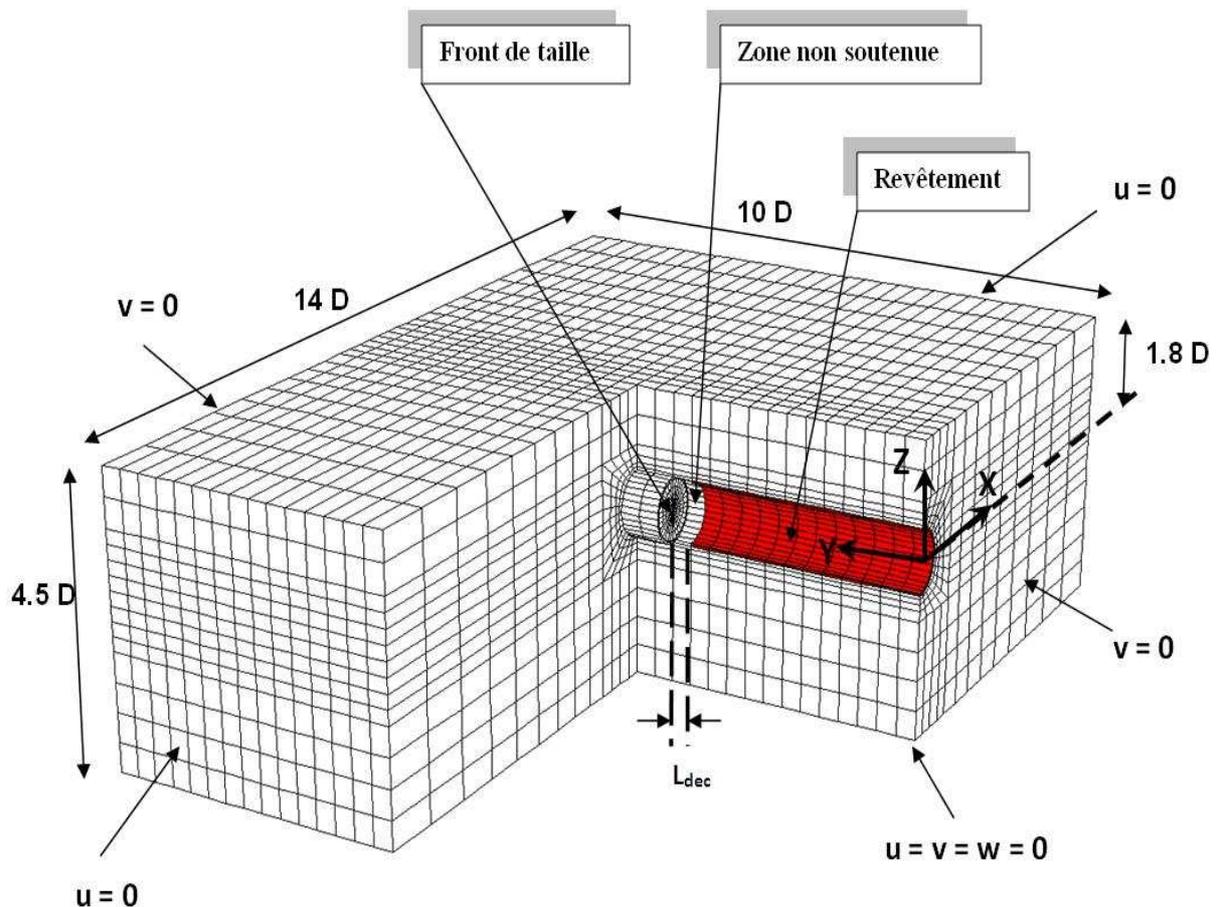


Figure II.11. Système sol-Tunnel - Maillage 3D.

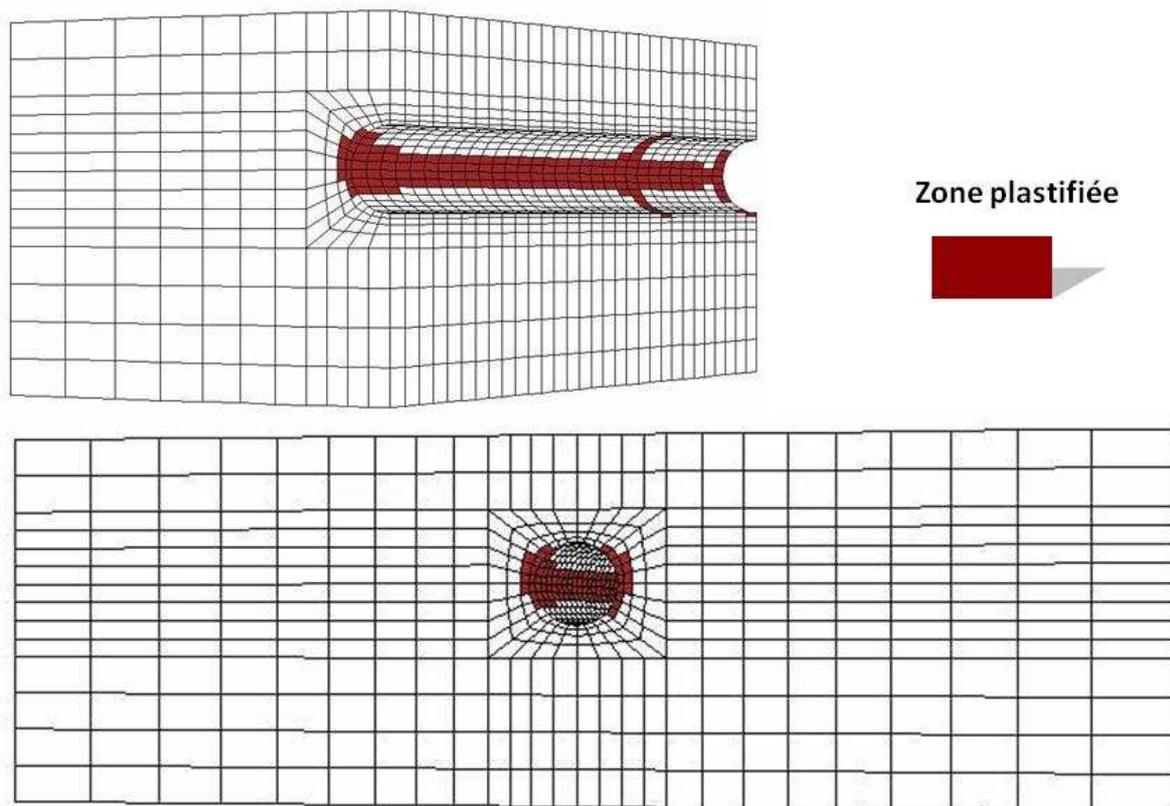
### II.3.3.1. Etat initial

Avant de commencer l'étude de comportement sismique, nous présentons les résultats des simulations numériques relatifs à l'état initial. En particulier, nous nous intéressons au tassement à la surface du sol et les efforts internes dans le revêtement et la plastification du sol suite à l'opération du creusement du tunnel.

#### II.3.3.1.1. Diffusion de plasticité Suite au creusement

Les travaux de creusement engendrent des plastifications autour du tunnel. Au fur et à mesure de la construction du tunnel, le sol se plastifie suite à l'effet d'excavation et d'installation du revêtement. La figure (II.12) montre l'extension de la plasticité suite aux travaux.

Ces plastifications se concentrent autour des piédroits et le long du tunnel. Ces résultats sont en bon accord avec ceux obtenus par Mroueh (1998).



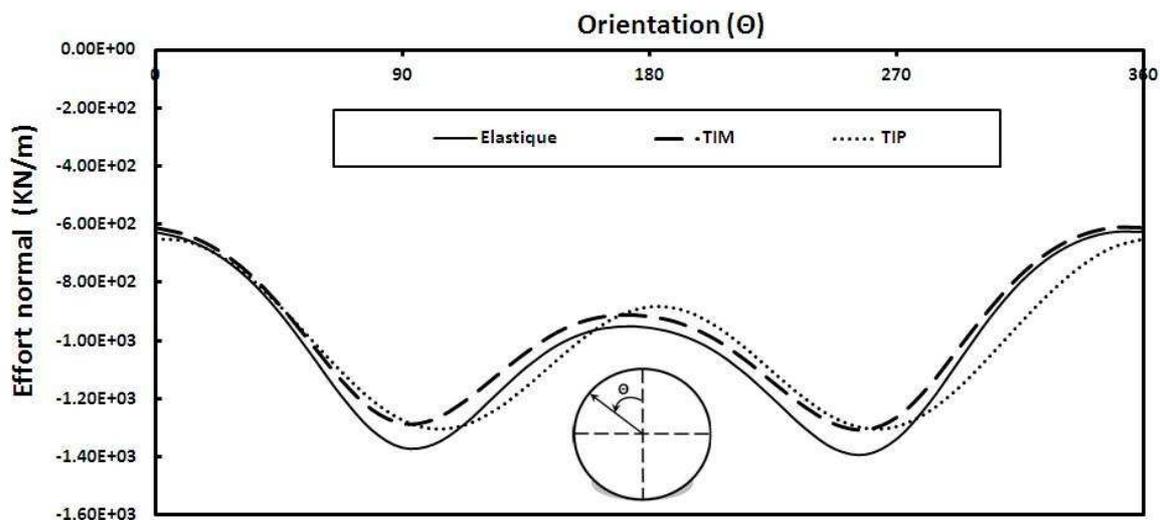
**Figure II.12.** Diffusion de plasticité due au creusement.

### II.3.3.1.2. Efforts internes

Le tableau II.2 et les figures (II.13, II.14, II.15) illustrent les efforts internes dans le revêtement en fonction de la position angulaire ( $\Theta$ ) pour les deux modèles TIP et TIM. Les résultats sont confrontés à ceux d'un modèle élastique. On note que les différents modèles montrent des tendances comparables. La prise en compte des non-linéarités entraîne une modification de la réponse du tunnel. Cette modification est plus prononcée dans le cas du modèle TIM où l'opération de creusement est simulée. En effet, les profils du moment fléchissant et de l'effort tranchant sont très proches pour le modèle TIP et le modèle élastique. Une différence est observée avec le modèle TIM. Elle se traduit par une augmentation qui atteint 10% pour le moment fléchissant maximal et une diminution de 23% pour l'effort tranchant maximal en comparaison avec les résultats obtenus pour les modèles TIP ou élastique.

**Tableau II.2.** Valeurs maximales des efforts internes statiques

Modèle	N (KN)	M (KN.m)	Q (KN)
Elastique	$1,37. 10^3$	$2,88. 10^2$	$1,5. 10^2$
TIP	$1,29. 10^3$	$2,87. 10^2$	$1,5. 10^2$
TIM	$1,28. 10^3$	$3,16. 10^2$	$1,15. 10^2$



**Figure II.13.** Effort normal dans le revêtement - Etat initial.

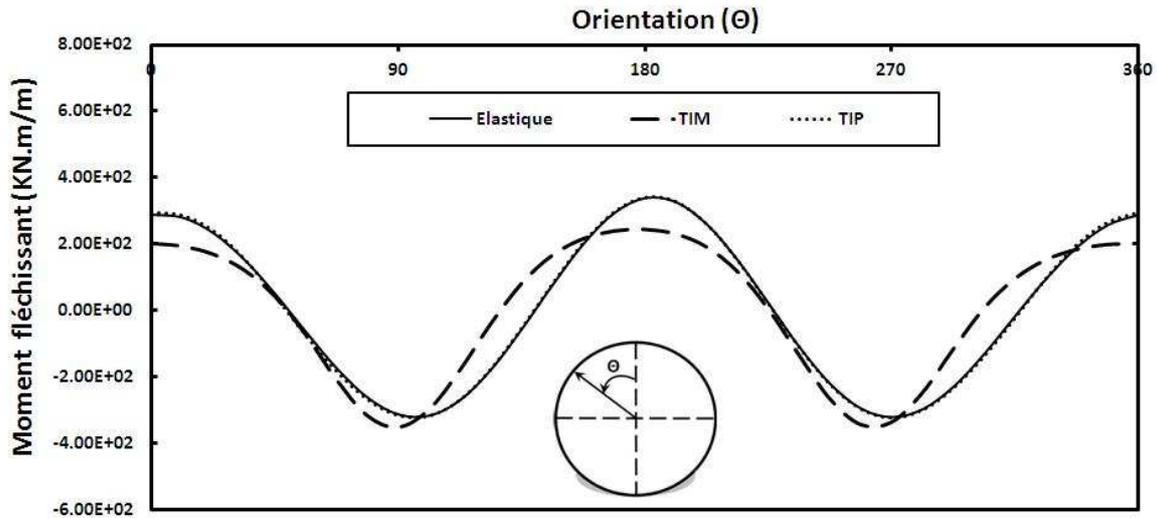


Figure II.14. Moment fléchissant dans le revêtement - Etat initial.

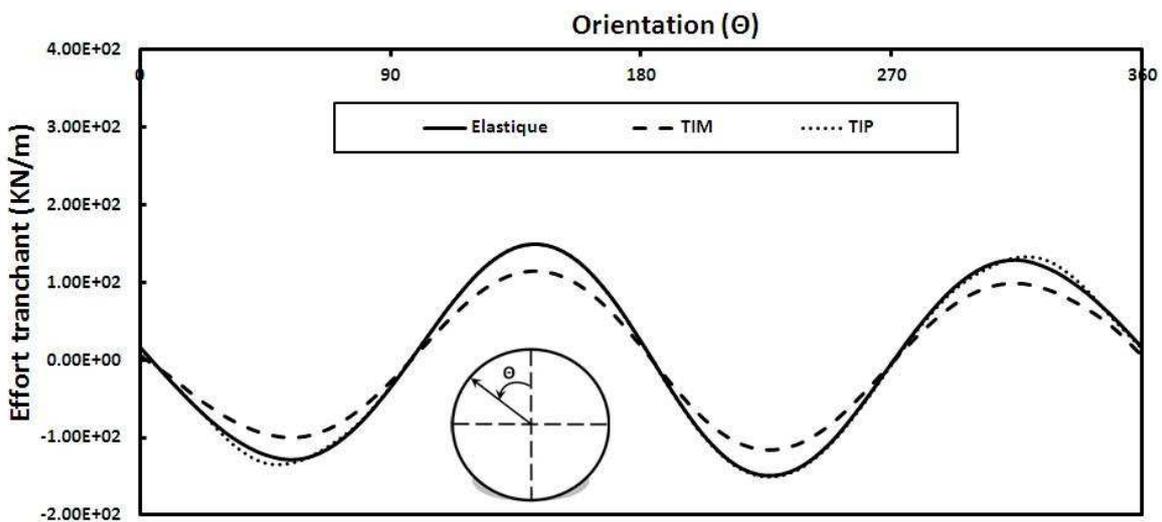
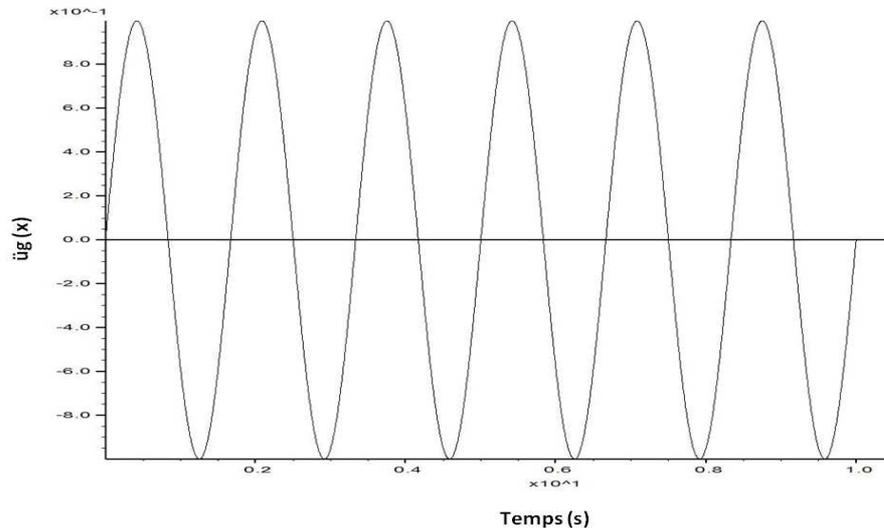


Figure II.15. Effort tranchant induit dans le revêtement - Etat initial.

### II.3.3.2. Analyse dynamique

Cette partie comporte l'analyse de l'interaction sol-tunnel sous chargement sismique. L'excitation sismique est appliquée sous forme d'une vitesse au niveau du substratum rigide. Le chargement imposé est harmonique avec une amplitude d'accélération  $\ddot{u}_g(x) = 0,1g$  dans la direction transversale de l'axe du tunnel. La fréquence de chargement a été fixée à  $f = 0,6$  Hz proche de la fréquence fondamentale du massif de sol en champ libre. Ce chargement comporte six cycles de chargement ce qui nous donne une durée de chargement de 10 secondes (figure II.16). Concernant les conditions aux limites, des frontières absorbants de

type Free-Field ont été utilisées. Un amortissement de type Rayleigh de 5% a été pris dans le cas du comportement élastique. Dans l'analyse non linéaire, un amortissement de Rayleigh de 2 % a été utilisé puisque la dissipation de l'énergie est essentiellement gouvernée par la plasticité du sol.



**Figure II.16.** Chargement sismique utilisé dans la modélisation numérique.

### II.3.3.2.1. Modèle élastique - Comparaison avec la solution analytique

Avant de présenter l'influence de non linéarité, nous présentons les résultats obtenus avec un modèle élastique et ces efforts obtenus sont comparés avec ceux de la solution analytique (quasi-statique) proposée par Wang (1993) en considérant la condition de non-glissement à l'interface sol-revêtement. Les efforts sont présentés en grandeurs adimensionnelles et sont reportés en fonction de l'angle ( $\Theta$ ):

- Effort normal normalisé :  $N^* = \frac{N}{G\gamma_c R}$

- Moment fléchissant normalisé  $M^* = \frac{M}{G\gamma_c R^2}$

où :

$\gamma_c$  représente la déformation moyenne de cisaillement dans le sol,  $R$  étant le rayon du tunnel et  $G$  le module de cisaillement.

Les Figures (II.17) et (II.18) présentent l'enveloppe de l'effort normal et du moment fléchissant normalisés induits dans le revêtement sous chargement sismique. Le résultat

indique un accord global entre la solution numérique et la solution analytique de Wang. Les efforts maximaux ( $N_{\max} = 649$  KN;  $M_{\max} = 705$  kN.m) sont obtenus pour  $\Theta = \pm 135$ . La différence entre les deux solutions peut être attribuée au fait que la solution analytique est proposée dans le cas des tunnels profonds.

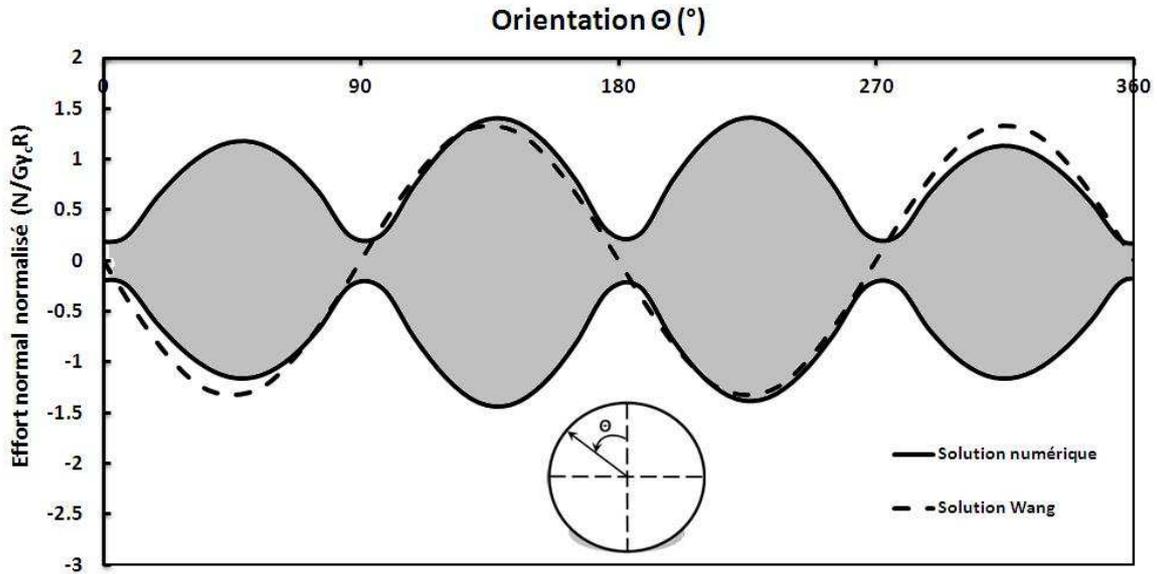


Figure II.17. Enveloppe de l'effort normal normalisé - modèle élastique / Solution Wang.

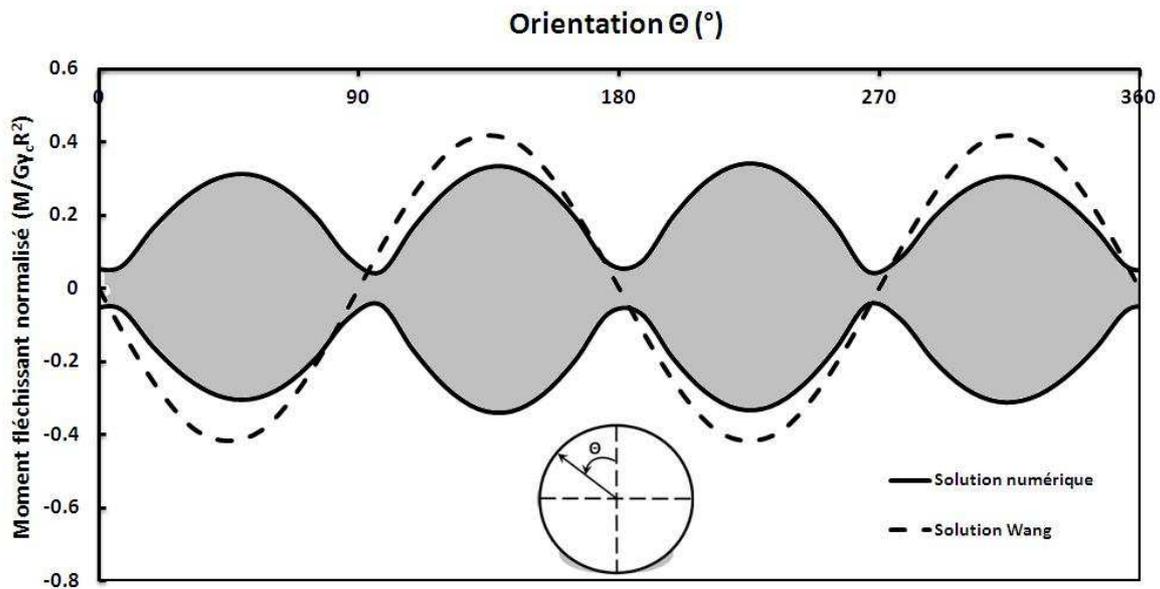
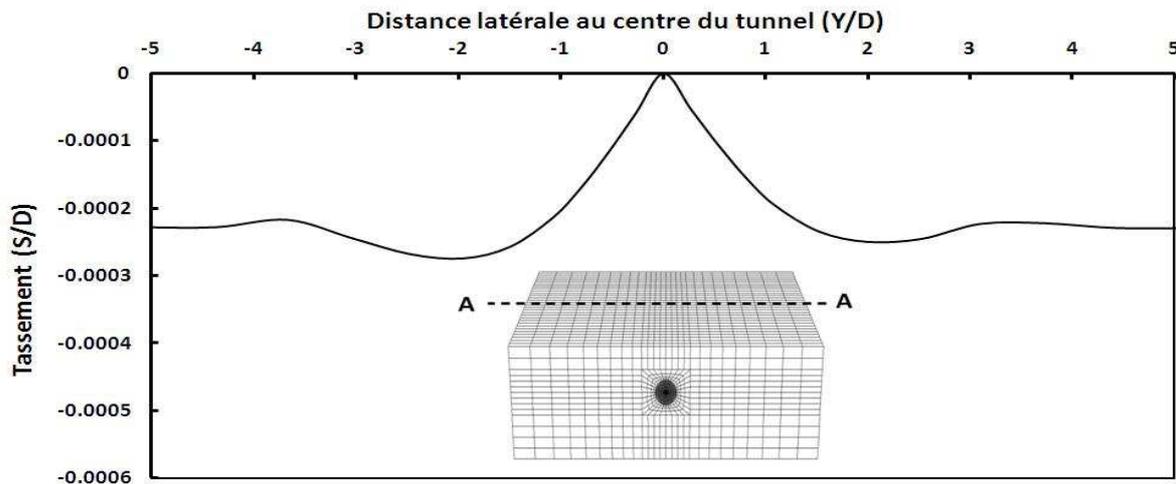


Figure II.18. Enveloppe du moment fléchissant normalisé - modèle élastique / Solution Wang

La figure (II.19) présente le tassement induit en surface sous chargement sismique. Le tassement maximal se localise autour de tunnel. Par ailleurs, le tassement au centre du tunnel est nul. Ces résultats sont en bon accord avec les résultats de Luco et De Barros (1994) et les approches numérique et analytique de Kham et al (2001). Cependant, la solution élastique ne permet pas d'estimer le tassement induit par la plasticité de sol dans le cas d'un chargement sismique. Seule une analyse non linéaire permettra d'atteindre cet objectif.



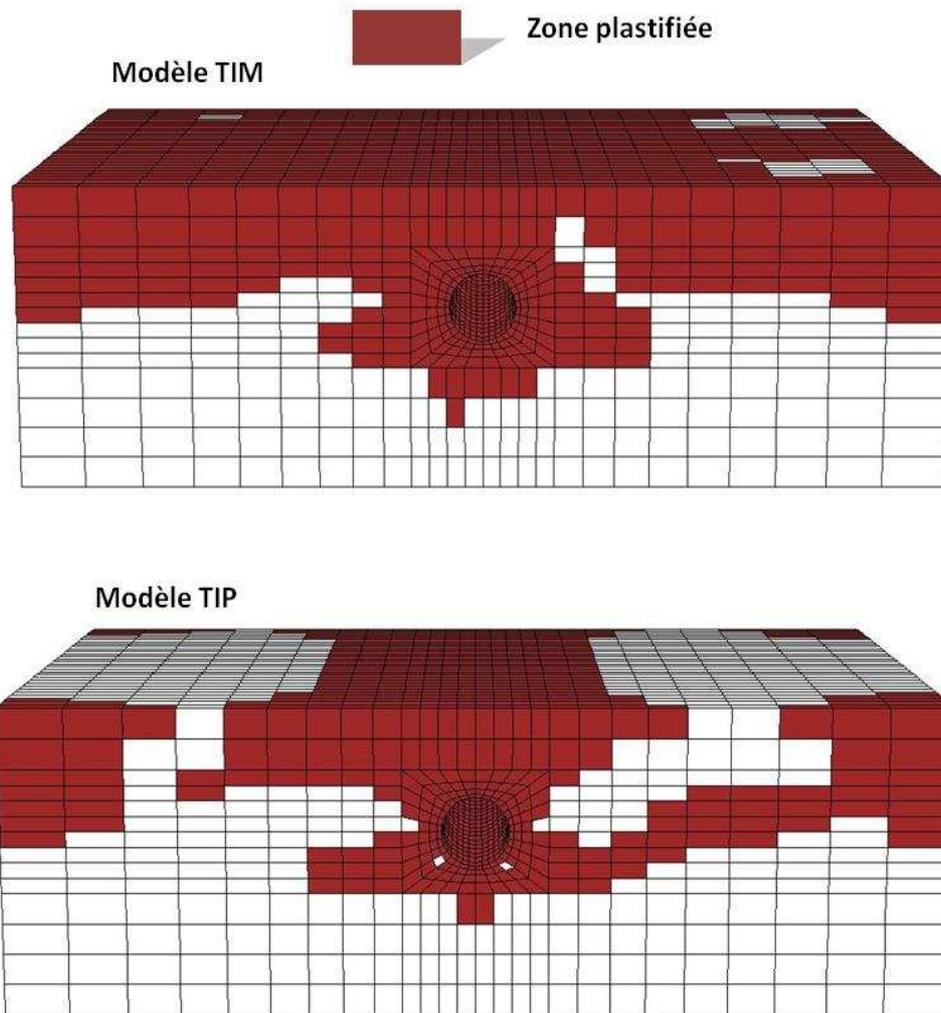
**Figure II.19.** Tassement à la surface du sol sous chargement sismique - solution élastique.

### II.3.3.2.2. Analyse non linéaire - Effet du creusement

Afin d'élucider l'effet de creusement sur la réponse sismique du tunnel, des analyses non linéaires sont effectuées sur les deux modèles (TIM et TIP). Le comportement de sol est décrit par une loi élasto-plastique sans écrouissage selon le modèle standard de l'élasto-plasticité de Mohr-Coulomb (Tableau II.1). Le chargement sismique et les conditions aux limites pour les deux modèles sont les mêmes que pour l'analyse élastique.

#### a- Diffusion de la plasticité

La figure (II.20) montre la diffusion de la plasticité suite au chargement sismique pour les deux modèles (TIM et TIP). On note que la prise en compte de l'excavation conduit à une amplification de la plasticité dans le sol. Dans le modèle TIM, l'extension de la plasticité est beaucoup plus significative que dans le cas du modèle TIP. Ce phénomène peut être expliqué par l'effet de déconfinement au cours du creusement.



**Figure II.20.** Diffusion de la plasticité sous chargement sismique.

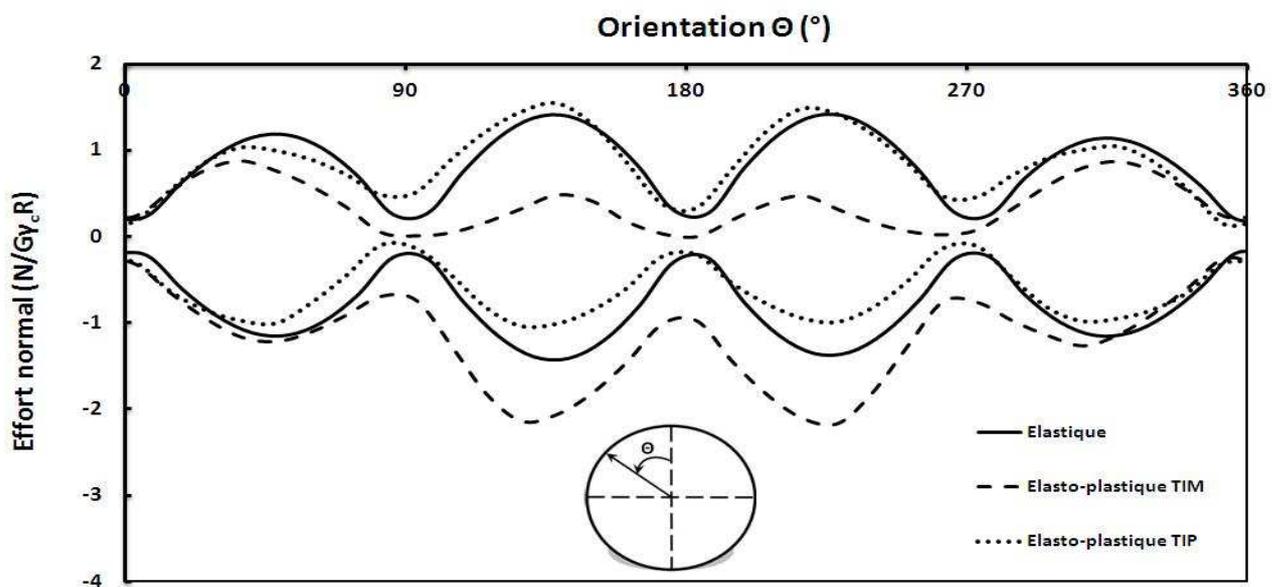
### b- Efforts internes

Les figures (II.21, II.23 et II.24) montrent les enveloppes des efforts internes normalisés induits dans le revêtement par chargement sismique. Les résultats sont présentés en fonction de  $(\Theta)$  pour les trois modèles TIP, TIM et élastique.

Concernant l'effort normal, on constate que l'effet de l'excavation a une influence qualitative et quantitative sur les résultats. Lorsque  $90^\circ < \Theta < 270^\circ$ , on observe une diminution significative de l'effort normal maximal de compression (-60%) pour le modèle TIM en comparaison avec le modèle élastique. Cette diminution dans l'effort de compression est accompagnée d'une forte augmentation de l'effort de traction (74%). L'influence de la non linéarité est beaucoup moins importante dans le cas du modèle TIP où l'effort de compression est (10%) plus élevé que celui du modèle élastique alors que pour l'effort de traction on a une

diminution de 28%. La simulation du creusement affecte d'une manière importante l'effort normal induit sous chargement sismique. Ce résultat est également bien illustré sur la figure (II.22) qui montre l'évolution de l'effort normal sous chargement sismique à  $\Theta = 45^\circ$  de la tête du tunnel.

Concernant les diagrammes du moment fléchissant, les résultats des deux modèles TIM et TIP montrent une augmentation du moment fléchissant maximal par rapport au modèle élastique (25%). Malgré l'obtention de la même valeur maximale pour les deux modèles non linéaires, on constate un petit décalage concernant l'obtention de cette valeur maximale entre les deux modèles. Toutefois, l'influence reste moins significative que dans le cas de l'effort normal. Une tendance similaire est observée pour l'effort tranchant, où la valeur maximale de l'effort tranchant augmente d'environ 25 % pour les deux modèles en comparaison par rapport au modèle élastique (22% TIM, 30% TIP).



**Figure II.21.** Enveloppe de l'effort normal sous chargement sismique.

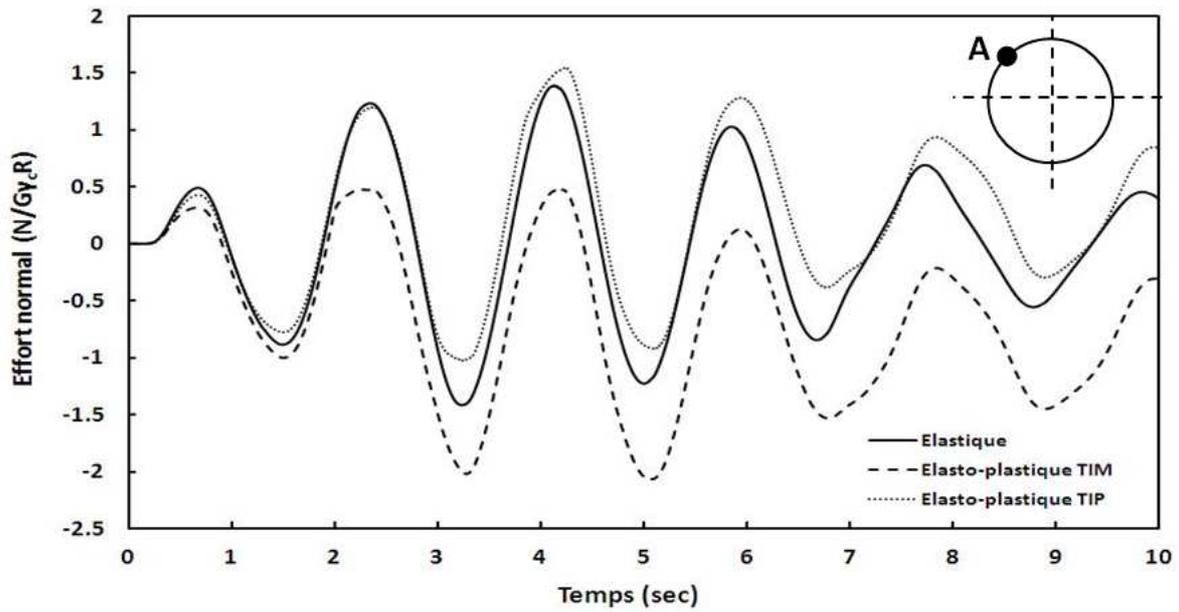


Figure II.22. Evolution de l'effort normal au cours du chargement sismique -  $\Theta = 45^\circ$ .

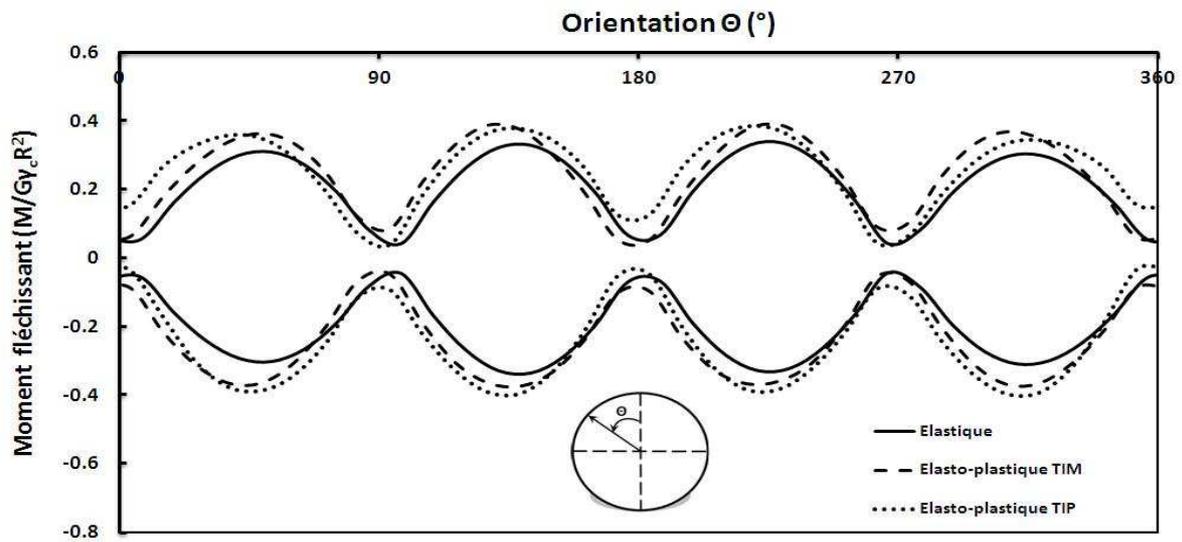
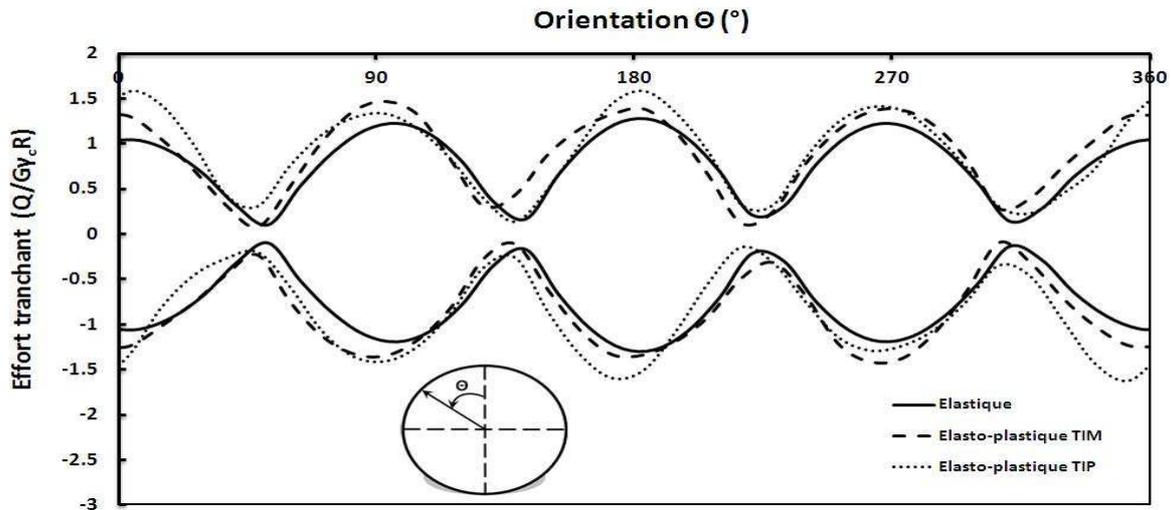


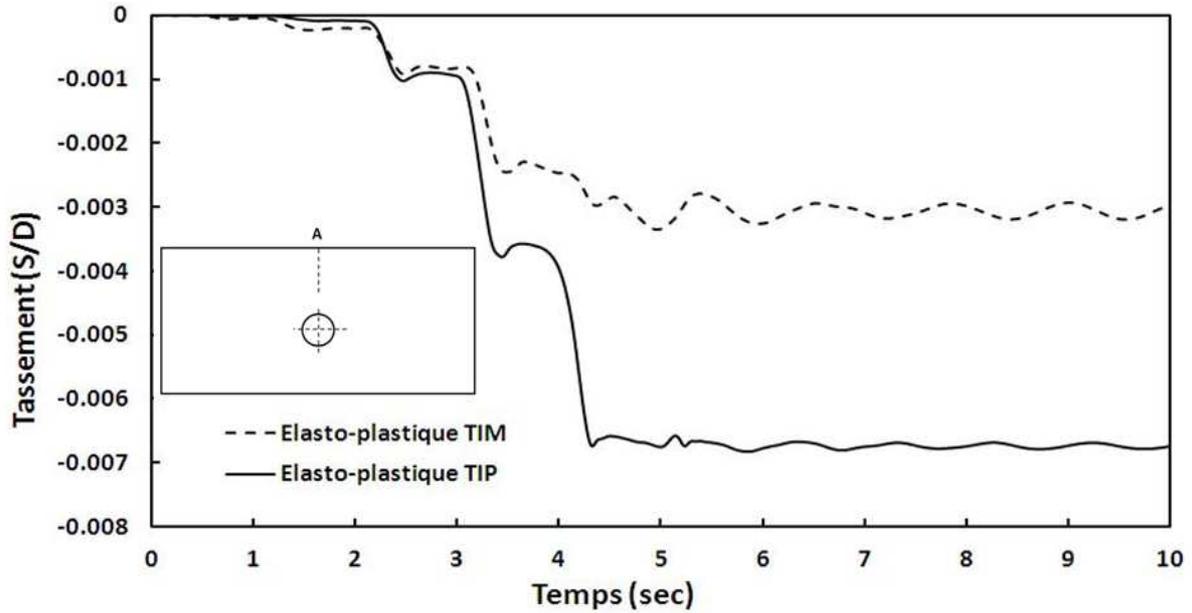
Figure II.23. Enveloppe du moment fléchissant sous chargement sismique.



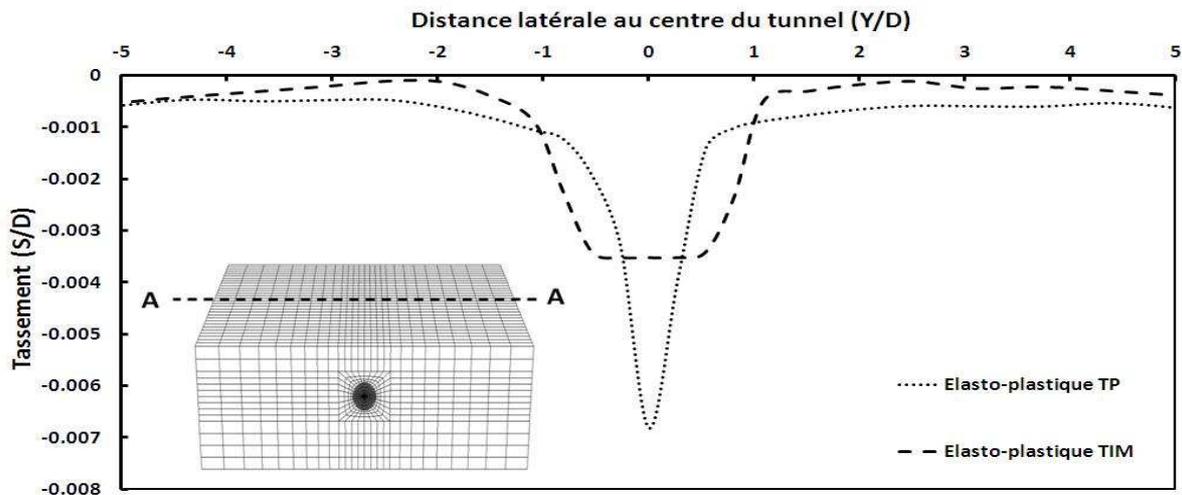
**Figure II.24.** Enveloppe de l'effort tranchant sous chargement sismique.

### c - Tassement de surface

Le tassement induit en surface constitue l'un des aspects les plus importants qu'on doit contrôler puisqu'il peut affecter la stabilité des ouvrages avoisinants en surface. La figure (II.25) montre l'évolution du tassement en surface au cours du chargement sismique pour un point situé au droit de l'axe du tunnel et pour les deux modèles TIM et TIP. On constate une chute importante entre le deuxième et quatrième cycle de chargement suivie par une stabilisation de ce tassement due à la rigidité du tunnel. Cependant, le modèle TIP montre un tassement final beaucoup plus important de celui obtenu par le modèle TIM. Ce résultat est également illustré sur la figure (II.26) qui compare les tassements maximaux à la surface libre du sol selon l'axe transversal (A-A) au cours du chargement sismique pour les 2 modèles TIM et TIP. On constate une influence quantitative et qualitative de la prise en compte de l'opération de l'excavation. Pour le modèle TIP, un pic de 6 cm est obtenu au centre du tunnel avec une atténuation rapide en s'éloignant du centre. La zone d'influence se trouve sur une distance de  $\pm 0,6 D$  à partir de centre du tunnel. D'un autre côté, le tassement obtenu avec le modèle TIM donne un maximum de 3 cm (50% moindre que celui du modèle TIP) étalée sur une distance d'environ  $2D$ .



**Figure II.25.** Evolution du tassement à la surface du sol (point A) au cours du chargement sismique.



**Figure II.26.** Tassement à la surface du sol due au chargement sismique.

### II.3.4. Analyse paramétrique

Les résultats obtenus pour l'exemple de référence montrent une influence non négligeable de la prise en compte de l'opération du creusement sur la réponse sismique du système sol-tunnel. Dans cette section, une analyse paramétrique est effectuée en fonction de la profondeur du tunnel, des paramètres du creusement ( $\alpha_{dec}$ ,  $L_{dec}$ ) et du niveau de chargement.

#### II.3.4.1. Effet de la profondeur du tunnel

Afin d'examiner l'effet de la profondeur du tunnel, les simulations numériques sont réalisées pour deux valeurs de profondeur de l'axe du tunnel  $H = 1,8D$  et  $H = 3D$  (figure II.27) correspondant à un tunnel peu profond et un tunnel profond respectivement.

Comme la hauteur de la couche du sol n'est pas la même, la fréquence du chargement sismique appliquée est choisie égale à la troisième fréquence propre du sol dans chaque modèle ( $f = 1,422\text{Hz}$  pour  $H = 1,8D$  et  $f = 1,095\text{ Hz}$  pour  $H = 3D$ ).

La figure (II.28) présente les efforts internes dans le revêtement d'un tunnel profond. Les résultats obtenus confirment la même tendance observée pour le cas de référence. L'effet de creusement est important pour l'effort normal. Cette influence est moins significative pour les enveloppes du moment fléchissant et d'effort tranchant.

Dans le cas du tunnel profond (figure II.28), on note que les résultats obtenus avec les deux modèles (TIM et TIP) sont très proches. La simulation de l'opération du creusement n'a pas une influence significative sur les efforts induits dans le tunnel.

La figure (II.29) compare les tassements induits à la surface libre sous chargement sismique pour les deux tunnels profond et peu profond. Comme dans le cas de référence on remarque que pour le tunnel peu profond, la simulation du creusement affecte qualitativement et quantitativement le tassement à la surface. Dans le cas du tunnel profond, le tassement maximal obtenu dans les deux modèles est quasiment le même.

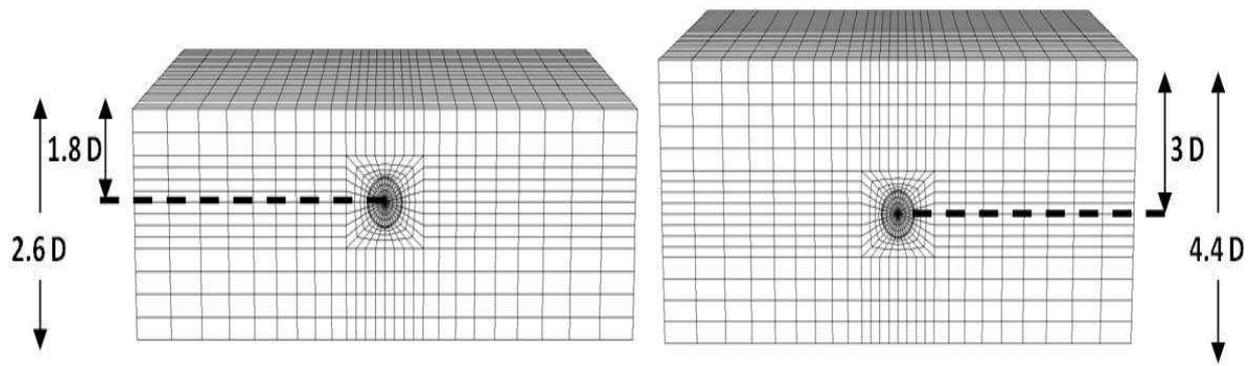


Figure II.27. Deux tunnels de profondeurs  $H = 1,8 D$  et  $H = 3D$  - Maillage utilisé.

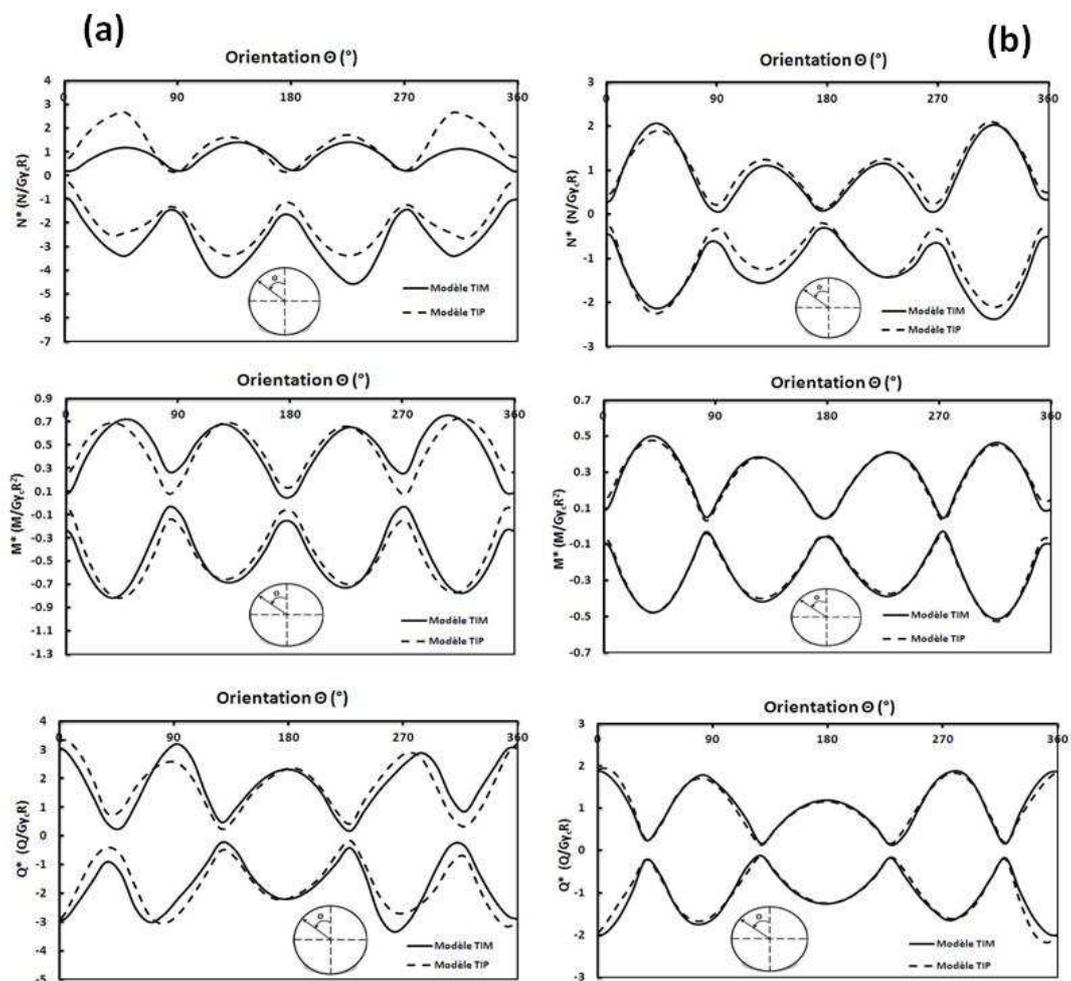
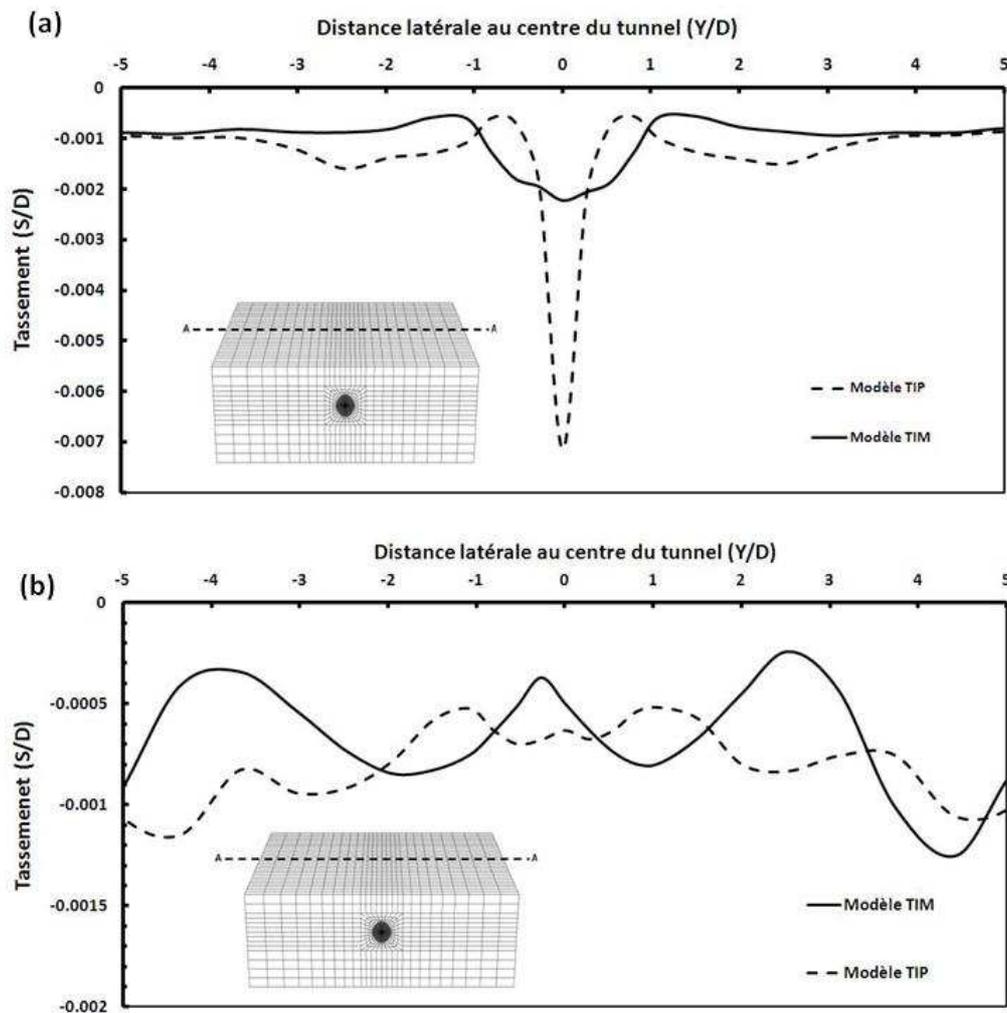


Figure II.28. Effet d'excavation sur les efforts internes en fonction de la profondeur (a) tunnel peu profond ( $H = 1,8D$ ) (b) tunnel profond ( $H = 3D$ ).



**Figure II.29.** Tassement à la surface du sol (a) tunnel peu profond ( $H = 1,8D$ ) (b) tunnel profond ( $H = 3D$ ).

### II.3.4.2. Effet des paramètres de creusement

#### II.3.4.2.1. Influence de $L_{dec}$

Afin d'analyser l'influence de la longueur de la zone non soutenue  $L_{dec}$  sur la réponse sismique d'un tunnel, la simulation du creusement a été effectuée avec une autre valeur de  $L_{dec} = D/2$  en comparaison avec  $L_{dec} = D/3$  pour le cas de référence. Les autres paramètres ont été maintenus identiques au cas de référence. Les figures (II.30, II.31 et II.32) montrent les enveloppes des efforts internes induits dans le tunnel pour les valeurs de  $L_{dec}$  en comparaison avec le modèle TIP.

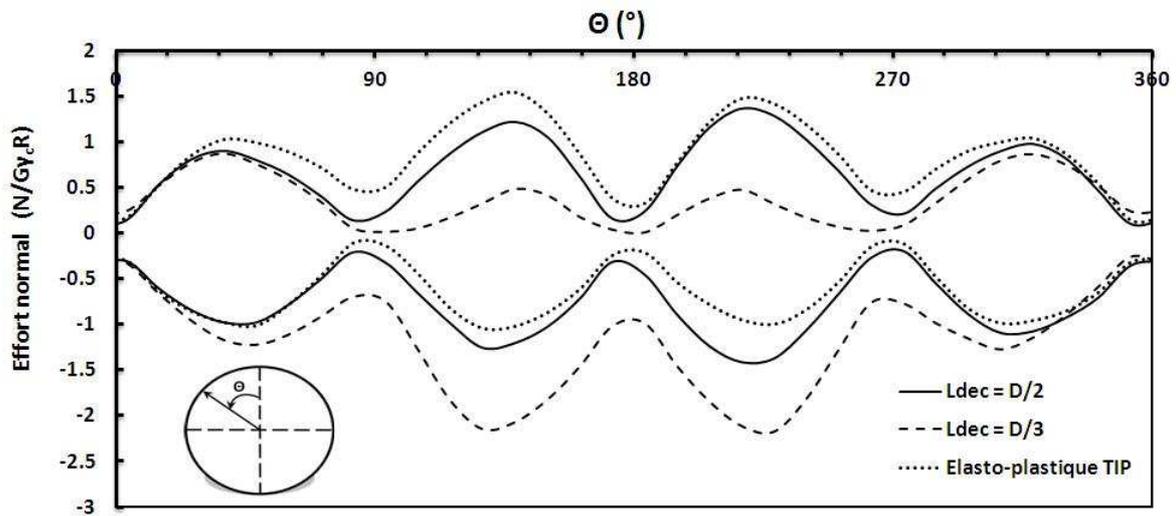
On note que le paramètre de  $L_{dec}$  affecte d'une manière sensible la distribution de la l'effort normal induit dans le revêtement sous chargement sismique. En passant de  $L_{dec} = D/3$

à  $L_{dec} = D/2$ , l'effort de compression maximal augmente de 57% alors que l'effort de traction diminue de 35%. En comparant les résultats avec ceux du modèle TIP, on voit que l'augmentation de  $L_{dec}$  de  $D/3$  à  $D/2$  est accompagnée par une diminution de la divergence des résultats entre le modèle TIM et TIP.

Les enveloppes de l'effort tranchant présentées dans la figure (II.31) nous montrent que l'influence de la zone non soutenue n'est pas négligeable. Cet effort augmente de 55% en passant de  $L_{dec} = D/3$  à  $L_{dec} = D/2$  en particulier à la clé du tunnel.

Concernant le moment fléchissant, sa valeur maximale augmente avec l'augmentation  $L_{dec}$ . Lorsque  $L_{dec}$  croît de  $D/3$  à  $D/2$ , la valeur maximale du moment fléchissant augmente de 13%.

Les cuvettes de tassement à la surface du sol, résultant du chargement sismique sont présentées dans la figure (II.33). L'évolution du déplacement vertical au centre du tunnel est très importante en fonction de la longueur de la zone non soutenue. Le tassement maximal induit au centre augmente d'environ 38% lorsque  $L_{dec}$  passe de  $D/3$  à  $D/2$ . De plus, on remarque une tendance qualitative qui se rapproche plus de celle obtenue avec un modèle TIP.



**Figure II.30.** Influence de  $L_{dec}$  - Effort normal normalisé.

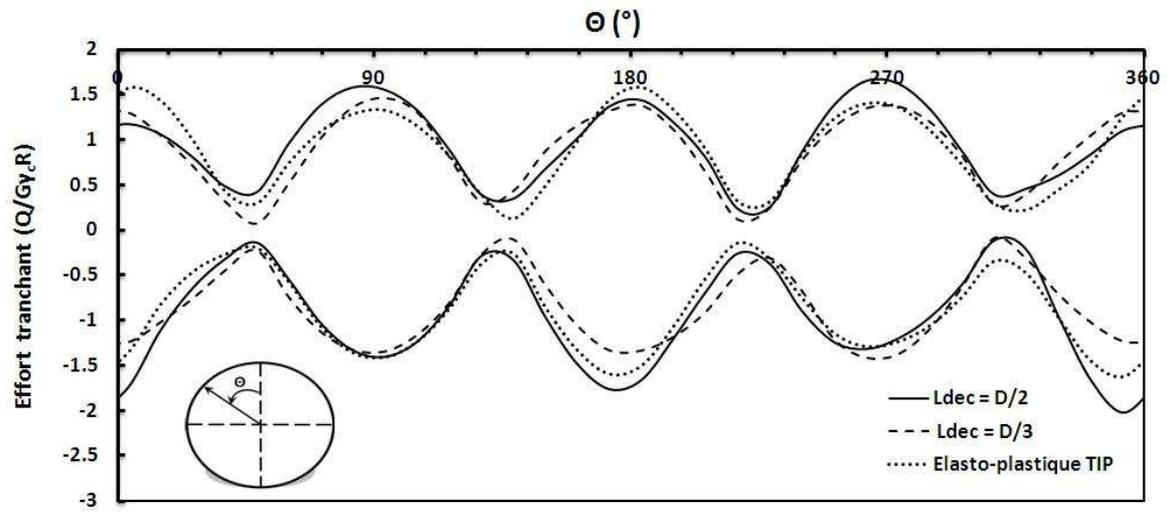


Figure II.31. Influence de  $L_{dec}$  - Effort tranchant normalisé.

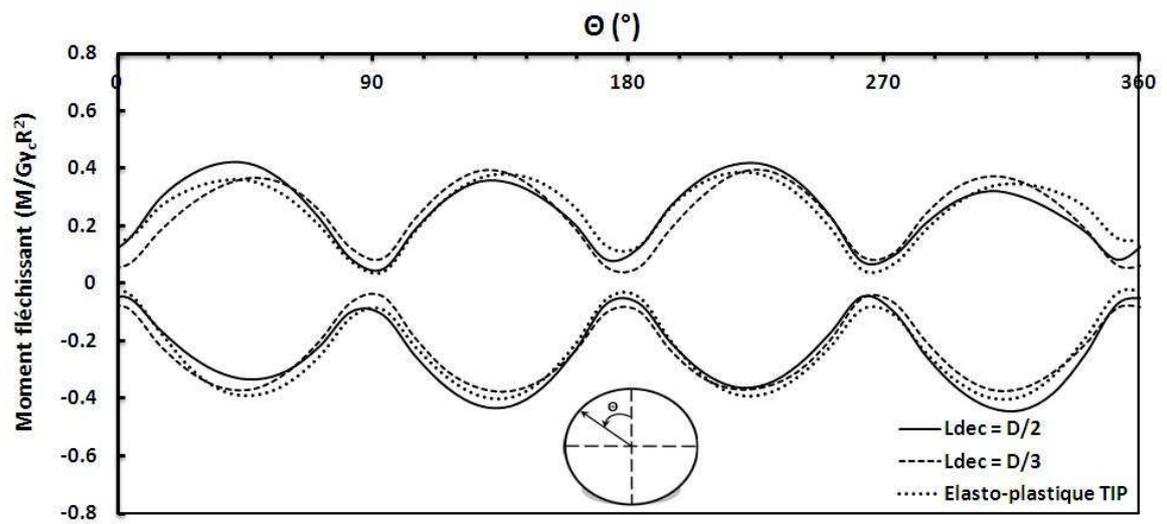
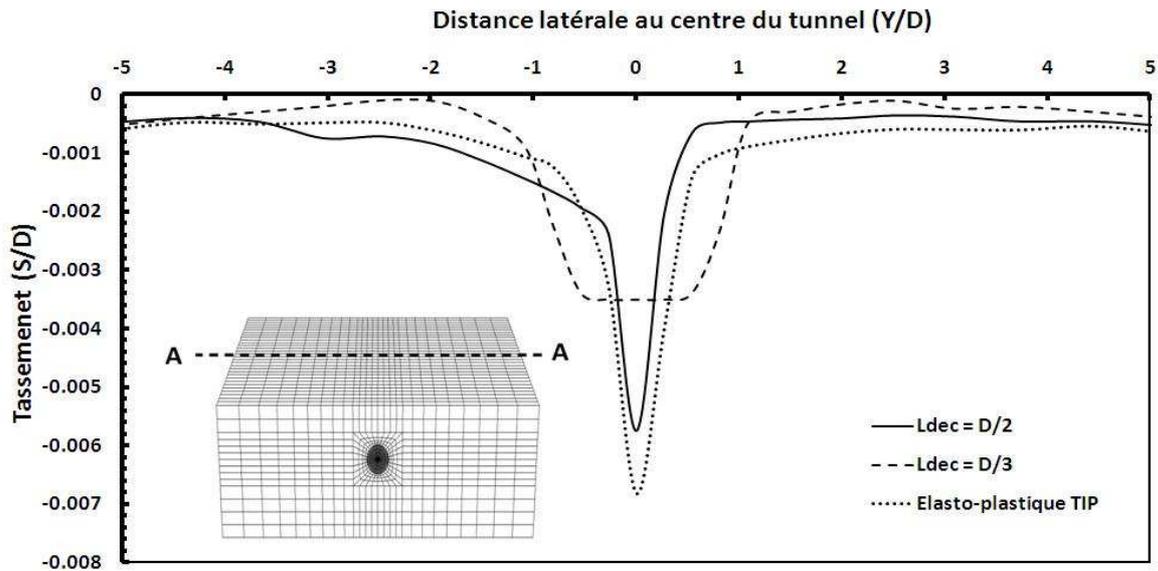


Figure II.32. Influence de  $L_{dec}$  - Moment fléchissant normalisé.



**Figure II.33.** Influence de  $L_{dec}$  - Tassement en surface.

#### II.3.4.2. 2. Influence de $\alpha_{dec}$

Cette partie concerne l'influence du deuxième paramètre du creusement  $\alpha_{dec}$ . Trois valeurs ont été utilisées dans l'analyse paramétrique :  $\alpha_{dec} = 0,5$  (référence), 0,4 et 0,3. L'influence de ce paramètre sur la réponse sismique du système sol-tunnel est illustrée sur les figures (II.34, II.35 et II.36).

Les résultats montrent que le coefficient de déconfinement  $\alpha_{dec}$  a une influence importante sur l'effort normal et sur le tassement induit en surface. Cependant, cet effet est négligeable sur le moment fléchissant et l'effort tranchant. La diminution de  $\alpha_{dec}$  est accompagnée par une réduction de l'effort de traction et une augmentation de l'effort de compression. Lorsque  $\alpha_{dec}$  diminue de 0,5 à 0,3, on obtient une diminution de l'effort de traction normalisé 16 %. D'un autre côté, l'effort de compression augmente de 41 %.

L'influence de  $\alpha_{dec}$  sur le tassement en surface est illustrée sur la figure (II.37). On constate une diminution de ce tassement avec la diminution du coefficient de déconfinement. A titre d'exemple, le tassement maximal induit au centre diminue d'environ 30 % lorsque  $\alpha_{dec}$  diminue de 0,5 à 0,3.

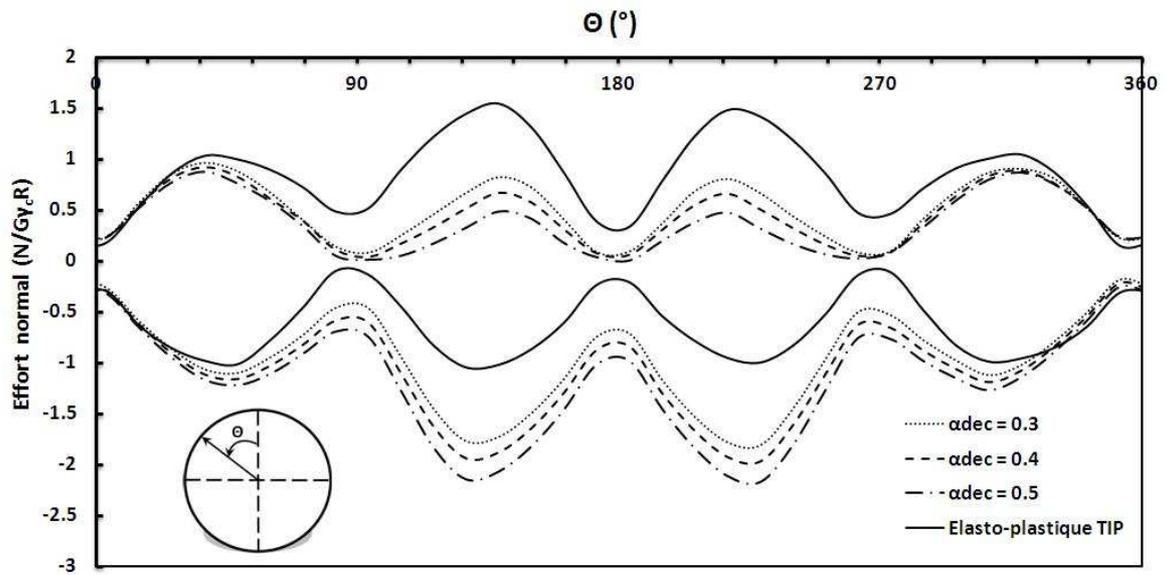


Figure II.34. Influence de  $\alpha_{dec}$  - Effort normal normalisé.

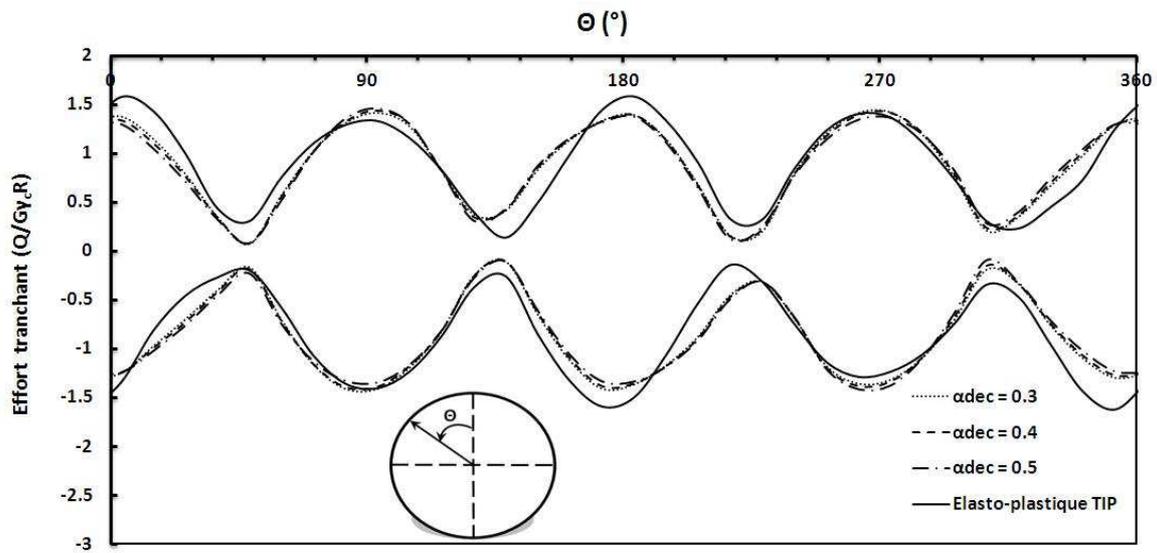


Figure II.35. Influence de  $\alpha_{dec}$  - Effort tranchant normalisé.

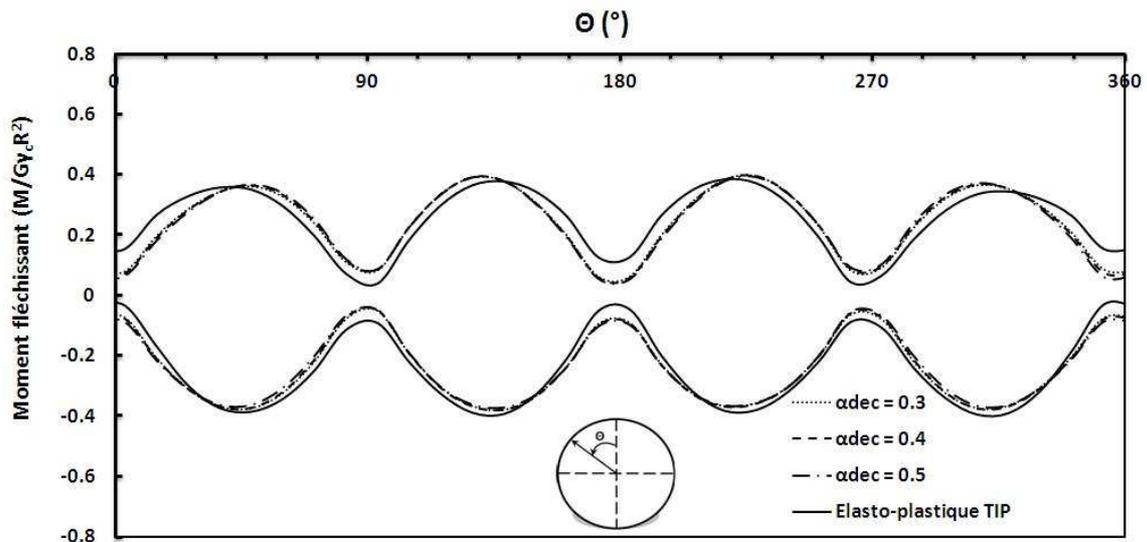


Figure II.36. Influence de  $\alpha_{dec}$  – Moment fléchissant normalisé.

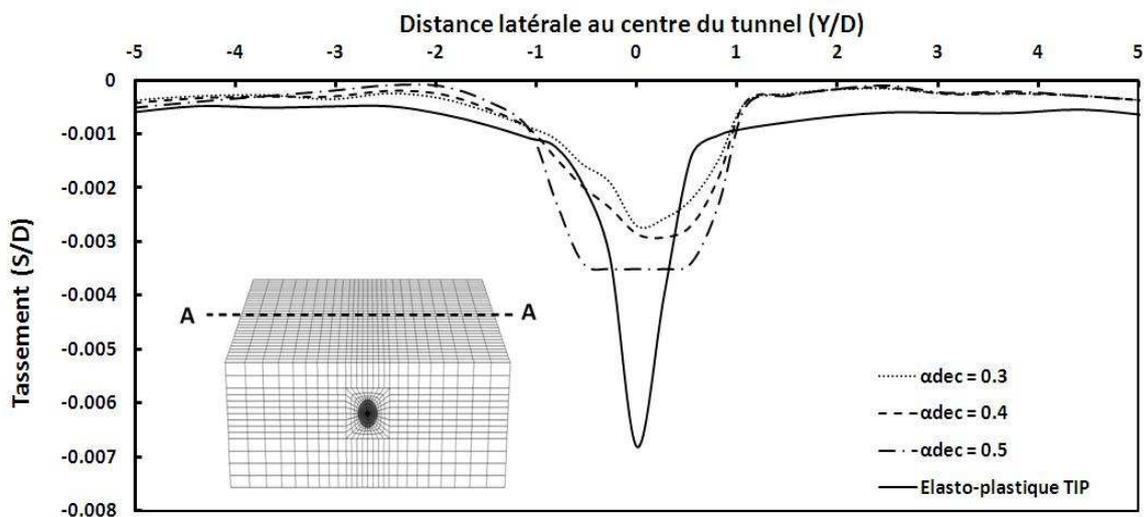
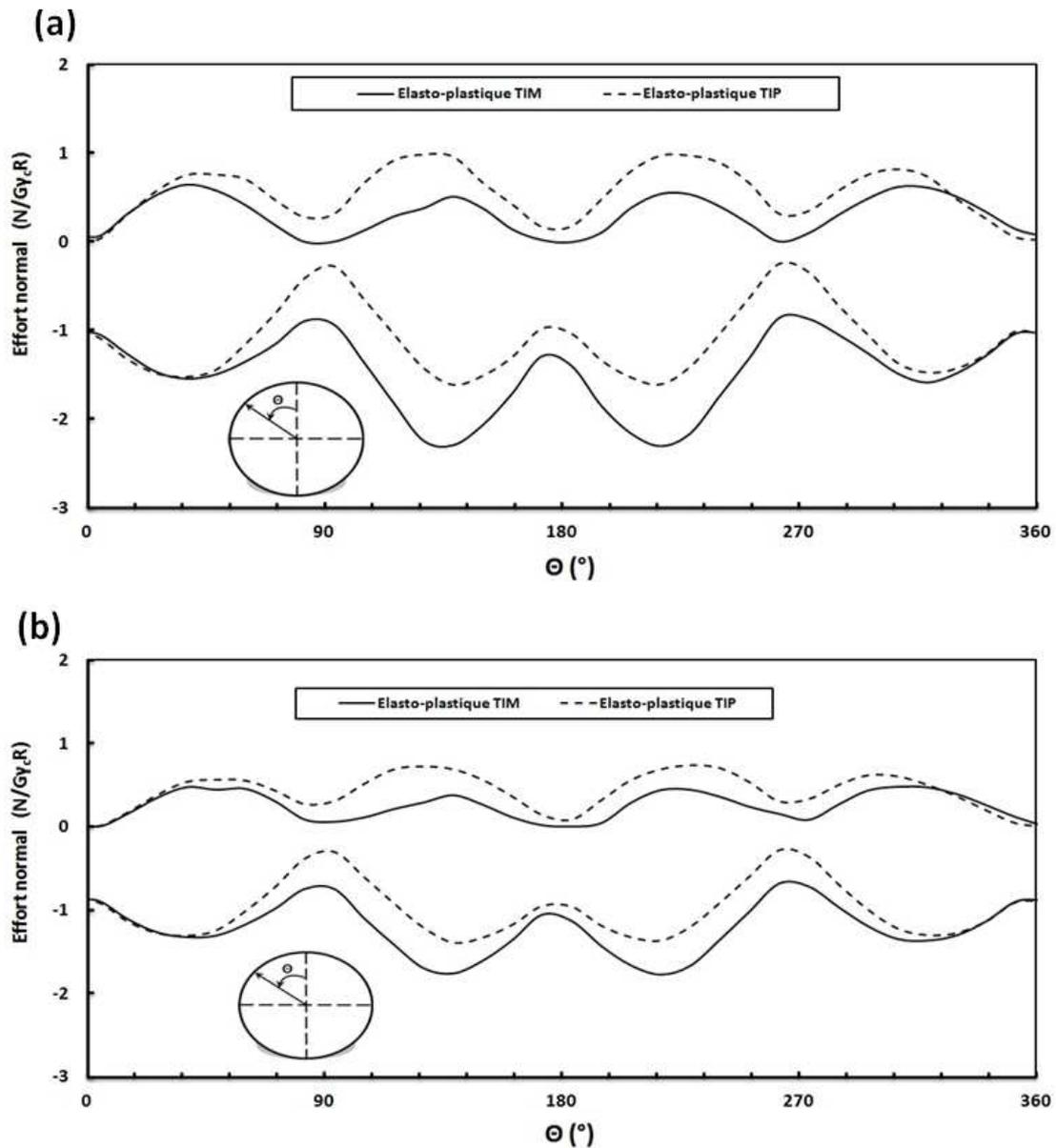


Figure II.37. Influence de  $\alpha_{dec}$  – Tassement à la surface.

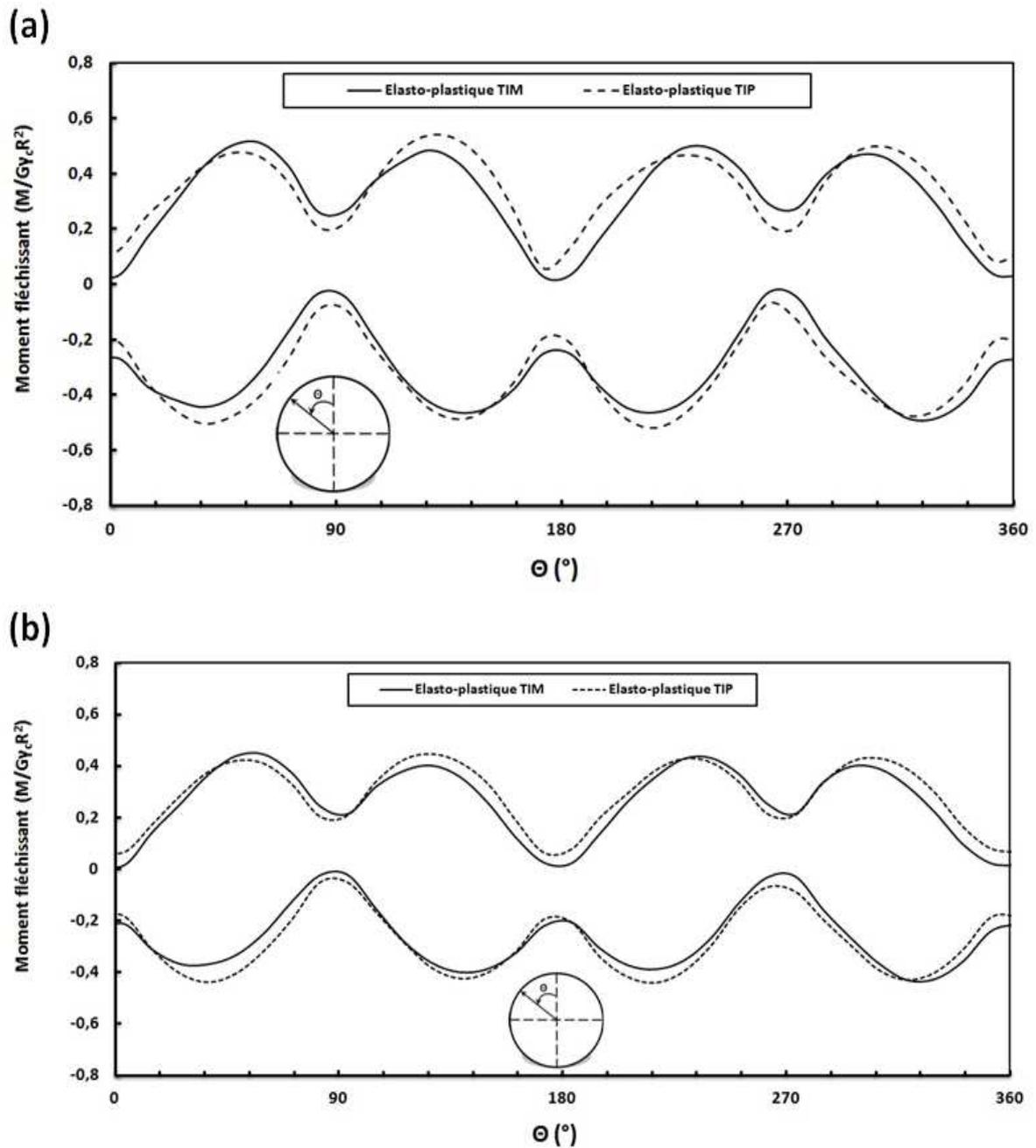
### II.3.4.3. Effet de l'amplitude du chargement sismique

L'amplitude de chargement a été fixée à 0,1g pour le modèle de référence. Dans cette section, nous comparons les deux modèles TIM et TIP pour de plus fortes amplitudes de chargement 0,3g et 0,4g. Les résultats sont illustrés sur les figures (II.38, II.39 et II.40). On retrouve la même tendance observée pour le cas de référence. Ils montrent une diminution globale des efforts normalisés avec l'augmentation de l'amplitude de chargement. Ceci est dû

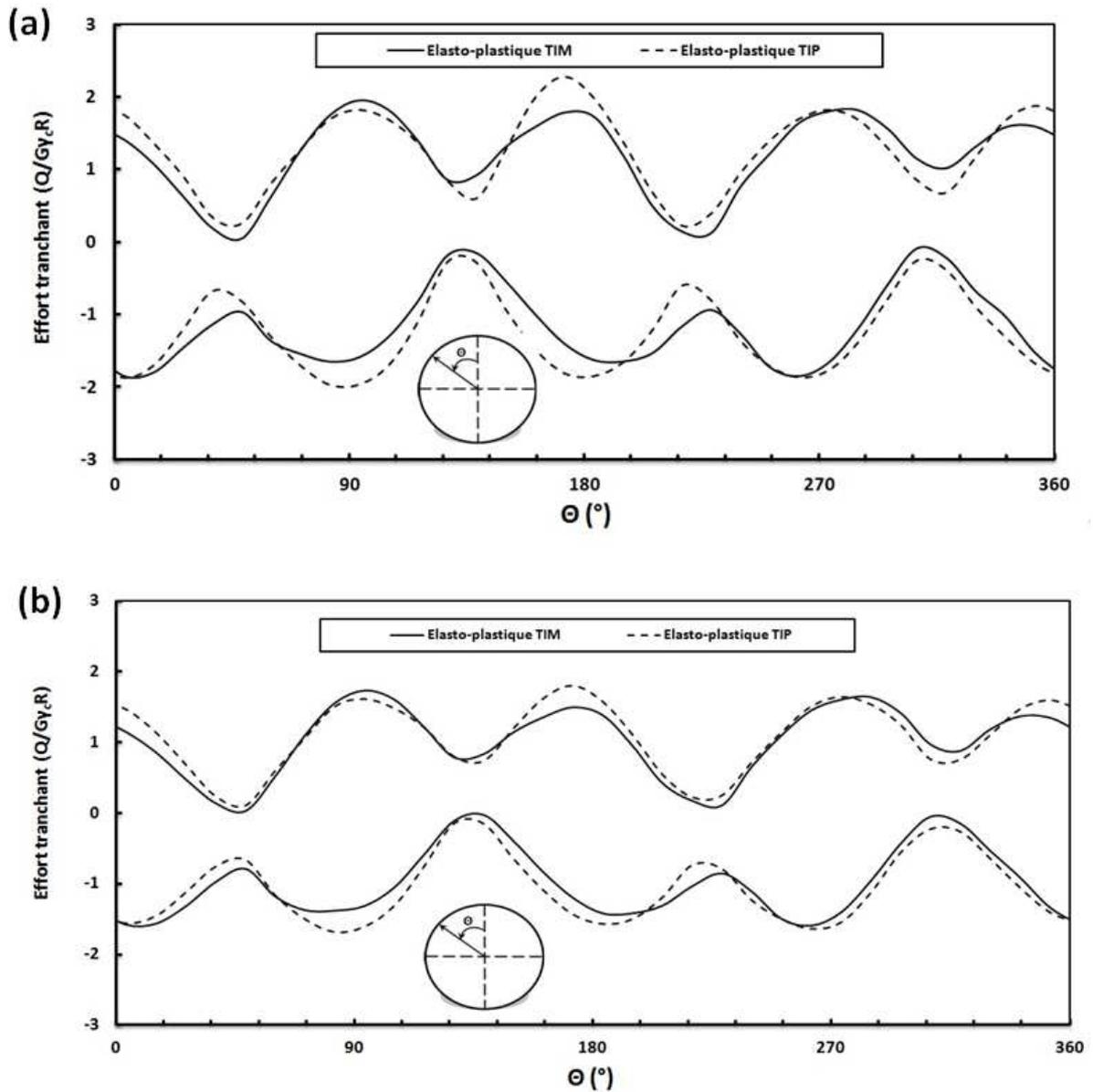
à une plus forte dissipation de l'énergie suite à l'extension de la plasticité dans le sol. Pour le chargement de 0,4g, on constate que la différence entre les modèles TIM et TIP est moins importante que dans le cas de référence ou le chargement 0,3g.



**Figure II.38.** Influence du niveau de chargement - Effort normal normalisé : a)  $\ddot{u}_g = 0,3g$ , b)  $\ddot{u}_g = 0,4g$ .



**Figure II.39.** Influence du niveau de chargement - Moment fléchissant normalisé : a)  $\ddot{u}_g = 0,3g$ , b)  $\ddot{u}_g = 0,4g$ .



**Figure II.40.** Influence du niveau de chargement - Effort tranchant normalisé : a)  $\ddot{u}_g = 0,3g$ , b)  $\ddot{u}_g = 0,4g$ .

## II.4. Conclusion

Ce chapitre a comporté une analyse numérique de l'effet du creusement du tunnel sur l'interaction sol-tunnel sous chargement sismique en sol meuble. L'opération du creusement induit une perturbation importante du champ de contraintes dans le massif adjacent au tunnel. L'influence du creusement sur la réponse sismique du système a été étudiée en comparant la

réponse des deux modèles TIM où le creusement est modélisé et TIP qui ne tient pas compte de l'effet des travaux d'excavation.

Les résultats des simulations numériques 3D montrent que la simulation du creusement n'est pas importante dans les cas des tunnels profonds. Cependant, dans le cas des tunnels peu profonds, l'influence de l'opération du creusement est significative et doit être pris en compte dans l'évaluation de la réponse sismique du système sol-tunnel. Négliger l'effet du creusement conduit à une forte surestimation du tassement induit en surface et conduit à une mauvaise évaluation des efforts internes. Une forte divergence des résultats entre les modèles TIM et TIP est observée pour l'effort axial où la prise en compte du creusement est accompagnée par une augmentation de l'effort de traction maximale et une diminution de l'effort de compression. Cette influence est moins significative pour le moment fléchissant et l'effort tranchant.

L'effet du creusement est dépendant des paramètres du creusement qui sont le coefficient de déconfinement  $\alpha_{dec}$  et la longueur non soutenue  $L_{dec}$ . Lorsque  $L_{dec}$  augmente, on trouve que la réponse du système sol-tunnel s'approche de celle obtenue avec le modèle TIP. L'effet de variation  $\alpha_{dec}$  est négligeable sur le moment fléchissant et l'effort tranchant. D'un autre côté, on obtient une diminution du tassement en surface avec la diminution de  $\alpha_{dec}$ . L'effort normal dépend également de  $\alpha_{dec}$  où on obtient une diminution de l'effort de traction et une augmentation de l'effort de compression dans le revêtement avec la diminution de  $\alpha_{dec}$ . Ceci traduit donc l'importance de bien caler les paramètres du modèle de creusement sur de données in-situ.



# **Chapitre III**

## **Analyse de la stabilité du front de taille sous chargement dynamique**

### III.1. Introduction

La stabilité du front de taille est directement liée à la sécurité et à la réussite de la construction d'un tunnel. Selon (Lunardi, 2008), les déformations de ce secteur est un indicateur important de l'efficacité des techniques de stabilisation. La stabilité du front de taille sous chargement statique a fait l'objet de plusieurs travaux de recherches (Dias, 1999; Yoo et al, 2002, 2003; Trompille, 2003 ; Kim et Flonon, 2010). Par contre, son étude sous sollicitation dynamique reste peu abordée.

Ce chapitre est consacré à l'étude de la stabilité du front de taille sous chargement sismique en comparaison avec l'état statique. Une étude bibliographique sur le renforcement du front de taille est présentée. Puis, on propose de traiter le problème à l'aide d'une modélisation numérique tridimensionnelle et non linéaire avec le code de calcul de différences finis FLAC3D, en utilisant la méthodologie d'excavation présentée dans le deuxième chapitre. Le cas de référence représente un tunnel au cours de creusement. Trois configurations de front de taille seront considérées : front libre sans aucun type de renforcement, front renforcé par des boulons en fibre de verre puis front renforcé par une pression de confinement en paroi. De plus, une étude paramétrique permettant de définir l'impact du boulonnage sur le massif environnant est proposée, portant notamment sur la densité de boulonnage, la longueur initiale de boulon et la profondeur de l'axe de tunnel.

### III.2. Renforcement du front de taille

La technologie de boulonnage est souvent indissociable des travaux souterrains. Elle vise deux catégories d'objectifs :

- éviter une instabilité locale ou globale, et/ou
- limiter les déformations du terrain.

Elle permet en effet de créer un noyau de sol renforcé avec des caractéristiques de résistance et de raideur supérieurs au terrain en place. Elle permet également de limiter les déformations axiales du terrain situé à l'avant du front. Cette technique consiste à renforcer

le terrain par des boulons, le plus souvent en fibre de verre, répartis sur la surface du front de taille et orientés dans l'axe du tunnel. En s'opposant aux déformations du terrain, les boulons subissent une mise en tension progressive. Afin de prendre en compte l'effet des boulons dans un modèle numérique, plusieurs possibilités s'offrent à nous :

- Amélioration des caractéristiques du massif
- Pression de confinement en paroi
- Simulation explicite des boulons

Dans le premier cas, les méthodes de résolution font appel aux approches par homogénéisation. De nombreux travaux existent dans la littérature, Dias (1999) en rappelle les principes. Cette approche ne sera pas traitée dans ce chapitre.

Dans le deuxième cas, l'approche consiste à appliquer une pression au front de taille permettant d'assurer sa stabilité, apportée par les boulons mis en place. Cela s'apparente à modéliser les techniques de pressurisation de front de taille, tel que proposées par Mroueh (1998), à condition de corrélérer la valeur de la pression à la densité de boulons mis en place.

Dans le troisième cas, l'approche globale qui consiste à modéliser les boulons ancrés dans le massif de sol requiert un modèle numérique complexe, tridimensionnel, ayant recours à des éléments « poutres » unidimensionnels pour modéliser les boulons, et des éléments massifs pour représenter le sol. On propose dans cette thèse de comparer l'approche globale à une approche par pressurisation du front de taille.

### III.2.1. Bref historique

Le boulonnage par des barres d'acier est apparu dans les années 50 dans les mines aux Etats-Unis. Les premières réalisations en France en Génie Civil étaient dans les chantiers souterrains réalisés par EDF. L'usage de boulonnage permettait de traiter des difficultés particulières, par exemple la rupture fragile de granites à forte profondeur dans des galeries hydrauliques, que ne parvenait pas à maîtriser un soutènement classique par cintres (Duffaut, 1988, Schlosser, 1997).

L'usage de boulons à scellement réparti date des années 60, d'abord au mortier de ciment puis à la résine. Puis, au cours des années 1980, ont été mis au point des boulons à friction, dont le scellement est assuré par placage de leur surface latérale sur le terrain. L'idée d'appliquer le boulonnage au front de taille du

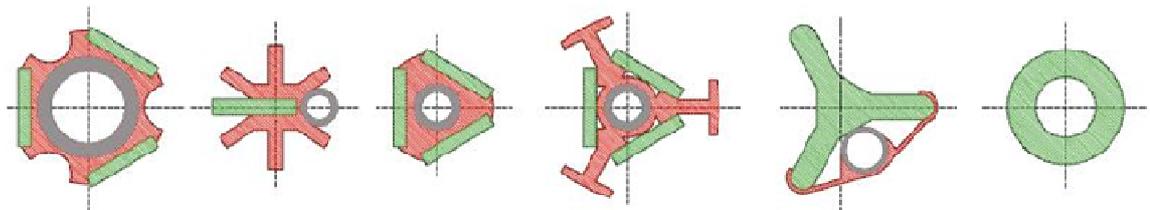
tunnel s'est développée dans les années 80 et sa première utilisation concerne un des tunnels de la ligne ferroviaire Grande Vitesse Rome-Florence, en Italie, en 1988. Les boulons utilisés sont en fibre de verre. Depuis, de nombreux tunnels, notamment français et italiens, ont été creusés à front ouvert en utilisant cette technique, comme le montre le Tableau III.1.

**Tableau III.1.** Exemples des tunnels dont le front de taille est renforcé par des boulons

Année	Pays	Projet	Long. (m)	Sect. (M)	Prof. (m)	Type
1975-80	France	Tunnel du Fréjus	12870	80	1600	radial
1983-86	France	Tunnel de Chamoise	3300	80	400	radial
1988-90	Italie	Ligne GV Rome-Florence	7370			frontal
1990-91	France	Tunnel de la Galaure	2680	145	80	frontal
1991	Italie	Tunnel de San Vitale	1300	110	Max.150	Radial+ frontal
1993	Italie	Tunnel de Vasto	4970	80	100	frontal
1995-99	France	Tunnel de Toulon	1200*2	100	35	Radial+ frontal
1997-98	France	Tunnel de Tartaiguille	2340	180	100-140	Radial+ frontal

### III.2.2. Boulons en fibre de verre

Des boulons frontaux légers en matériaux composite de fibre de verre et de résine polyesters à ancrage réparti sont scellés dans des forages de grande longueur. Il en existe plusieurs types, selon leur forme (figure III.1), dont l'état de surface doit permettre une bonne adhérence avec le scellement. Les différents éléments formant un boulon sont assemblés sur chantier et sont continûment scellés dans les forages horizontaux de longueur généralement compris entre 10 et 25 mètres. Les forages frontaux sont d'environ 100 mm de diamètre réalisé à l'aide d'une foreuse et le diamètre externe du boulon environ de 50 mm (figure III.2).



**Figure III.1.** Types de boulon en verre.



**Figure III.2.** Pose de boulons en fibre de verre au front de taille - tunnel de S. Vitale 1993 – Italie.

Du point de vue mécanique, ils présentent une grande déformabilité (module d'Young au maximum 30 MN). La résistance à la traction est moindre que l'acier permet de casser à l'aise les éléments de fibre de verre, sans risques et sans endommager les machines de chantier.

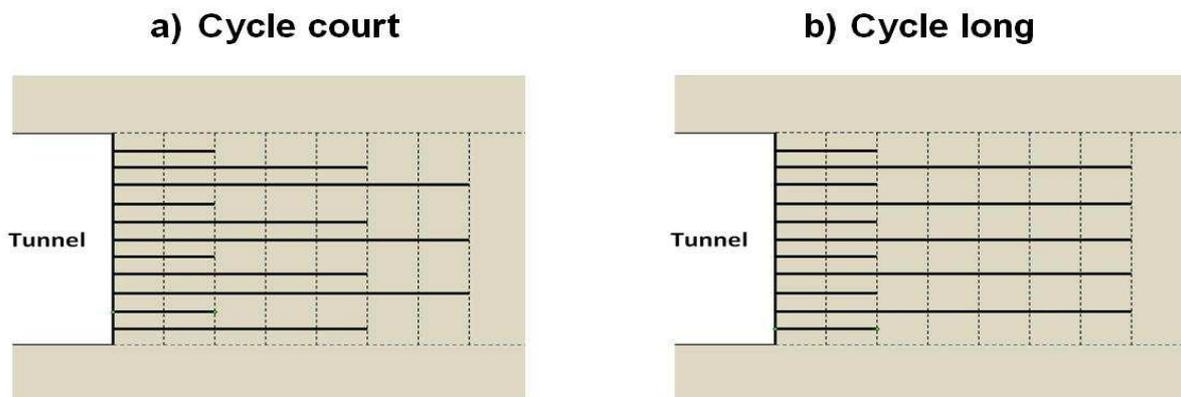
En comparaison avec la technique de bouclier pressurisé, le boulonnage du front présente une grande flexibilité, un contrôle possible au cours de construction de tunnel, un coût moins cher et la possibilité de traiter la pleine section au cours de creusement à une vitesse élevée (Pelizza et Peila, 1993 ; Lunardi, 1997).

### III.2.3. Mise en place dans le massif

Les boulons sont inclinés et de grande longueur, parallèles à l'axe du tunnel dans des forages horizontaux. Le renouvellement de boulons au front de taille doit impliquer une densité constante de renforcement du noyau. Ce renouvellement change selon les chantiers (la performance des boulons, les caractéristiques géotechniques de sol, les paramètres géométriques de l'ouvrage et le champ de contraintes initial dans le sol) (Dias, 1999).

L'opération de renouvellement se pratique selon deux modes (figure III.3):

- Le cycle court : les boulons sont renouvelés partiellement à chaque phase d'excavation, la densité de boulons décroît à l'avant du tunnel. Dans le cas du tunnel de Toulon par exemple, les boulons sont renouvelés tous les trois mètres (Robert et Bernardet, 1996).
- Le cycle long : le renouvellement total du boulonnage est effectué dès que la longueur de boulons n'est plus capable de garantir la stabilité de front de taille. La longueur de boulons décroît avec l'avancement d'excavation.



**Figure III.3.** Renouvellement de boulons du front.

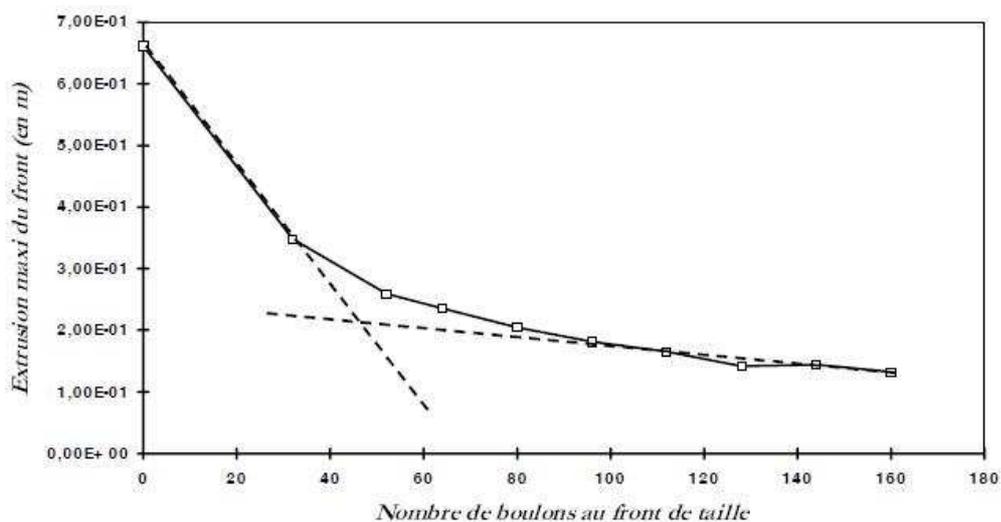
### III.2.4. Etat de l'art

Des études précédentes sur le boulonnage au front de taille ont permis de déterminer les paramètres critiques de ce type de renforcement (Dias D. , 1999, Yoo C, 2002, Yoo, 2003, Trompille, 2003).

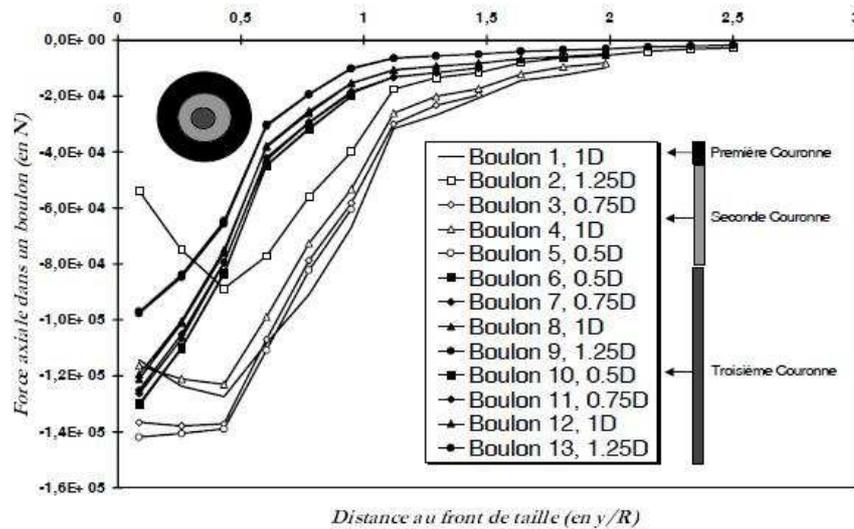
Dias (1999) a fait des études sur le comportement d'un front de taille renforcé par boulonnage dans le cadre de tunnel de Toulon. Il a présenté de simulations tridimensionnelles d'un front de taille boulonné sous sollicitations statique. Il a observé les phénomènes suivants :

- Le renforcement par boulonnage est capable de réduire l'extrusion de front de taille de 60%, mais il ne permet pas de conserver le massif dans un état purement élastique (figure III.4).
- Le comportement des boulons mis en place au front de taille peut être décrit en trois zones (figure III.5).
  - La zone de confinement du front concentrée sur une distance d'environ de demi rayon en avant du front.
  - La zone d'ancrage s'étend entre 0.5 et 1.2 rayons.
  - Le reste où les boulons ne travaillent plus pratiquement.
- Le chargement maximal d'un boulon se trouve en tête.
- La force maximale dans un boulon diminue inversement avec la densité des boulons (figure III.6).
- L'influence de la longueur du boulonnage se limite à un peu plus d'un rayon du tunnel. Au delà de cette dimension, les inclusions n'ont pratiquement plus d'effet sur l'extrusion.

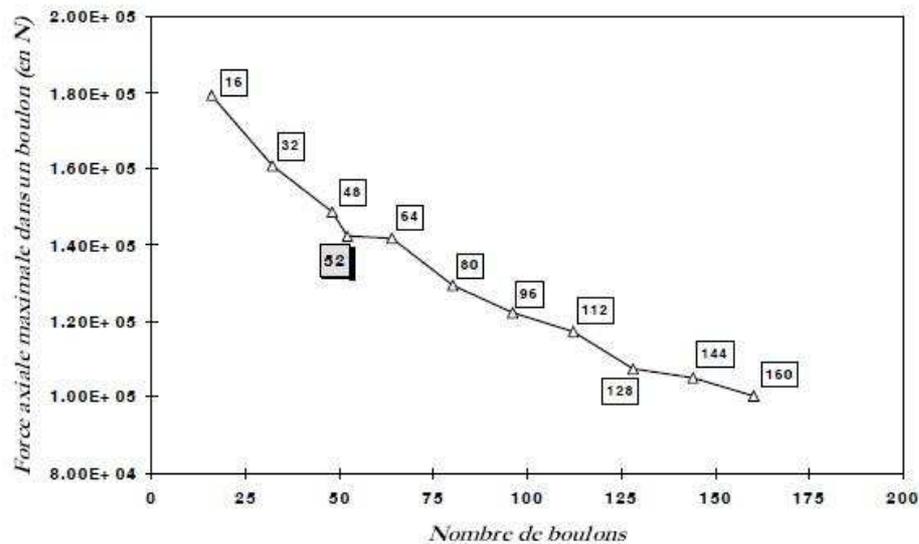
De plus, il a étudié l'effet de boulonnage au front. Selon ses études, en l'absence de boulonnage, le taux de déconfinement au front est égal à 55%. Pour la densité maximale de 160 boulons il n'est plus que 32% et 40% pour une cinquantaine de boulons.



**Figure III.4.** Extrusion maximal du front de taille en fonction du nombre de boulons (Dias 1999).



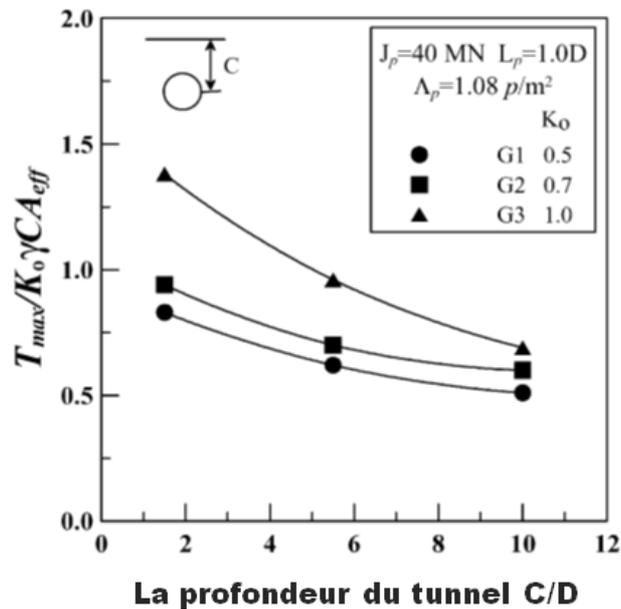
**Figure III.5.** Distribution des efforts dans les boulons (Dias 1999).



**Figure III.6.** Effort repris en fonction du nombre de boulons disposés au front (Dias 1999).

Yoo (2002, 2003) a étudié l'effet de la profondeur sur la traction maximale dans un boulon. Afin de réaliser cette étude, il a fait un analyse numérique sur un tunnel renforcé par boulonnage avec un densité de  $1,08 \text{ boulons/m}^2$ . Les boulons utilisés ont une longueur initiale de  $1,0D$  ( $D$  étant le diamètre du tunnel) avec une rigidité  $J_p = 40\text{MN}$ . Il a choisi trois types de sol G1, G2 et G3. La traction a été normalisée par  $T_{\max}/K_0\gamma CA_{\text{eff}}$  où  $A_{\text{eff}} = A_t/N_p$  représente la section efficace du front de taille,  $A_t$  la section du front et  $N_p$  le nombre de boulons utilisés. Il a trouvé que

la traction normalisée diminue avec le ratio de C/D suite à l'effet de l'arc de décharge (figure III.7).



**Figure III.7.** Effet du renforcement du front de taille sur les tassements à la surface (Yoo et al, 2003).

### III.3. Modélisation numérique

#### III.3.1. Contexte géologique

On propose d'étudier le problème du creusement d'un tunnel dans un massif de sol homogène, caractérisé par un coefficient de pression des terres au repos  $K_0 = 0,42$  et le poids volumique  $\gamma = 20 \text{ KN/m}^3$ . Les valeurs de résistance mécaniques sont données par une cohésion de 7 kPa et un angle de frottement de  $35^\circ$ . Pour prendre en compte l'effet de la mise en plasticité du sol dans les calculs, on propose de retenir un modèle de sol de type élastique parfaitement plastique, basé sur le critère de Mohr-Coulomb non associé. Les caractéristiques de sol et de revêtement sont résumées dans le tableau (III.2).

Le tunnel est défini par son diamètre  $D = 9\text{m}$  et un revêtement d'épaisseur  $e = 0,4\text{m}$  de béton armé. L'axe de tunnel se trouve à une profondeur de  $H = 1,8D$  de la surface de sol. Les dimensions du domaine sont définies par une longueur de  $16,6D$  (environ 150m) dans la direction longitudinale (parallèle à l'axe de tunnel),

14D (126m) dans la direction transversale à l'axe de tunnel, et 4,5 D (40m) dans la direction verticale (axe Z). Ces dimensions ont été choisies pour assurer que les frontières ne sont pas perturbées par les déformations ou les contraintes induites suite à l'excavation ou à un chargement sismique.

**Tableau III.2.** Caractéristique de sol.

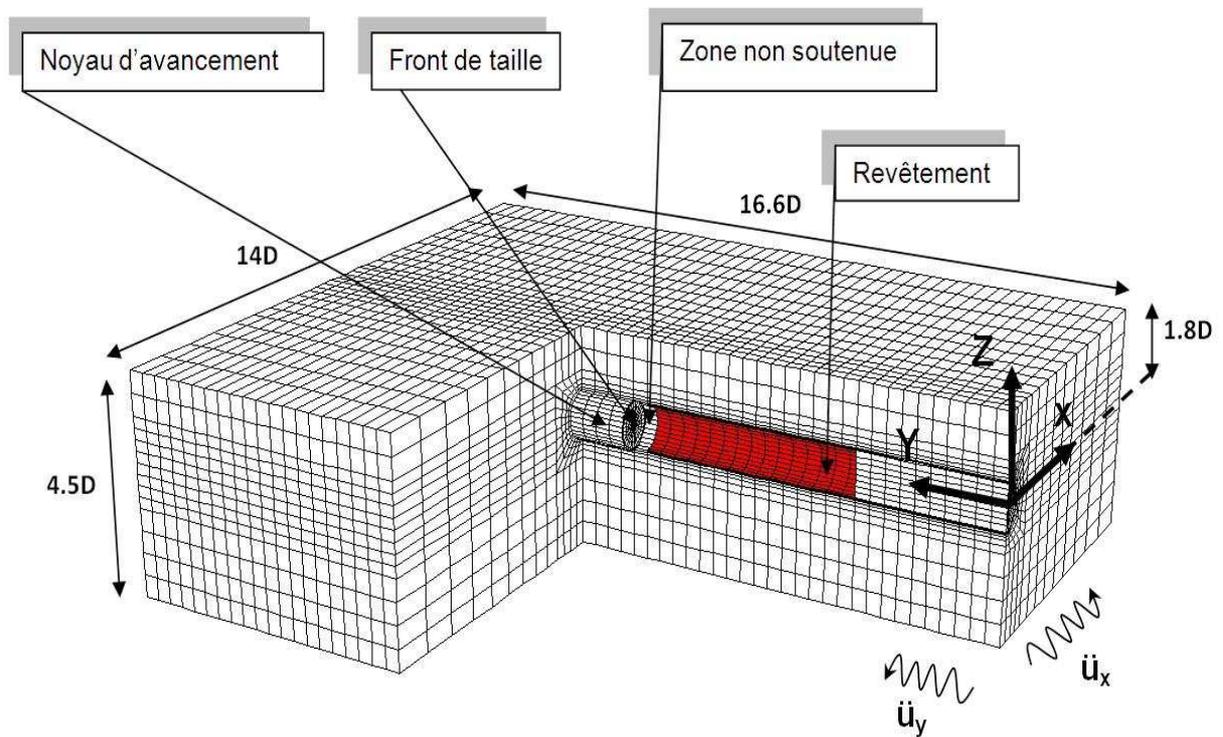
	<b>Massif</b>	<b>Revêtement</b>
<b>Loi de comportement</b>	Elastique parfaitement plastique Mohr-Coulomb	Elastique
<b>Module d'Young (MPa)</b>	30	35000
<b>Coefficient de Poisson</b>	0,3	0,25
<b>Poids volumique (KN/m<sup>3</sup>)</b>	20	25
<b>Angle de friction <math>\phi</math> (degrés)</b>	35	
<b>Angle de dilatance <math>\psi</math> (degrés)</b>	5	
<b>Cohésion C (kPa)</b>	7	

### III.3.2. Modélisation numérique

On propose d'appliquer la méthode de creusement du tunnel présentée dans le chapitre (2). Le front de taille est renforcé par des boulons frontaux en fibre de verre de longueur constante.

La figure (III.8) présente le maillage tridimensionnel utilisé avec le code de calcul FLAC3D. Ce maillage comprend 31000 zones et de 32 895 grid-points.

Le creusement s'effectue à partir d'une distance de 3,3D de la frontière, pour éviter l'influence de la rigidité du revêtement à la frontière sous chargement dynamique, et pour 21 phases de longueur de D/3 (3m) chacune.



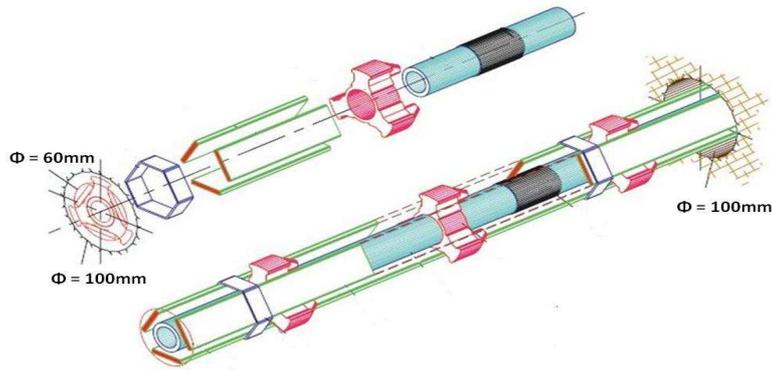
**Figure III.8.** Millage utilisé.

### III.3.3. Boulonnage au front de taille

Dans notre modèle, des boulons en fibre de verre sont utilisés comme un type de renforcement du front de taille. Ces boulons présentent une forte résistance à la traction au contraire de sa résistance au cisaillement. Cette faible résistance au cisaillement est d'ailleurs un critère important pour être facilement détruite lors des opérations d'excavation.

#### III.3.3.1. Mise en place des boulons

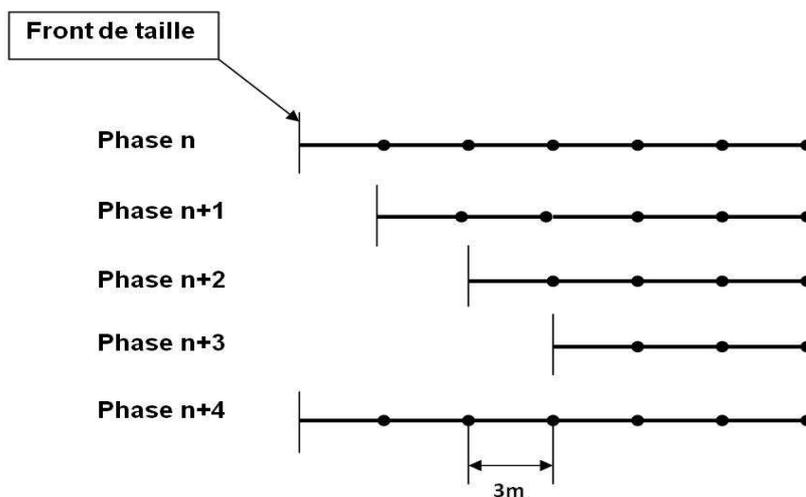
Dans la pratique, un forage de diamètre de 100mm supérieur à l'inclusion est effectué, et après la mise en place du boulon, un coulis est injecté dans le vide pour former l'interface sol-inclusion (figure III.9). La longueur initiale choisie du boulon égale à  $2D = 18m$ . Le coulis injecté doit garantir une liaison sol/coulis et coulis/tunnel suffisamment élevées afin d'assurer le transfert entre le sol et le boulon. Dans nos modélisations, on supposera le contact sol/inclusion parfait, sans prendre en compte des conditions de glissement.



**Figure III.9.** Mise en place de boulon.

La simulation des boulons au front de taille au fur et à mesure de l'avancement d'excavation est réalisée en détruisant le tronçon de boulon sur la tranche creusée (figure III.10). A chaque phase de creusement, la longueur de boulons diminue tel qu'il atteigne une longueur minimale égale à  $2D/3 = 6\text{m}$  à la phase (n+2), remplacement total pour tous les boulons va effectuer dans la phase (n+3).

Afin d'étudier l'influence de la longueur de boulons sur la réponse dynamique du front de taille, plusieurs longueurs vont être considérées (12, 15, 18 et 21 m). De même, la densité de boulons (de 0 à 69 boulon/front de taille) sera analysée.



**Figure III.10.** Evaluation de la longueur des boulons au cours d'excavation.

### III.3.3.2. Caractéristiques des boulons

Pour modéliser les boulons en fibre de verre, nous avons pris les caractéristiques utilisées dans le tunnel de Toulon (Tableau III.3):

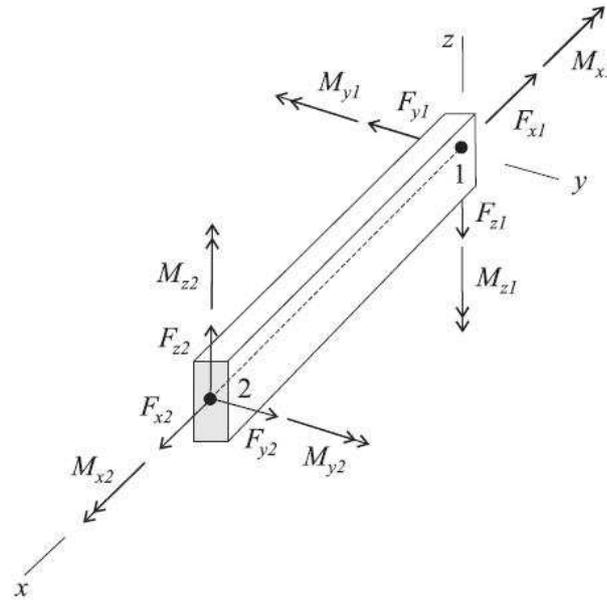
**Tableau III.3.** Caractéristiques des boulons.

Caractéristiques	Boulons
Longueur (m)	18
Diamètre de scellement (mm)	100
Section (mm <sup>2</sup> )	1570
Poids spécifique (kg/m <sup>3</sup> )	1700
Module d'élasticité (GPa)	20
Résistance à la traction (MPa)	500
Résistance à la flexion (MPa)	500
Résistance au cisaillement (MPa)	95

### III.3.3.3. Modélisation des boulons dans FLAC3D

Le boulon est modélisé par un élément 'pile' dans le logiciel FLAC3D. Ce logiciel donne la possibilité de modéliser les boulons par trois types des éléments : élément poutre ou 'beam', élément 'cable' et élément 'pile'. Dans le cas des éléments 'beam', le contact à l'interface sol-boulon est par défaut rigide. Cette rigidité augmente considérablement le temps de calcul avec des sollicitations. De plus, avec les éléments 'beam', on n'est pas capable de traiter différents cas de condition d'interface sol-boulon. L'utilisation des éléments 'cable' nous permet de modéliser les conditions d'interface sol-boulon. Mais, cet élément ne résiste pas au moment fléchissant qui peut être développé sous chargement dynamique. Alors, il n'est pas utilisable dans les conditions sismiques. L'élément 'pile' quant à lui est un élément poutre avec la possibilité de modélisation de conditions de contact à l'interface. C'est cet élément qui sera utilisé dans nos calculs.

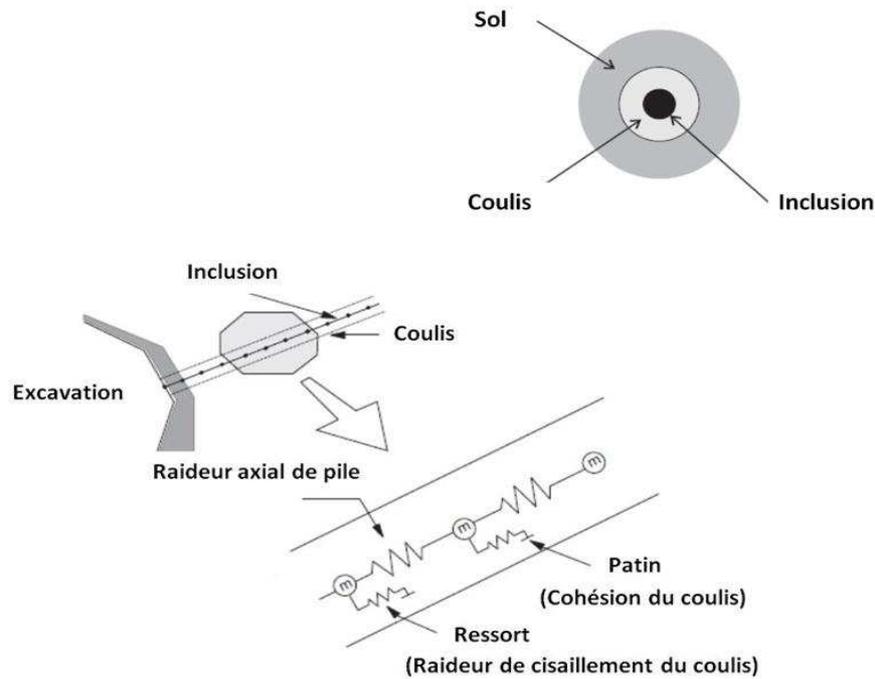
Les éléments 'piles' dans le FLAC3D sont définis par leurs deux nœuds à 6 degrés de liberté chacun (figure III.11). Chaque élément 'pile' a son propre système de coordonnées locales. Ce système est utilisé pour spécifier le moment d'inertie de section transversale et le chargement appliqué, et de spécifier la distribution des efforts et des moments dans l'élément.



**Figure III.11.** Système de coordonnées locales et les forces et les moments à la fin d'un élément pile (Itasca, 1994).

Le coulis fonctionne comme une liaison entre le boulon et le sol, il remplit le vide entre les deux. Dans le FLAC3D, l'interaction sol/inclusion est prise en compte par l'intermédiaire d'une loi de frottement, représentée par un ressort et un patin (figure III.12). Dans nos calculs, nous avons considéré une interface purement cohérente entre le sol et l'inclusion, et pour éviter des divergences de calculs, nous avons simplifié le contact en le supposant rigide, avec donc une valeur de cohésion très élevée. Les paramètres de condition d'interface retenus sont donc les suivants :

- La raideur normale  $K_n = 2,67 \cdot 10^6$  N/m/m.
- La raideur tangentielle  $K_s = 2,67 \cdot 10^6$  N/m/m.
- La cohésion normale  $C_n = 10^{10}$  Pascal.
- La cohésion tangentielle  $C_s = 10^{10}$  Pascal.
- L'angle de frottement normal  $\varphi_n = 0$ .
- L'angle de frottement tangentiel  $\varphi_s = 0$ .



**Figure III.12.** Modélisation de l'inclusion et de la liaison sol/terrain.

### III.3.4. Chargement sismique appliqué

Concernant le chargement sismique, des accélérations harmoniques d'amplitude  $\ddot{u}_x = 0,1g$ ,  $\ddot{u}_y = 0,1g$  selon les directions transversales et longitudinales à l'axe de tunnel (figure III.8) ont été appliquées à partir de la base rigide de modèle. La fréquence de chargement a été fixée à  $f_{load} = 0,6$  Hz qui est proche de la fréquence fondamentale du massif de sol en champ libre ( $f_{prop} = 0,474$  Hz). Ce chargement dynamique comporte six cycles et de durée de chargement totale de 10 secondes.

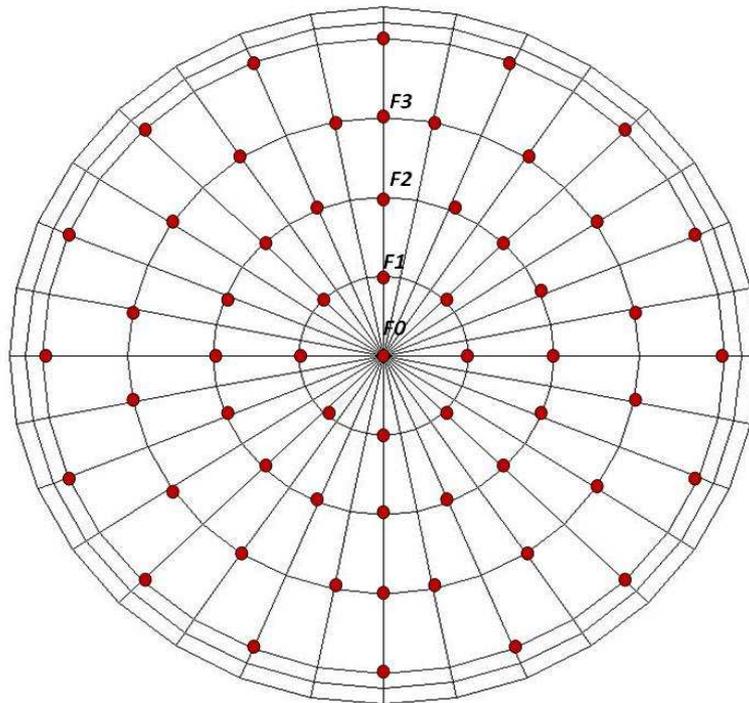
Durant la sollicitation sismique, des frontières absorbantes de type *Free-Field* ont été utilisées afin d'éviter la réflexion d'ondes. L'amortissement utilisé dans le calcul dynamique est de type Rayleigh et égal à 2%.

### III.3.5. Comportement du tunnel sous sollicitation sismique

Dans le cas de référence, le front de taille est renforcé par 59 boulons de fibre de verre, ce qui est égal à une densité de  $0,93$  boulons/m<sup>2</sup>. Les boulons sont de longueur 2D (18m) et

installés parallèlement à l'axe du tunnel. Le renouvellement des boulons est complet et dès que la longueur des boulons enconre en place atteint la longueur minimale de  $2D/3$ .

La figure (III.13) montre la distributions des boulons au front de taille. On s'intéresse aux boulons F0, F1, F2 et F3 qui représentent les positions différentes des boulons au front de taille. F0 est installé au centre de tunnel, F1 est placé dans la première couronne des boulons, F2 dans la deuxième couronne et F3 dans la troisième.



**Figure III.13.** Distribution des boulons au front de taille.

### III.3.5.1. Déplacements autour du tunnel

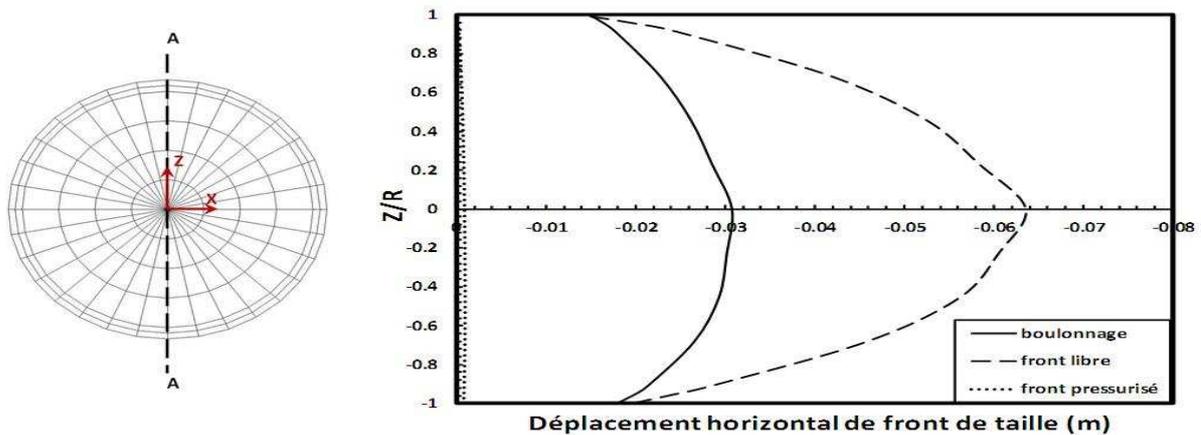
Les déplacements horizontaux (extrusion) du front de taille sont tracés le long la section (A-A) qui représente l'axe vertical de front de taille.

#### III.3.5.1.1. Induit par le creusement (*chargement Statique*)

Le déplacement horizontal du front de taille, sous chargement statique, prend la forme sphérique avec une valeur maximale au centre du tunnel (figure III.14).

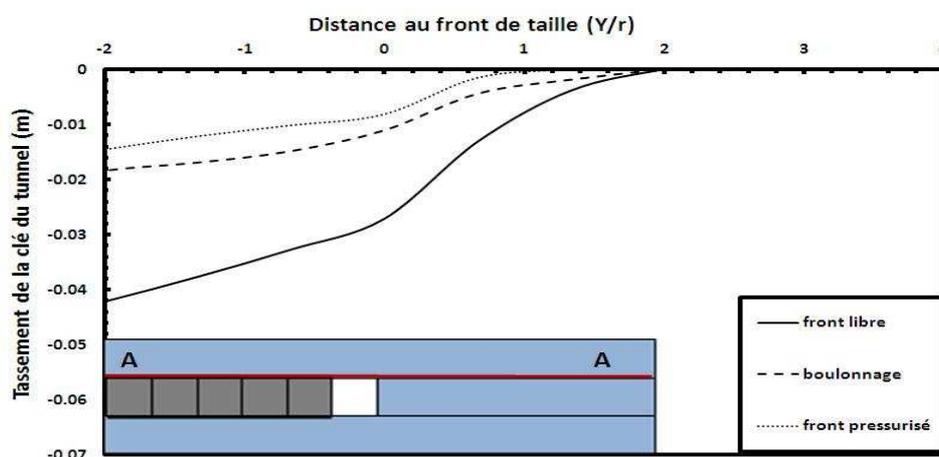
L'effet du boulonnage sur l'extrusion du front de taille est représenté en comparaison avec un front libre sans aucun type de renforcement, et un front de taille soutenu par une

pression de confinement normale au front, dont la valeur est égale à la poussée des terres. Dans la figure (III.14), l'extrusion maximale de front de taille libre est d'environ 6,5 cm. L'utilisation de 59 boulons au front réduit ce déplacement à 3 cm (soit une réduction de près de 54%) en gardant le même type sphérique d'extrusion. Dans le cas du front de taille parfaitement pressurisé, l'extrusion est presque nul (pas de déformation du front de taille).



**Figure III.14.** Extrusion du front de taille sous chargement statique.

De même, le renforcement du front aide à réduire le tassement en clé de voute du tunnel figure (III.15). Le tassement diminue de 65% quand on passe de front de taille libre sans aucun renforcement au front pressurisé. De la même manière, le tassement diminue pour 55% par le renforcement de front de taille par 59 boulons.

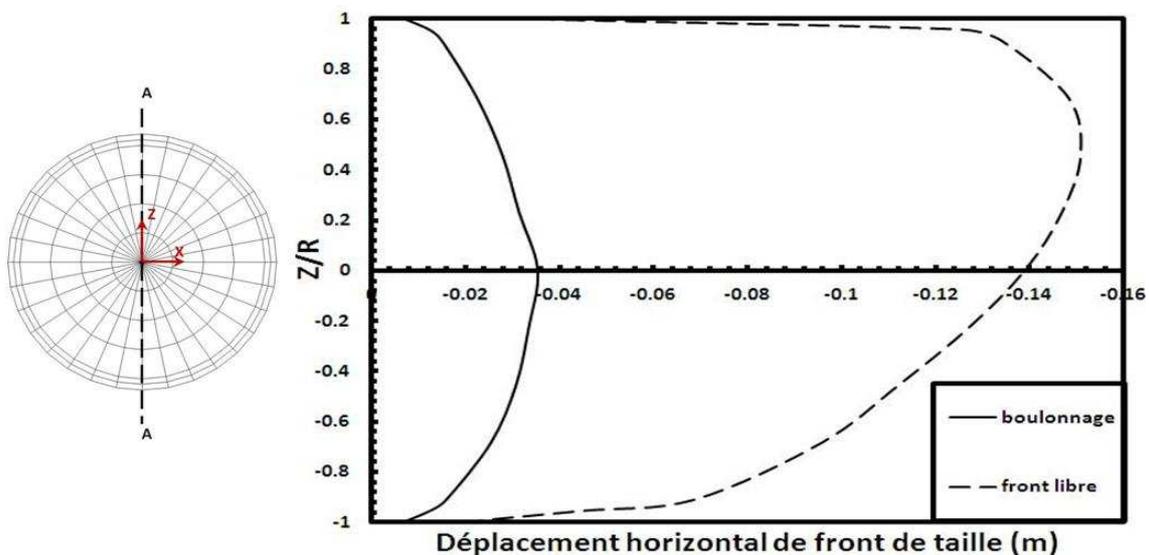


**Figure III.15.** Tassement de la clé de voute sous chargement statique.

### III.3.5.1.2. Chargement Dynamique

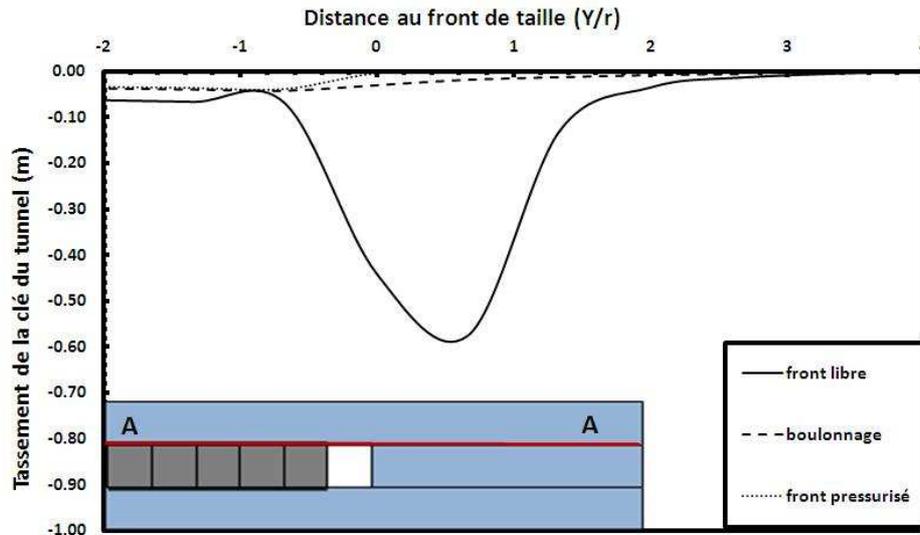
La figure (III.16) montre l'extrusion au front de taille après la sollicitation dynamique. Le front de taille renforcé par boulonnage reste stable sous l'effet de sollicitation dynamique avec une extrusion dynamique environ égale à l'extrusion « statique » avec le même renforcement. Au contraire, le manque de renforcement au front de taille se traduit par un déplacement très important qui commence à partir de la clé de voute.

Le front de taille non soutenu (libre) subit un déplacement maximal de plus de 15,5 cm, tandis que le front de taille soutenu par les boulons présente un déplacement maximal d'environ 3,5 cm, soit une réduction de près de 77%. Par rapport au déplacement maximal avant sollicitation dynamique, l'augmentation de l'extrusion est contenue en présence de boulonnage (environ 16%), tandis qu'elle est de +225% lorsque le front est libre (calculée à la position où l'extrusion est maximale).



**Figure III.16.** Extrusion du front de taille sous chargement dynamique.

Le comportement dynamique de la clé de voute est aussi influencé par la présence de renforcement frontal. Son tassement sous l'effet de la sollicitation sismique est présenté dans la figure (III.17). L'absence du renforcement donne un tassement 15 fois plus important de celui avec renforcement par boulonnage frontal. Ce tassement commence à partir de distance de  $3D$  en avant du front. De même, on note que le renforcement du front de taille avec une pression égale à la poussée de terre limite fortement le tassement de la clé de voute induit par le chargement dynamique.

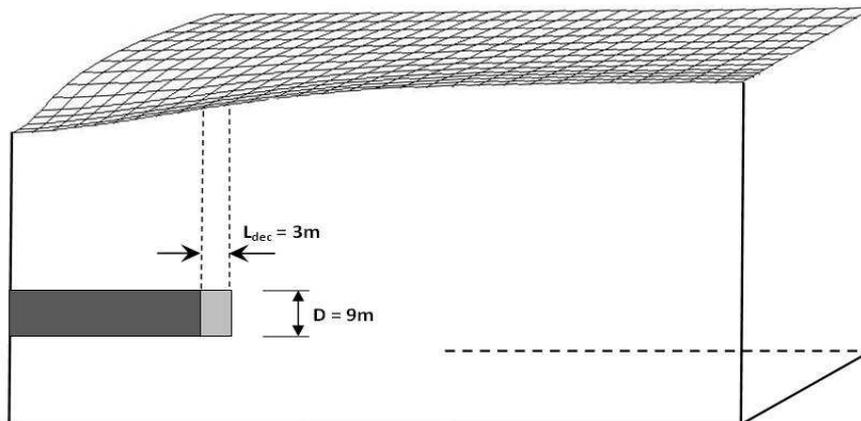


**Figure III.17.** Tassement de clé dans l'état dynamique.

### III.3.5.2. Tassement en surface

#### III.3.5.2.1. Induit par le creusement (chargement Statique)

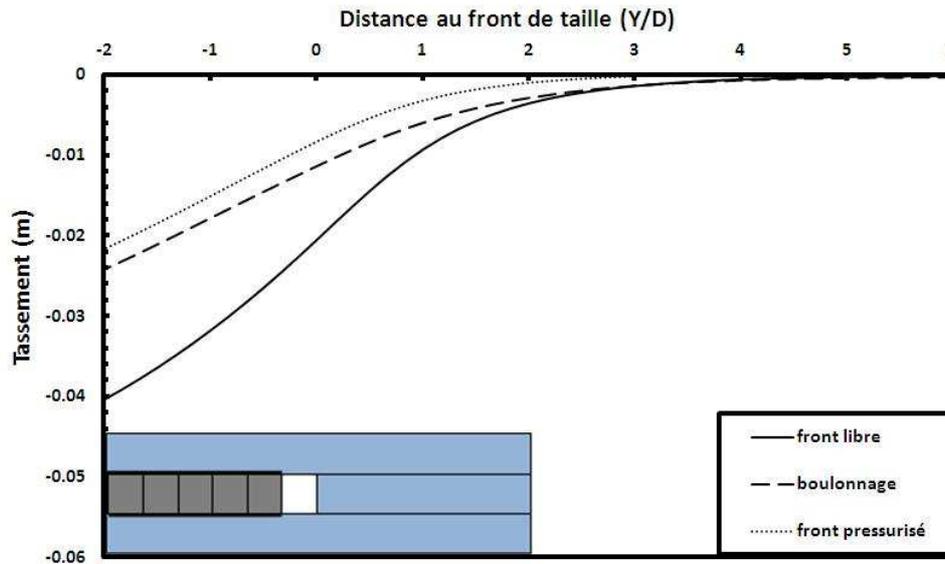
La figure (III.18) montre la forme tridimensionnelle de la cuvette tassement à la surface au cours de creusement pour notre tunnel de référence boulonné au front de taille.



**Figure III.18.** Tassement à la surface de sol au cours de creusement.

Les courbes de tassement à l'axe longitudinal de tunnel au cours de creusement selon le renforcement au front de taille sont présentées dans la figure (III.19). D'après les résultats,

on note que les tassements obtenus sont sensiblement influencés par le renforcement du front. Le tassement vertical maximal pour le cas du front de taille libre est de l'ordre 4cm avec une zone d'influence jusqu'à  $4,5D$  à partir de la position de front de taille. En présence des boulons au front, le tassement diminue à 2,4cm (-40%) avec la même zone d'influence. Dans le cas du front pressurisé, le tassement est réduit également d'environ 45% par rapport au cas du front libre.



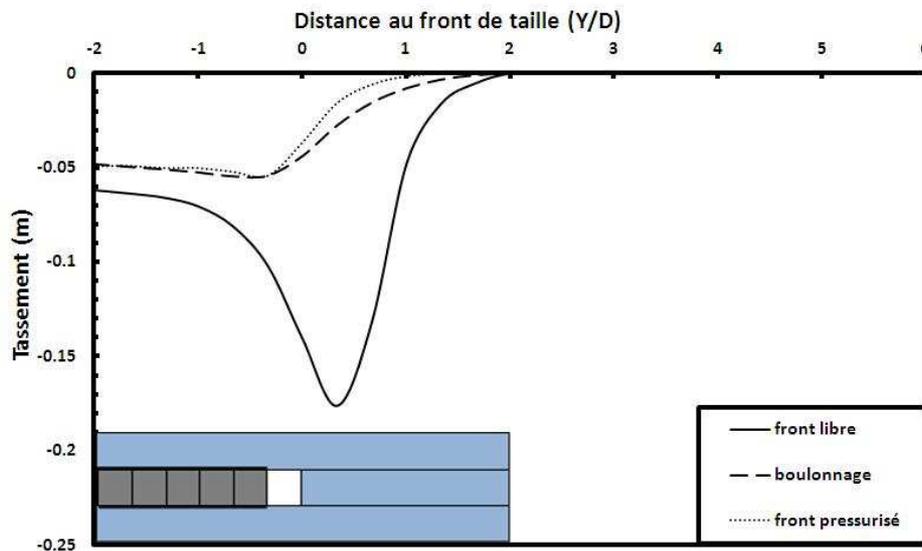
**Figure III.19.** Tassements à la surface du sol au cours de creusement.

### III.3.5.2.2. Chargement Dynamique

Le renforcement du front de taille a un impact très important sur les tassements à la surface du sol libre sous une sollicitation dynamique. La figure (III.20) présente les tassements maximaux à la surface du sol après sollicitation sismique, pour les différents cas de renforcement du front de taille. Dans le cas d'un front de taille libre sans aucun type de renforcement on trouve une cuvette de tassement qui s'étend entre  $1,5D$  en avant de front jusqu'à  $0,5D$  en arrière de front, et présentant un pic de tassement très important, avec une valeur maximale de 18 cm à une distance de  $0,3D$  en avant de front de taille.

La présence de boulonnage au front de taille au cours d'excavation permet de réduire sensiblement les tassements engendrés par la sollicitation sismique. La cuvette des tassements est légèrement plus réduite, et s'étend jusque  $1,8D$  en avant du front de taille. Le tassement maximal engendré par la sollicitation sismique est de 5cm. Dans le cas de front de taille pressurisé, le tassement maximal à la surface a la même valeur que celle du cas du

front boulonné. La différence entre les deux cas se trouve dans zone d'influence. En effet la zone d'influence de la cuvette est alors réduite à  $1D$  en avant du front de taille.



**Figure III.20.** Tassements maximaux à la surface du sol au cours de sollicitation sismique.

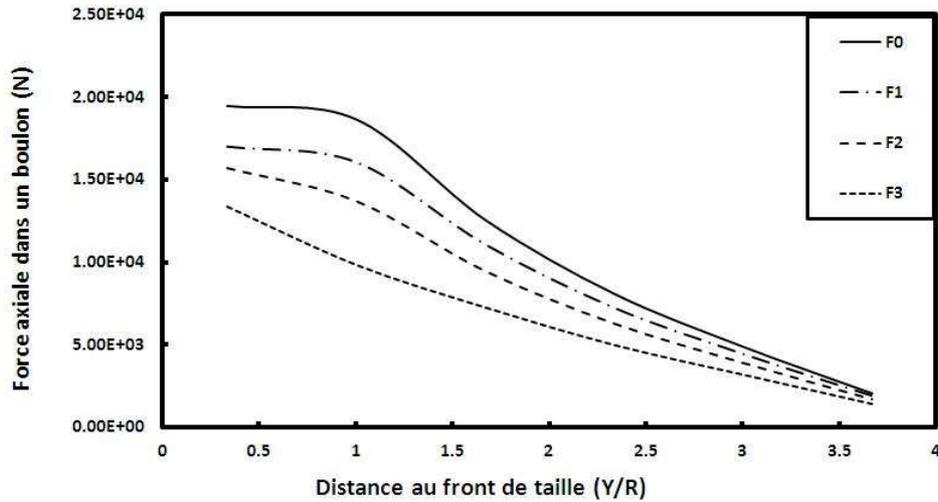
### III.3.5.3. Efforts dans les boulons

On s'intéresse dans cette section à la distribution des efforts engendrés dans les boulons installés au front de taille, avant et après la sollicitation sismique.

#### III.3.5.3.1. Effet de position dans le front de taille

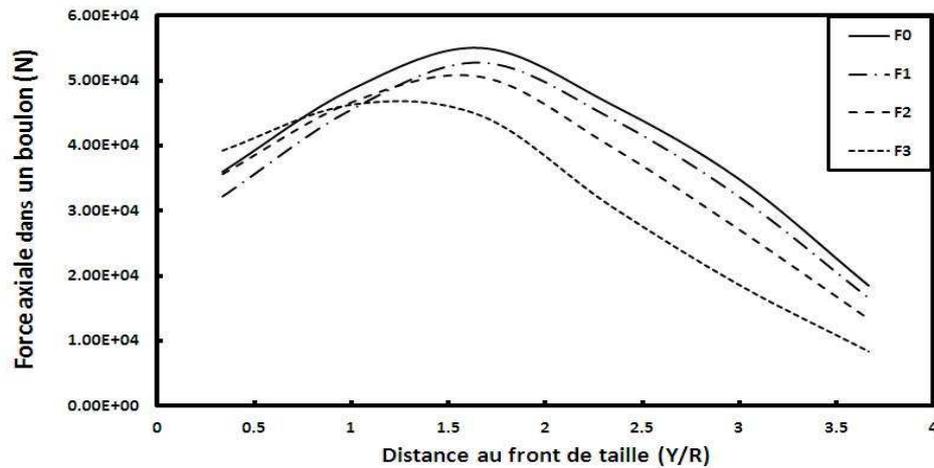
La figure (III.21) présente la distribution des efforts de traction dans les boulons sous chargement statique selon leur position au front de taille. Le chargement maximal est concentré en tête de boulon, suivi ensuite par une décroissance de l'effort qui marque la zone d'ancrage. Ces résultats sont conformes à ceux présentés par Dias (1999).

Les boulons installés au centre de tunnel sont le plus chargés avec un palier d'effort en tête. Ce palier montre qu'il n'y a pas de transfert de chargement entre le sol et les boulons. On peut expliquer ce phénomène par les déplacements de sol qui sont maximaux au centre du tunnel (figure III.14). Suite à ces déplacements, l'interaction cinématique axiale entre le sol et les boulons disparaît. L'effort de traction maximal dans un boulon diminue en s'éloignant du centre.



**Figure III.21.** Distribution des efforts dans les boulons sous chargement statique.

Après le chargement sismique (figure III.22), les efforts maximaux de traction sont multipliés par un facteur de 3 en comparaison avec le chargement statique selon la position de chaque boulon. Les boulons centraux restent les plus chargés comme dans l'état statique et la charge maximale dans un boulon diminue en s'éloignant du centre du tunnel. Le comportement dynamique d'un boulon nous montre que la valeur maximale de l'effort de traction se trouve à une distance entre  $1,5R$  et  $1,7R$  du front de taille.



**Figure III.22.** Distribution des efforts dans les boulons sous chargement dynamique.

### III.3.5.3.2. Evolution de chargement avec le creusement

Au cours de creusement, la longueur des boulons change avec l'avancement de front de taille. Ce changement induit une répartition des efforts dans les boulons. Dans les figures (III.23), (III.24), (III.25) et (III.26), on présente le chargement statique dans les quatre boulons principaux F0, F1, F2 et F3, respectivement. Ce chargement est reporté en fonction de la phase d'excavation (n, n+1, n+2 et n+3).

D'après les figures, la répartition des efforts dans les boulons reste la même avec un palier de l'effort dans la tête du boulon pour les boulons centraux F0 et F1. Cependant, le chargement du boulon augmente avec l'avancement de front de taille et la diminution de sa longueur. Cette augmentation a une valeur égale un peu près à 45% pour la première phase de creusement. A la deuxième phase de creusement, l'augmentation diminue à 40%. Il reste stable après entre la phase n+2 et n+3 où il atteint le chargement maximal.

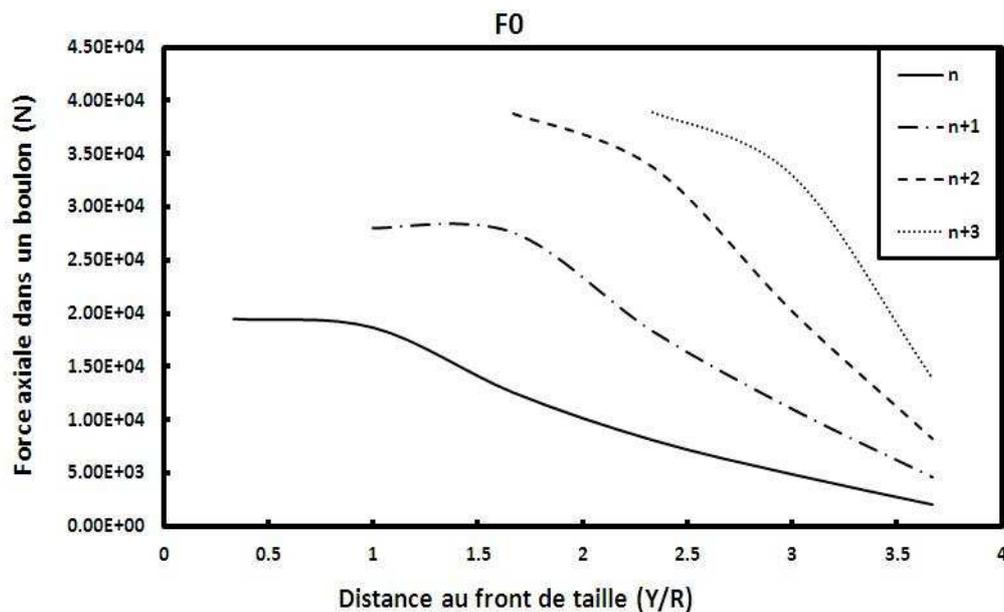
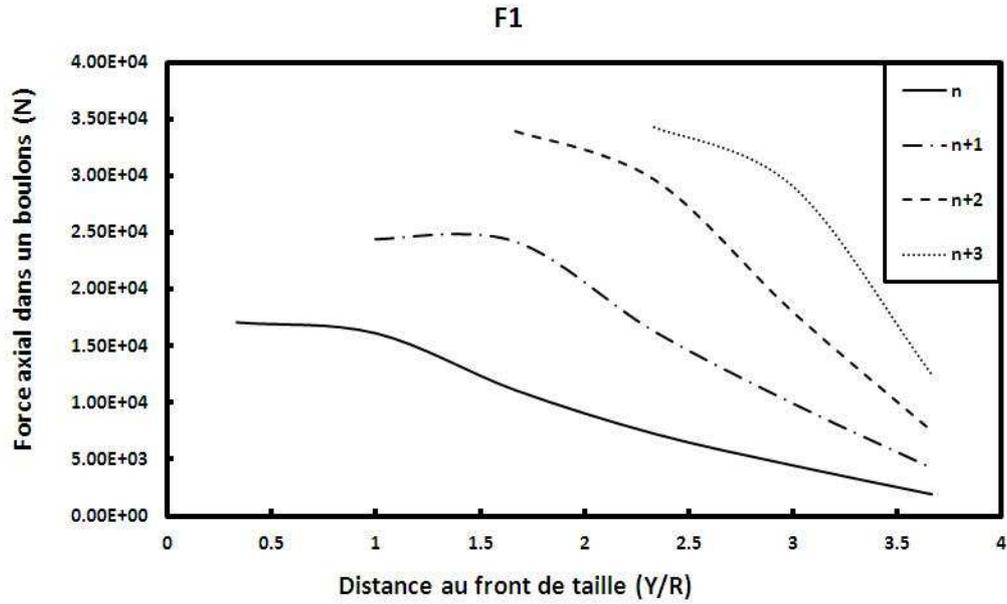
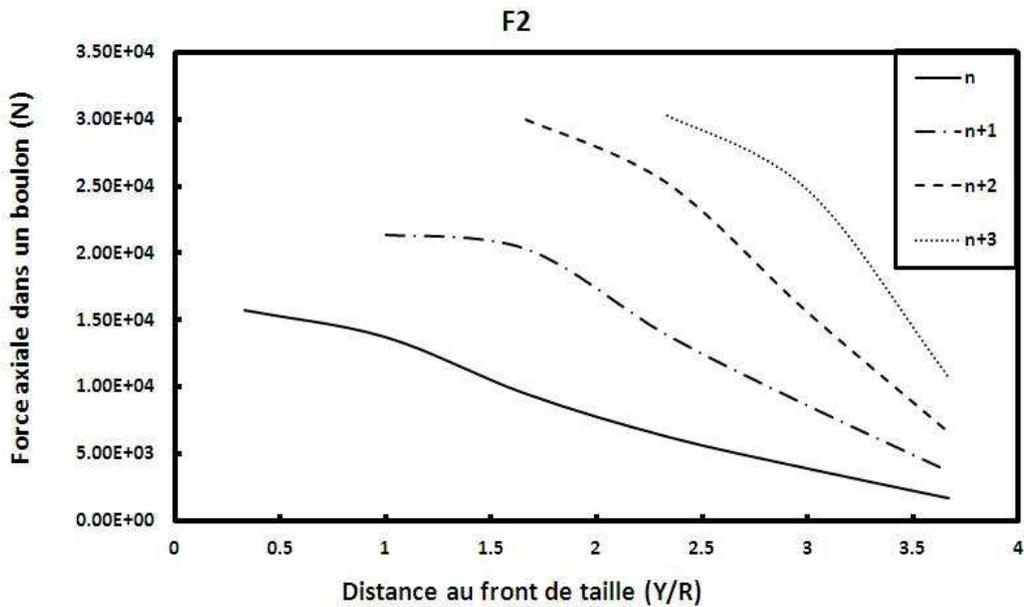


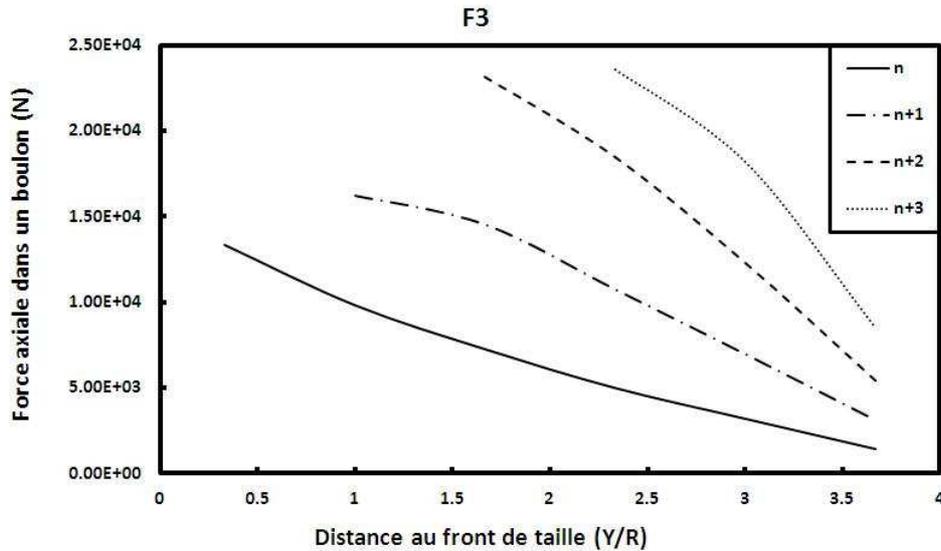
Figure III.23. Chargement statique du boulon central.



**Figure III.24.** Chargement statique du boulon à la première couronne.



**Figure III.25.** Chargement statique du boulon à la deuxième couronne.



**Figure III.26.** Chargement statique du boulon à la troisième couronne.

Après le chargement dynamique, la distribution des efforts dynamiques maximaux dans les boulons change à chaque étape de creusement. En général, la distribution de l'effort de traction garde la même forme avec le palier et la zone d'ancrage pour toutes les étapes d'excavation. Mais, l'étape qui comporte le chargement maximal change selon la position du boulon au front de taille.

Dans le cas du boulon central F0 (figure III.27), l'effort de traction atteint le maximal dans l'étape n+1. Cet effort diminue de nouveau dans les étapes suivantes. L'augmentation de l'effort maximal est autour de 27% en passant de l'étape (n) à l'étape (n+1). La même comportement est retrouvé pour le boulon F1 de la première couronne (figure III.28).

A partir de la deuxième couronne (figure III.29) le comportement du boulon change. Le chargement maximal est atteint pour l'étape n+2 de creusement. En passant de la phase n à la phase n+1, la force maximale augmente pour 32% et pour 4% dans la phase n+2. Cette force diminue après pour 3% dans la phase n+3.

Le chargement dans le boulon frontal F3 (figure III.30) continue à augmenter avec la diminution de sa longueur jusqu'à l'étape n+2 et reste stable après. L'effort maximal pour l'étape n+3 est 45% plus important en comparaison avec l'étape n.

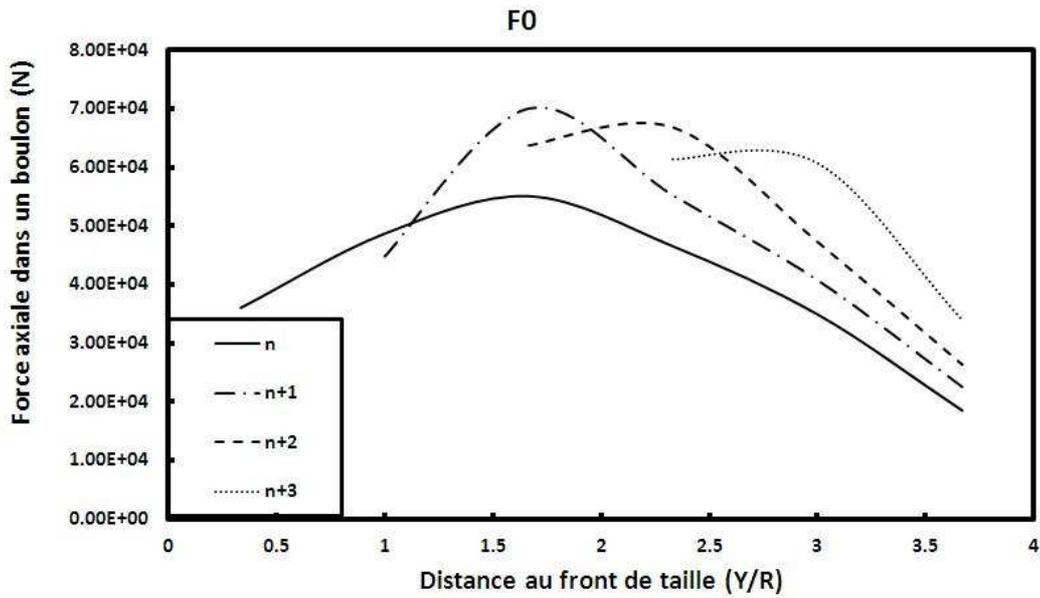


Figure III.27. Chargement dynamique du boulon central.

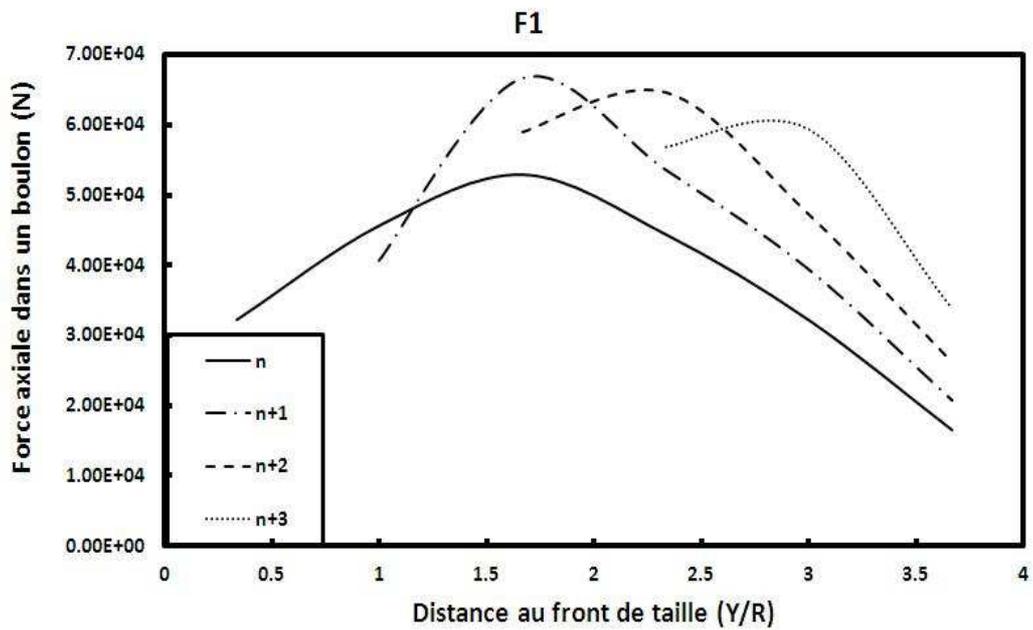


Figure III.28. Chargement dynamique du boulon à la première couronne.

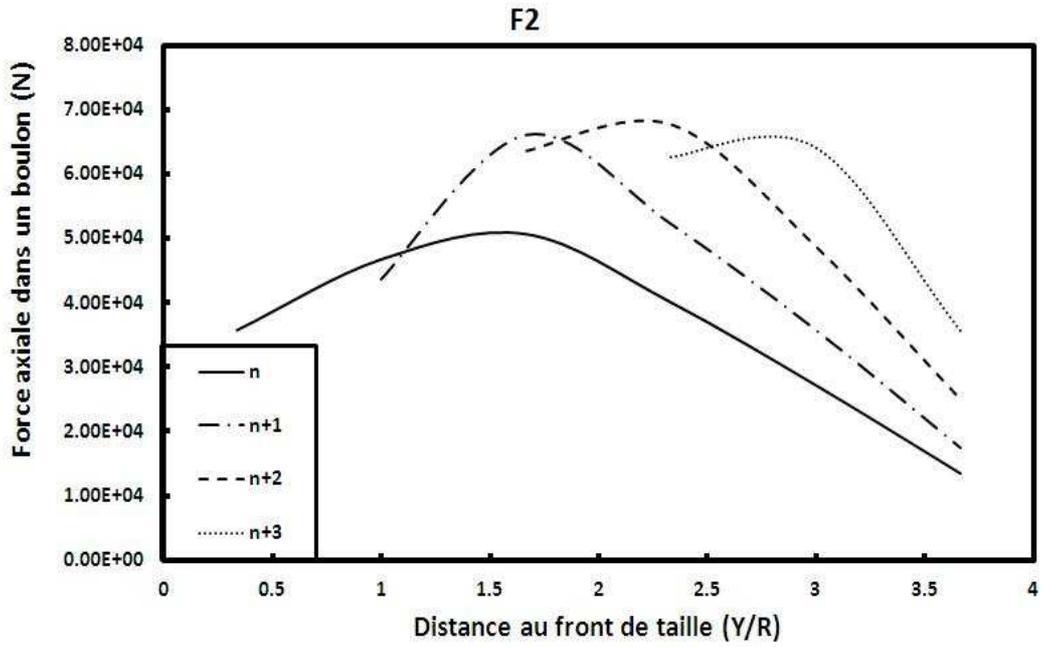


Figure III.29. Chargement dynamique du boulon à la deuxième couronne.

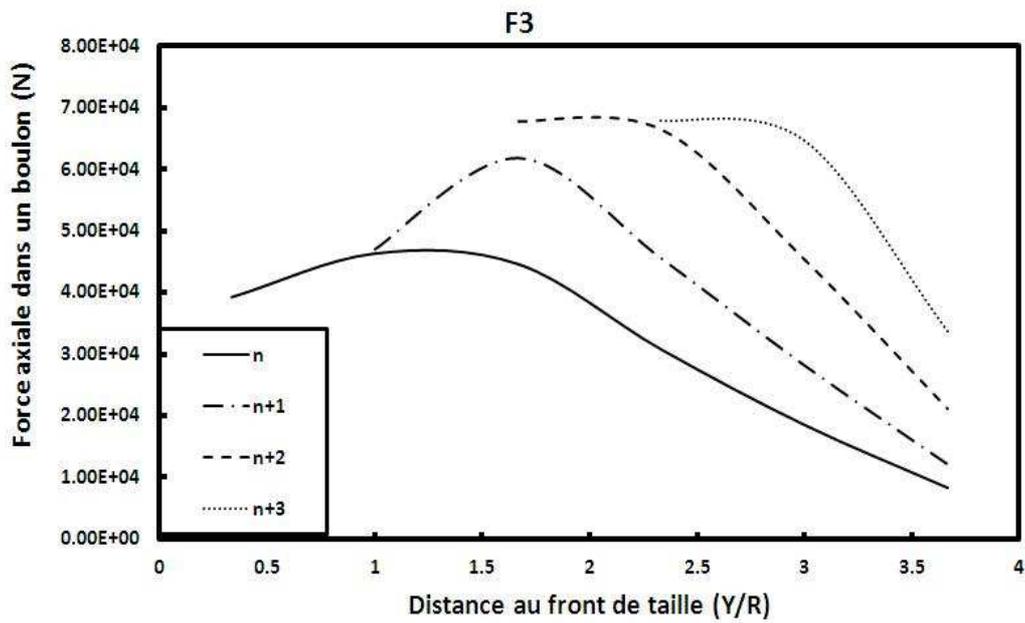


Figure III.30. Chargement dynamique du boulon à la troisième couronne.

### III.3.5.4. Efforts internes dans le revêtement du tunnel

Nous proposons d'analyser dans la suite les efforts internes engendrés dans les éléments de revêtement du tunnel sous l'effet de la sollicitation sismique.

Le tunnel est creusé sur une longueur de  $7D = 63\text{m}$  avec un zone non-supporté en avant du front de taille sur une distance de  $L_{\text{dec}} = D/3 = 3\text{m}$ . Les trois configurations de front de taille sont considérées : front libre, front pressurisé et front renforcé par boulonnage.

Les parties les plus importantes dans la section transversale du tunnel sont celles où se trouvent les valeurs maximales des efforts internes. On montre que les valeurs maximales de l'effort normal et du moment fléchissant se situent à l'angle  $\Theta = 45^\circ$  de la clé du tunnel et la force de cisaillement maximale se trouve à l'angle  $\Theta = 0^\circ$  (à la clé du tunnel) (figure III.31).

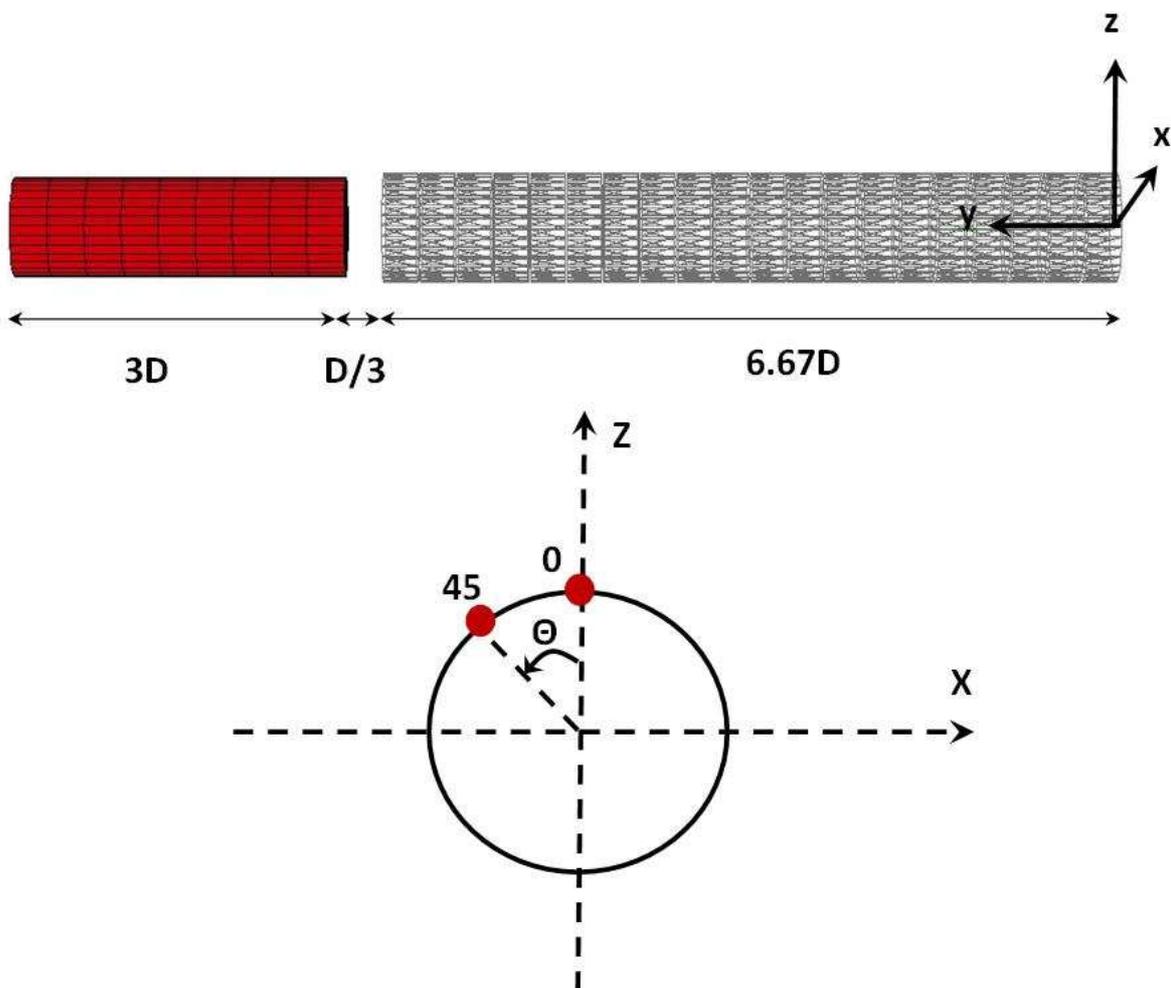
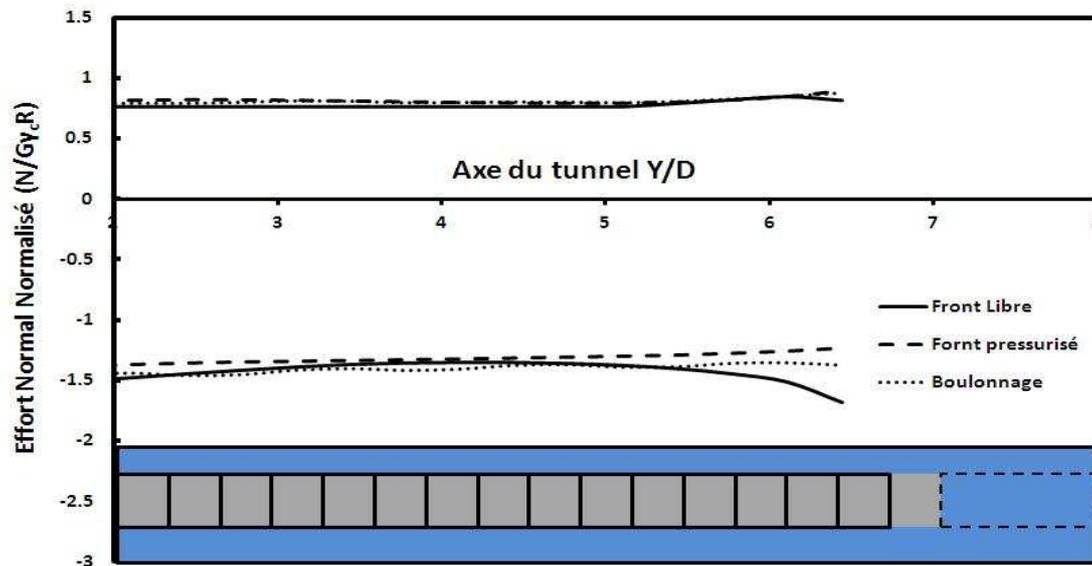


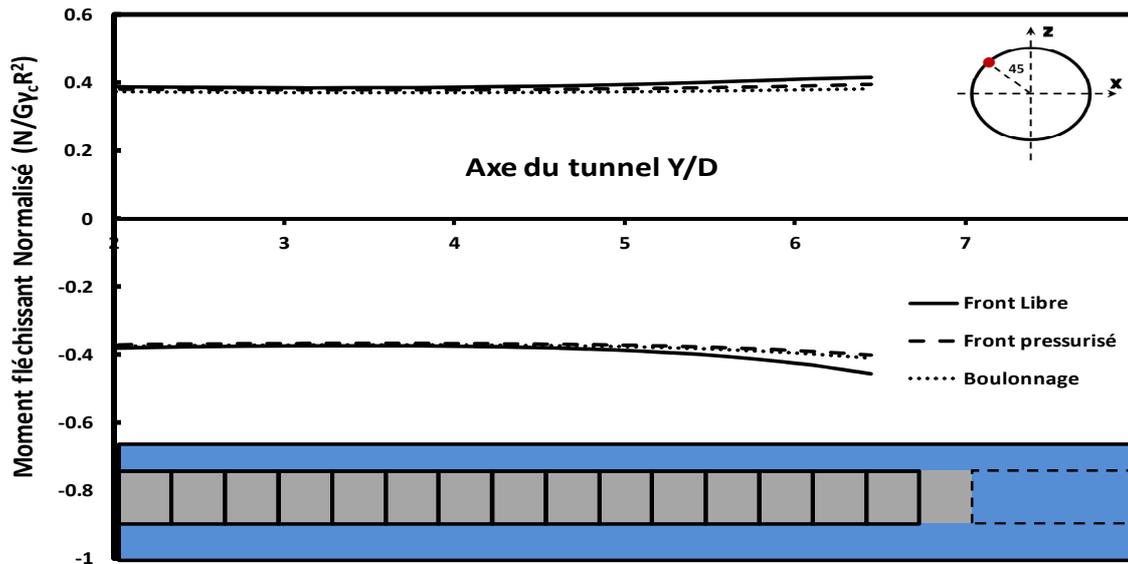
Figure III.31. Sections étudiés.

La figure (III.32) représente l'évolution de l'effort normal le long du tunnel pour la position angulaire critique  $\Theta = 45^\circ$ . Les résultats montrent que l'effort normal induit par la sollicitation sismique reste constant quand le front de taille est soutenu. Tandis que dans le cas où le front est libre, on trouve que l'effort normal augmente quand on se rapproche du front de taille. La différence de valeur maximale de la force entre les cas soutenus et le front libre est de 20%.



**Figure III.32.** L'effort normal dans le revêtement sous chargement dynamique sur le long du tunnel.

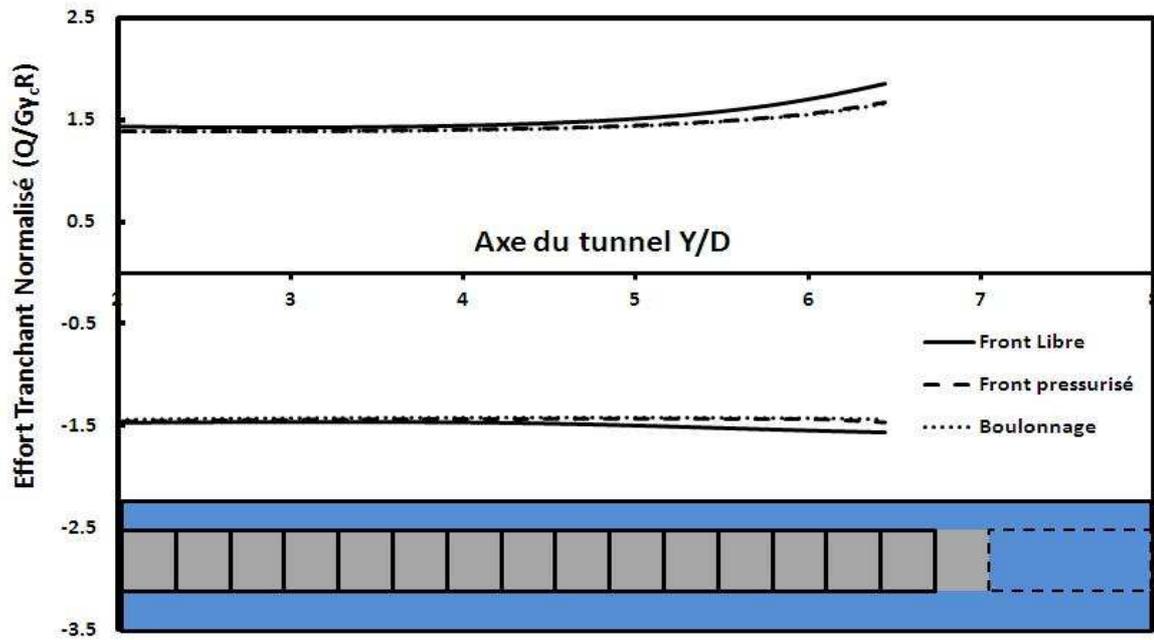
Il en est de même pour l'évolution du moment fléchissant, comme indiqué dans la figure (III.33). Les écarts sont néanmoins moins importants, avec une augmentation du moment fléchissant de moins de 10% lorsque le front de taille n'est pas soutenu, et une différence entre le moment fléchissant maximal et celui obtenu dans les sections éloignées du front de taille de 20%.



**Figure III.33.** Le moment fléchissant dans le revêtement sous chargement dynamique sur le long du tunnel.

L'analyse de l'évolution de l'effort tranchant est également sensiblement identique à celle du moment fléchissant, avec une augmentation de 16% de la valeur maximale lorsque le front de taille n'est pas soutenu, et une différence entre l'effort tranchant maximal et l'effort tranchant dans les sections éloignées du front de taille de près de 22% (figure III.34).

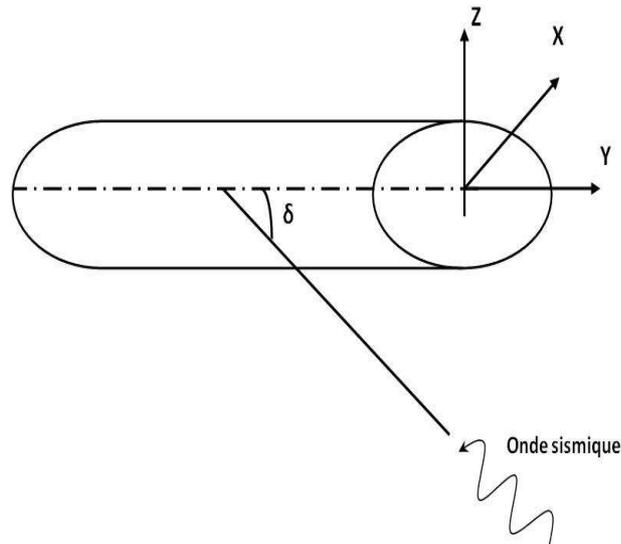
Ces résultats peuvent être expliqués d'abord par le manque de stabilité attribué à des déplacements trop importants du front de taille non soutenu. De plus, la plasticité qui se développe lors des travaux de creusement affecte davantage la zone située autour du front de taille, ce qui a un impact sur les efforts induits dans le revêtement.



**Figure III.34.** L'effort tranchant dans le revêtement sous chargement dynamique sur le long du tunnel.

### III.3.6. Comportement du tunnel sous sollicitation sismique longitudinale et combinée

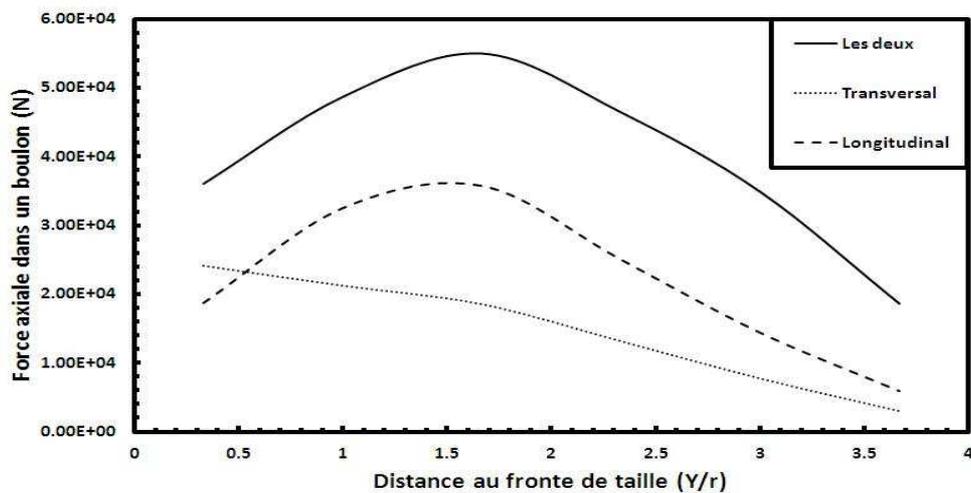
Un des avantages de la modélisation tridimensionnelle, en dehors de la prise en compte du front de taille dans les calculs, est de pouvoir également étudier des configurations de chargements tridimensionnels, avec des angles incidences non perpendiculaires à l'axe du tunnel. Afin d'étudier l'effet de l'angle d'incidence des ondes sismiques par rapport l'axe longitudinal du tunnel (figure III.35), trois configurations sont proposées dans cette section: onde transversale à l'axe (configuration classique précédemment étudiée), onde longitudinale (configuration 3D) et combinaison transversale + longitudinale (configuration 3D).



**Figure III.35.** Angle d'incidence ( $\delta$ ) entre l'onde sismique et l'axe du tunnel.

### III.3.6.1. Effort dans les boulons

Concernant l'effort axial dans un boulon (figure III.36), les ondes sismiques longitudinales à l'axe de tunnel engendrent une force axiale deux fois plus importante que les ondes transversales. Dans le cas de la combinaison des deux ondes, on constate que la distribution des efforts dans le boulon  $F_0$  est sensiblement influencé par la sollicitation longitudinale, et que la résultante transversale de l'onde vient amplifier cette dernière. On note en effet une amplification de l'effort de 70 à 100% de l'effort induit par la sollicitation longitudinale lorsqu'il y a combinaison des deux ondes.



**Figure III.36.** Force axiale dans un boulon  $F_0$ .

### III.3.6.2. Tassement en clé de voûte

Le profil tassement à la clé de voûte du tunnel engendré par une onde longitudinale est également sensiblement différent de celui engendré par une onde transversale (figure III.37). Il est plus important en arrière du front de taille, et la maximum est atteint à une distance d'environ  $-1D$  du front. La combinaison des deux ondes vient amplifier le profil des tassements induits par l'onde longitudinale, avec une augmentation du tassement maximal de près de 35% et un zone de tassement plus étendue en avant du front de taille.

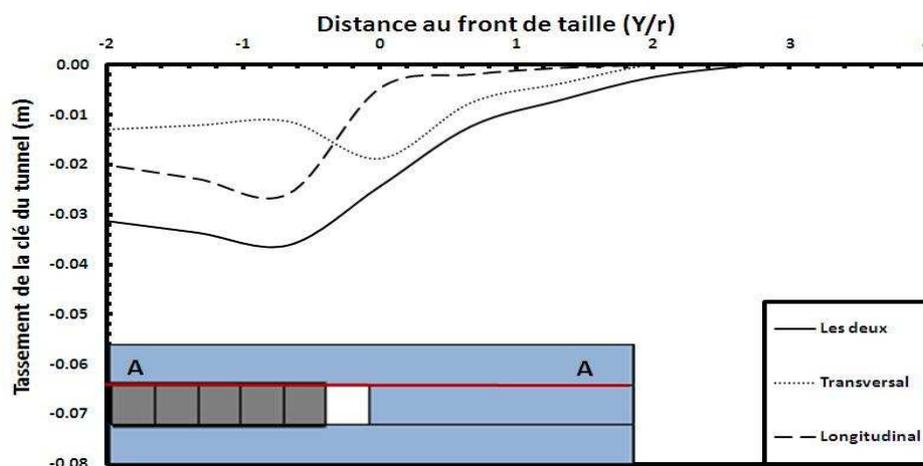


Figure III.37. Tassement à la clé de voûte.

### III.3.6.3. Déplacement du front de taille

Le même comportement est également observé au front de taille lorsque le type d'onde change de direction (figure III.38). En effet, dans le cas d'une onde longitudinale, l'extrusion au front de taille est quasi-constante sur toute la hauteur du front, ce qui peut s'expliquer la type d'onde. Dans le cas de la superposition des deux ondes, on note une amplification très sensible de l'extrusion, avec un maximum au centre du tunnel augmenté de plus de 100%.

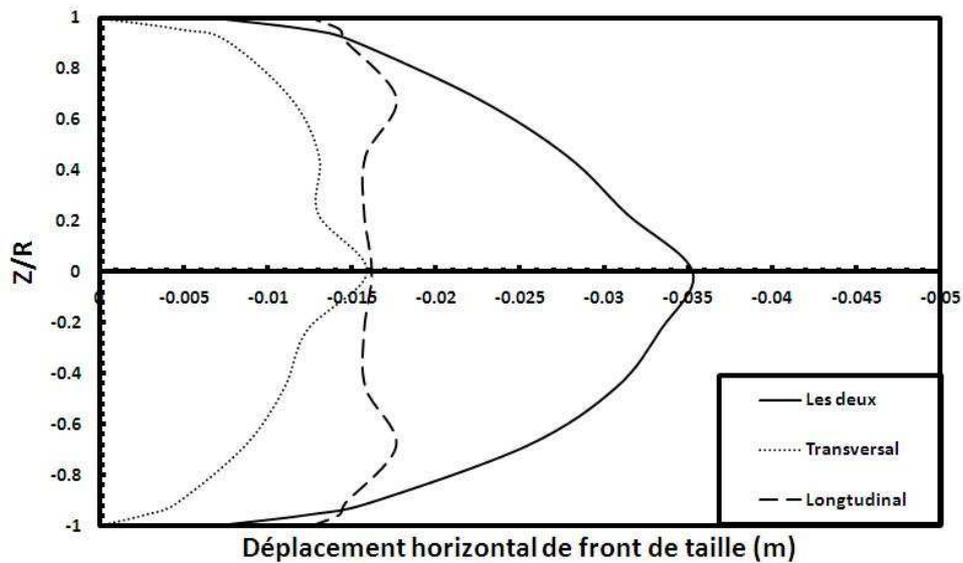


Figure III.38. Extrusion au front de taille.

### III.4. Etude paramétrique

Cette section comporte une analyse de l'influence de la densité des boulons, ses longueurs initiales et la profondeur de l'axe du tunnel sur la réponse sismique du front de taille.

#### III.4.1. Effet de la densité

Dans le but de chercher la relation entre la densité des boulons au front de taille et l'interaction front de taille-sollicitation sismique, la comparaison a été faite pour le boulon central (F0) avec plusieurs nombre des boulons au front de taille ( $\Lambda_b = 0,46, 0,62, 0,77, 0,93$  et 1,09).

La densité des boulons a été définie selon (Yoo et Shin, 2003) par la relation suivante :

$$\Lambda_b = N_b / S \text{ (boulon/m}^2\text{)} \quad (\text{III.1})$$

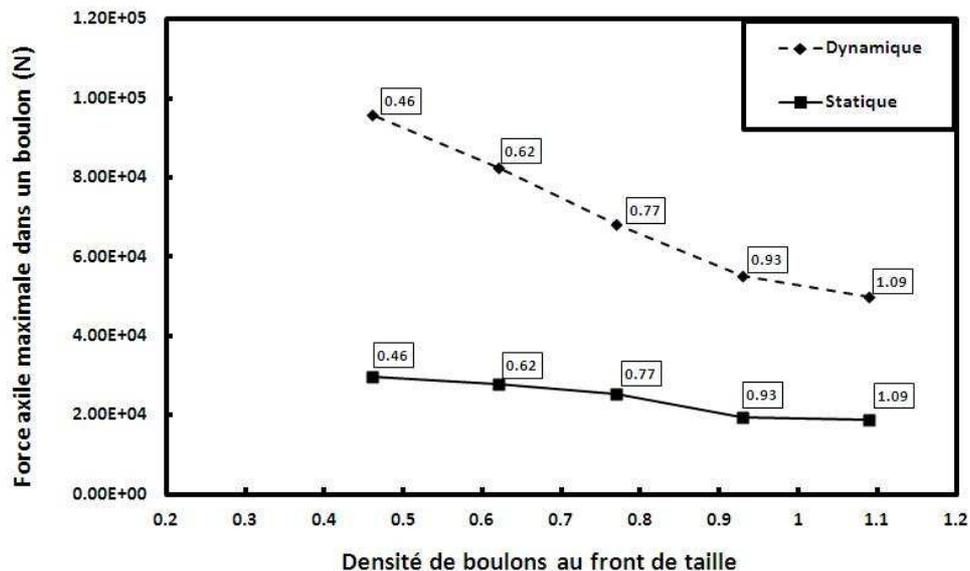
Où  $N_b$  est le nombre de boulons au front de taille, S la section de front de taille.

### III.4.1.1. La traction dans un boulon

Selon la figure (III.39), le chargement statique dans un boulon augmente avec la diminution de la densité des boulons. Ces résultats sont en bon accord avec ceux de Dias (1999). A partir de la densité 0,93 b/m<sup>2</sup>, l'effet de la densité n'est plus important ; on parle alors de densité critique.

Sous l'effet de chargement dynamique, la figure (III.39) montre l'évolution de l'effort de traction du boulon F0 pour les différents taux de densité.

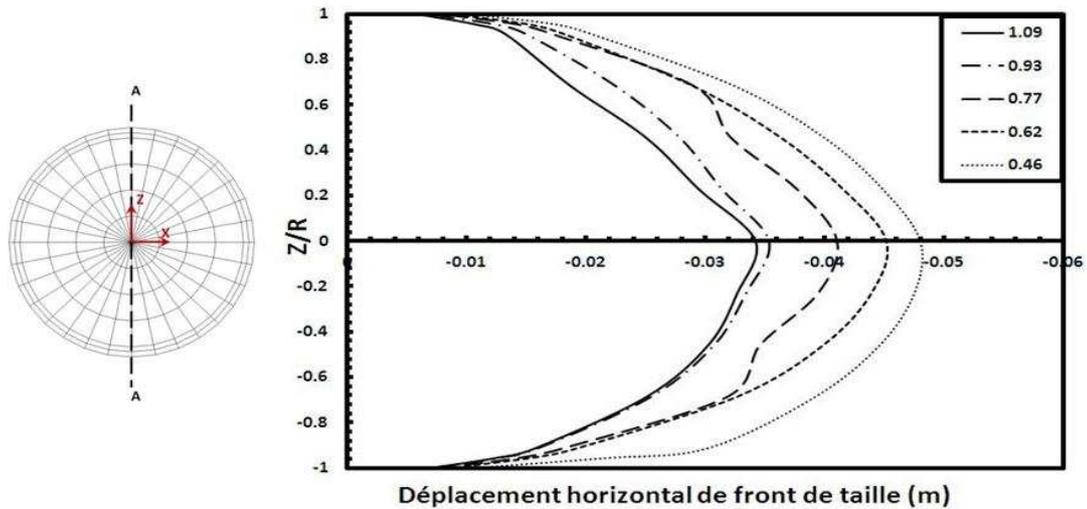
Selon ces résultats, on note que la traction dans les boulons due au chargement dynamique augmente avec la diminution de la densité des boulons comme dans le cas statique. La relation entre le nombre des boulons et la force maximale est presque linéaire till la densité 0,93 boulon/m<sup>2</sup> où le chargement maximal commence à se stabiliser.



**Figure III.39.** Force axiale maximal en fonction de densité de boulons.

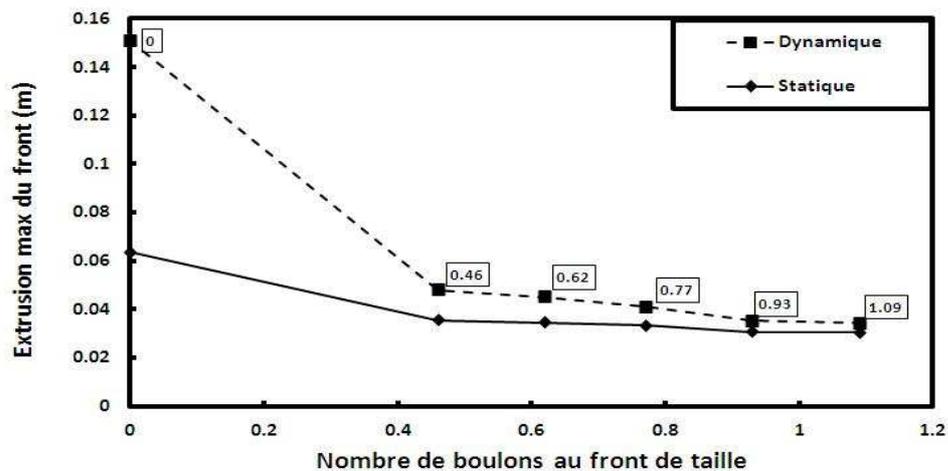
### III.4.1.2. Extrusion du front de taille

Il est admis que la stabilité du front de taille augmente avec la densité de boulons dans le cas d'un chargement statique. Cette relation reste aussi valable dans le cas dynamique. La figure (III.40) montre en effet que l'extrusion du front de taille diminue en fonction de la densité de boulons utilisés au cours de creusement ; la diminution est de l'ordre de 15% (respectivement 30%) lorsque la densité de boulon passe de 0,46 à 0,77 (respectivement 1,09).



**Figure III.40.** Déplacement axial dynamique du front de taille.

On peut également noter qu'à partir d'une densité 0,93 boulon/m<sup>2</sup> la relation extrusion-densité de boulons devient moins notable, ce qui peut être expliqué par la densité critique atteinte (figure III.41).



**Figure III.41.** Extrusion maximal du front de taille en fonction de la densité de boulonnage.

### III.4.1.3. Tassement de la clé de voute

Le tassement en clé de voute du tunnel au cours de creusement dépend du volume extrudé et de la loi de convergence en avant du front (Dias, 1999). Sous chargement statique, le rôle de la densité de boulons n'est pas assez important. La densité minimale de boulonnage réduit le tassement de la clé à 30% et la densité maximale le réduit de 37%.

Par contre, sous sollicitation dynamique, l'effet du boulonnage est sensiblement plus important. En effet, La figure (III.42) présente le profil de la courbe enveloppe du tassement de la clé de voute en fonction de la densité de boulons. Elle montre que l'effet des boulons a un rôle significatif sur le profil des tassements autour de la zone déconfinée, avant la pose du revêtement. D'après la figure (III.43), le tassement de la clé induit par la sollicitation dynamique est égal à 45cm sans renforcement par boulonnage. Pour une densité minimale de 0,46 boulon/m<sup>2</sup> (29 boulons) le tassement est limité à 6,7 cm (15% du tassement en absence de boulonnage). Dans le cas de la densité maximale 1,09 boulon/m<sup>2</sup>, le tassement est de l'ordre 3,6 cm (8% du cas de l'absence de boulonnage et 50% du cas de densité minimale).

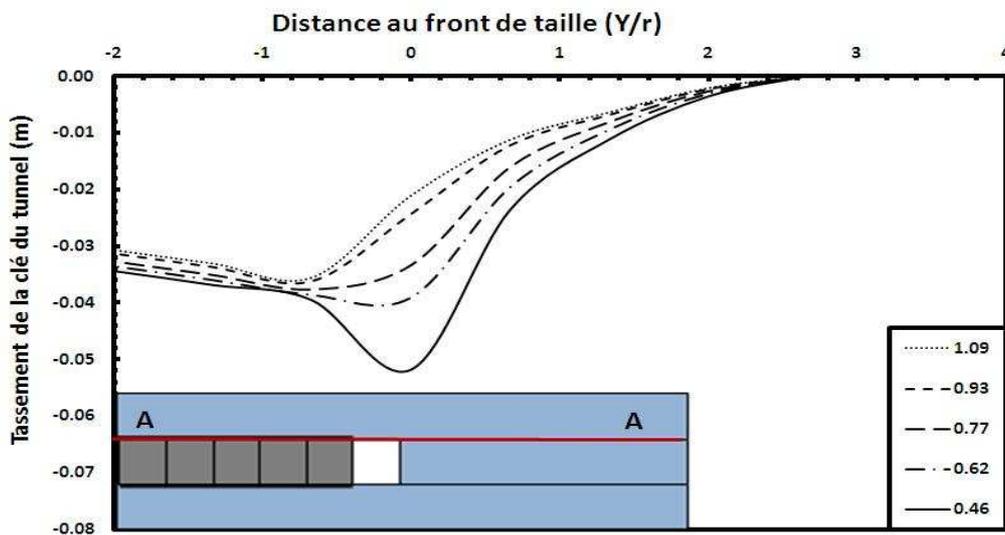


Figure III.42. Tassement dynamique de la clé de voute.

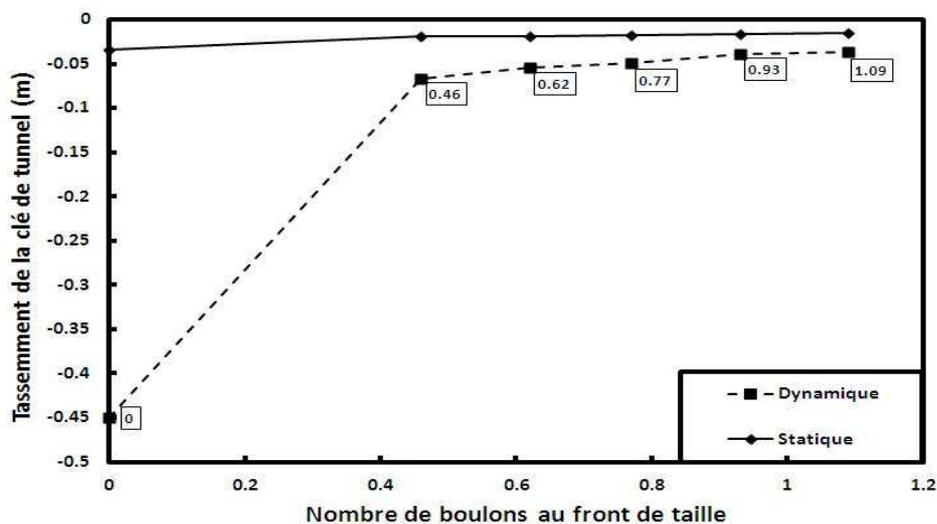


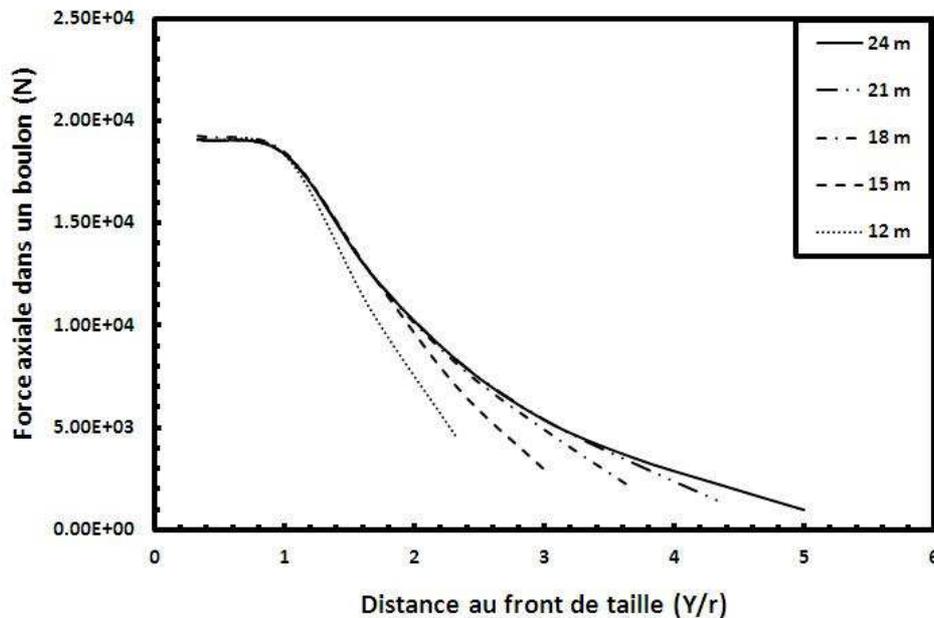
Figure III.43. Tassement de la clé de tunnel.

### III.4.2. Effet de la longueur initiale des boulons

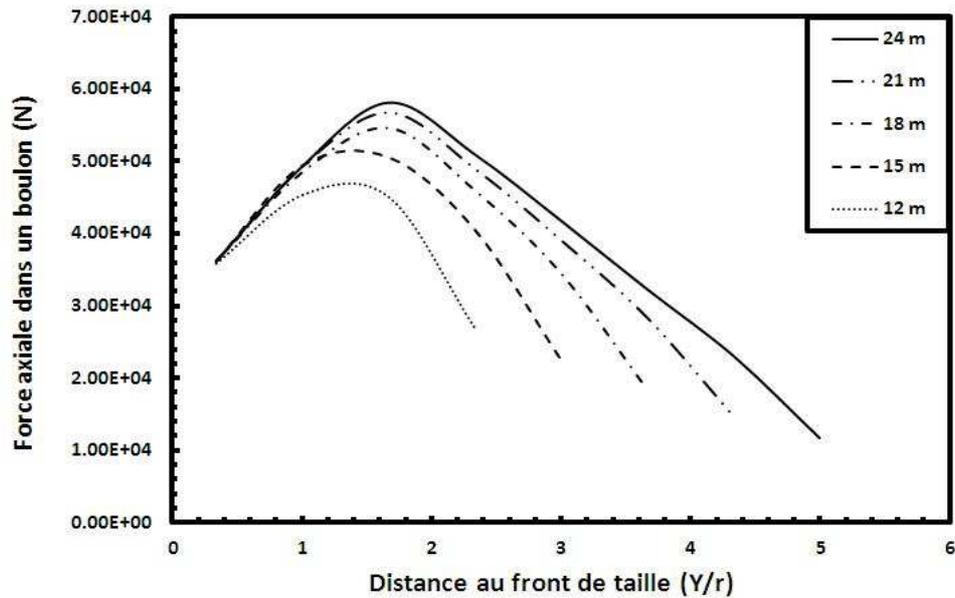
Dans les études précédentes, la longueur initiale du boulon  $L_b$  a été fixée à 18m. On propose dans cette section d'étudier l'influence de la longueur initiale des boulons sur le comportement dynamique du front de taille, en faisant varier cette longueur :  $L_b = 12, 15, 18, 21$  et 24m.

La distribution de la charge statique dans le boulon central F0 selon sa longueur est figurée dans la figure (III.44). D'après les résultats, on marque que le chargement maximal est sensiblement constant pour les longueurs utilisées avec la même forme de distribution de l'effort de traction sur la totalité du boulon.

Sous chargement sismique, au contraire de l'état statique, la force axiale maximale dans un boulon dépend de sa longueur initiale. La distribution de l'effort de traction dans le boulon F0 sous chargement dynamique est présentée dans la figure (III.45). On remarque que la force axiale maximale augmente directement d'une façon proportionnelle avec la longueur du boulon. La forme de distribution de l'effort dans le boulon reste le même.



**Figure III.44.** Forces sous chargement statique dans les boulons selon sa longueur initiale.



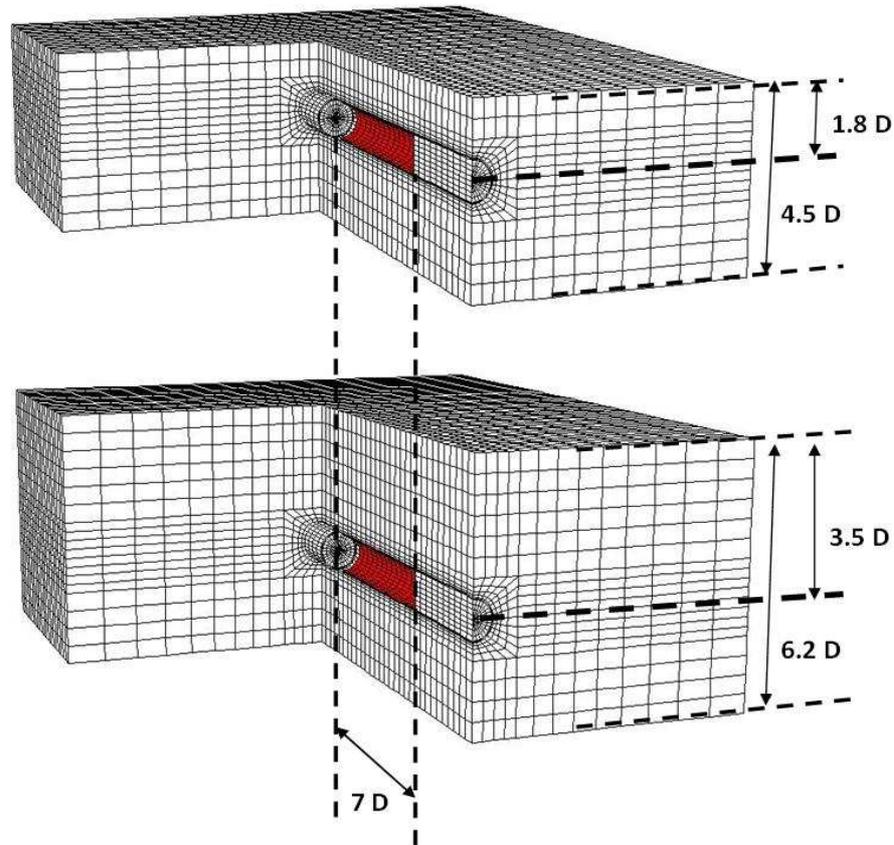
**Figure III.45.** Forces axiale dans les boulons sous chargement dynamique selon sa longueur initiale.

### III.4.3. Effet de la profondeur

Pour étudier l'influence de la profondeur du tunnel sur le comportement statique et dynamique du front de taille renforcé par boulonnage, deux modèles avec un axe situé à deux profondeurs respectivement égales à  $H = 1,8D$  et  $H = 3,5D$  ont été utilisés (figure III.46). Les deux modèles correspondent à un tunnel peu profond et un profond respectivement.

Les conditions de creusement et de soutènement restent les mêmes avec la même nombre et longueur initiale des boulons.

La comparaison dynamique a été faite pour la troisième fréquence propre du sol. Ces fréquences sont égales à 1,422 Hz pour le tunnel de profondeur 1,8D et 1,017Hz pour la profondeur 3,5D.



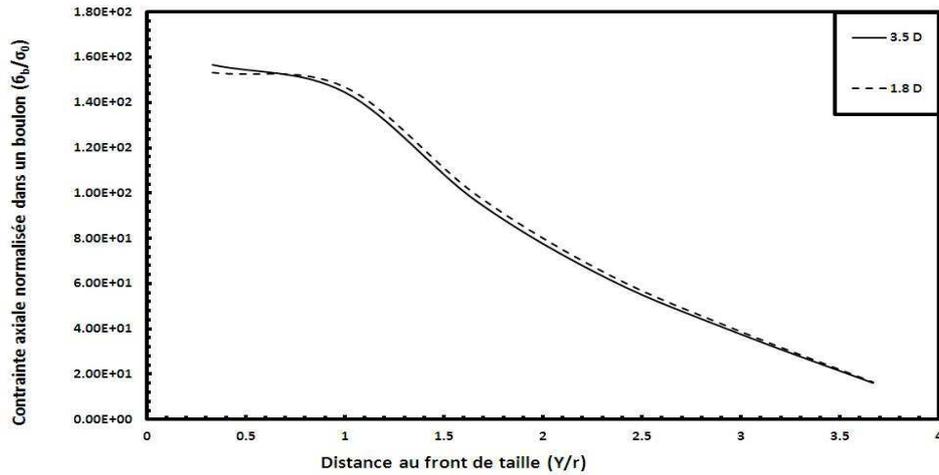
**Figure III.46.** Deux tunnels avec deux profondeurs.

### III.4.3.1. Effort dans les boulons

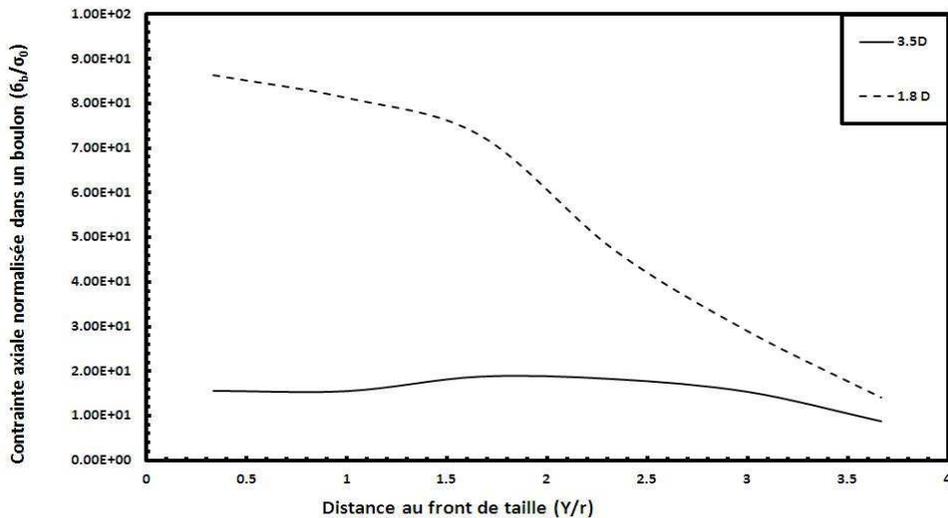
Concernant l'effet de la profondeur sur le chargement maximal dans un boulon, la comparaison a été faite pour le boulon central F0. La contrainte axiale maximale dans le boulon a été divisée par la contrainte initiale du sol au centre du tunnel ( $\sigma_b/\sigma_0$ ).

Selon la figure (III.47) on note que le comportement du boulon reste le même avec la profondeur et la contrainte axiale normalisée reste stable sous chargement statique.

Sous chargement dynamique, l'influence de la profondeur du tunnel sur les efforts dans le boulon est très sensible. La (figure III.48) nous montre que les boulons dans le cas d'un tunnel profond sont moins sollicités par le chargement dynamique. En passant de la profondeur  $H = 1,8D$  à  $H = 3,5D$ , la contrainte axiale normalisée dans le boulon central F0 diminue de 75% environ.



**Figure III.47.** Chargement axial dans le boulon F0 sous chargement statique en fonction de profondeur.

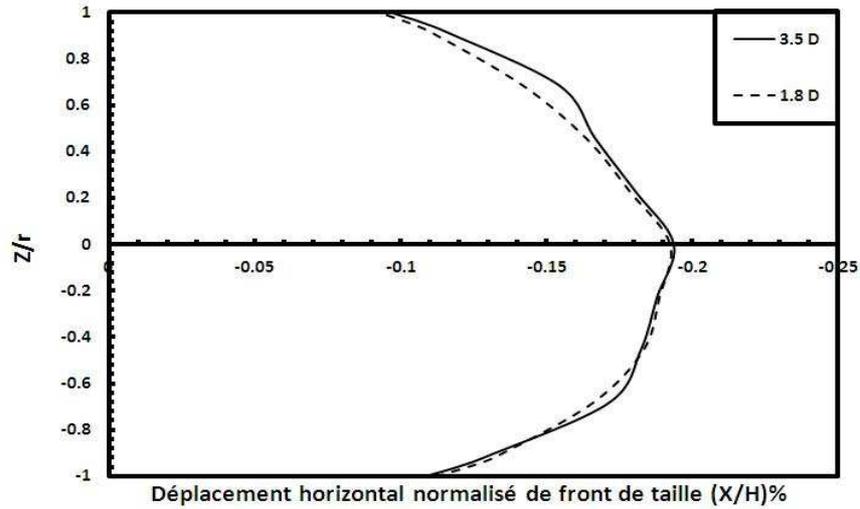


**Figure III.48.** Force axiale dans le boulon F0 sous chargement dynamique en fonction de profondeur.

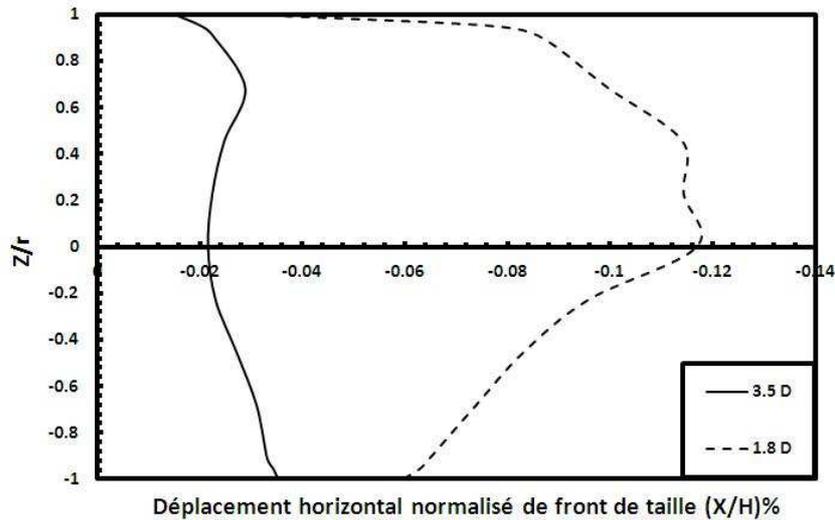
### III.4.3.2. Déplacement du front de taille

Concernant l'extrusion du front de taille et afin d'étudier son comportement avec la profondeur, on propose de normaliser le déplacement horizontal par l'expression (extrusion/profondeur)\*100. On trouve d'après les résultats dans la figure (III.49) que l'extrusion normalisée reste stable sous chargement statique quand on passe de  $H = 1,8D$  à  $H = 3D$ . Cela traduit également que le déplacement horizontal du front de taille augmente proportionnellement avec la profondeur.

Sous chargement dynamique, on note par contre une influence notable de la profondeur du tunnel. En effet, la stabilité du front de taille augmente avec la profondeur du tunnel. L'extrusion maximale du front diminue de 83% lorsque la profondeur du tunnel passe de  $H = 1,8D$  à  $H = 3,5D$  (figure III.50). D'après ses résultats, on peut conclure que le tunnel profond est mieux protégé contre les sollicitations sismiques que le tunnel peu profond.



**Figure III.49.** Extrusion du front de taille sous chargement statique en fonction de profondeur.



**Figure III.50.** Extrusion du front de taille sous chargement sismique en fonction de profondeur.

### III.5. Conclusion

Nous avons présenté dans ce chapitre l'analyse de la stabilité du front de taille cours de creusement sous chargement statique et dynamique. L'analyse a été faite à l'aide d'un modèle tridimensionnel et non linéaire, avec prise en compte d'un comportement élastique parfaitement plastique du sol pour considérer l'influence de la plasticité sur la réponse de l'ouvrage.

D'après les résultats, nous avons observé les points suivants :

- Le front de taille libre sans aucun type de renforcement subit des déplacements de trop grande importance lors d'une sollicitation sismique. La présence du boulonnage au front de taille réduit l'extrusion d'environ 77% et le tassement de la clé de voute de 90%. Ce comportement se traduit directement sur les tassements à la surface libre de sol.
- Le comportement des boulons sous chargement sismique peut être décrit en deux zones :
  - Zone où l'effort de traction augmente en s'éloignant du front jusqu'à une distance entre  $1,5R$  et  $1,7R$  où il atteint sa valeur maximale.
  - Zone d'ancrage sur le reste du boulon où l'effort de traction diminue progressivement.
- La force de traction engendrée par le chargement sismique dans un boulon diminue avec l'augmentation de la densité de boulons utilisés au front, mais la force maximale reste inférieure à la résistance ultime du boulon dans notre cas.
- Les efforts internes dans le revêtement du tunnel sont également impacté par la stabilité du front de taille. Sous l'effet d'une sollicitation sismique, on observe une augmentation plus ou moins importante des efforts internes dans le revêtement aux abords de la zone non soutenue (en arrière du front de taille). Un front renforcé permet d'éviter cette concentration des efforts.
- La longueur initiale du boulon n'a aucune influence sur le chargement statique dans le boulon. Au contraire, sous chargement sismique, la force de traction augmente avec l'augmentation de la longueur du boulon.
- Avec la profondeur, le front de taille devient plus résistant à la sollicitation sismique, et la force engendrée dans un boulon diminue.

- Le chargement sismique selon la direction longitudinale engendre des efforts dans les boulons et des déplacements plus préjudiciables que dans le cas d'une sollicitation sismique transversale à l'axe du tunnel. La combinaison des deux sollicitations montre que la réponse globale a la même allure que celle de la sollicitation longitudinale, mais amplifiée par la sollicitation transversale.

# Conclusion générale

L'objectif du travail de recherche présenté dans ce mémoire est d'étudier le comportement sismique des tunnels au cours de construction. En particulier, l'effet de creusement sur la réponse sismique du tunnel est abordé, ainsi que l'effet du renforcement du front de taille pour limiter les déplacements excessifs, et empêcher l'instabilité du front de taille. Le travail est abordé par une approche purement numérique, à l'aide du logiciel de calcul par différences finies FLAC3D, qui permet de prendre en compte les diverses complexités liées au problème, à savoir : la non-linéarité du comportement des sols, l'évolution de la géométrie, l'intégration d'éléments spéciaux pour modéliser les boulons au front de taille, les sollicitations dynamiques, et la modélisation des conditions aux limites en adéquation avec le chargement dynamique.

Afin d'étudier l'influence des travaux de creusement sur la réponse sismique d'un tunnel, deux configurations ont été proposées. La première représente un tunnel déjà en place dans le massif de sol (modèle « Tunnel In Place » TIP) et la deuxième consiste à modéliser l'installation du tunnel par un phasage des travaux complexe prenant en compte l'évolution de la géométrie et l'avancement du front de taille (modèle « Tunnel Installation Model » TIM). Dans le second cas, la procédure retenue est celle développée par Mroueh (1998) qui montre une bonne représentation des mouvements de terrain et d'évolution des contraintes dans le sol et dans le revêtement. Elle fait intervenir deux paramètres, le taux de confinement  $\alpha_{dec}$  dans une zone non soutenue en arrière du front de taille, de longueur  $L_{dec}$ . Les résultats après sollicitation dynamique montrent que l'intégration du phasage de creusement dans le calcul dynamique nous donne une réponse plus complexe du comportement sismique du tunnel. En effet, l'influence de la modification des contraintes dans le sol avant sollicitation dynamique est significative sur le tassement à la surface libre du sol et sur les efforts internes dans le revêtement, surtout l'effort normal. De même, les paramètres du modèle de creusement, comme le taux de confinement et la longueur de la zone non soutenue, influe sur la réponse du tunnel à la sollicitation sismique, ce qui implique la nécessité de bien caler ces paramètres par rapport à une configuration réelle.

Dans le cas d'un tunnel profond ( $H/D \geq 3$ ), on montre que l'influence de la modélisation du creusement est négligeable. Cependant, en appliquant une sollicitation dynamique d'amplitude plus élevée, les efforts internes normalisés diminuent pour les deux

modèles TIP et TIM, avec dans le cas du modèle TIM un écart plus important des efforts dans le revêtement en comparaison avec le modèle TIP.

La troisième partie du travail a traité le cas d'un tunnel en cours de creusement sous l'effet d'une sollicitation sismique. La stabilité du front de taille est alors directement impactée et une attention particulière est accordée à l'étude de sa stabilité, et aux moyens de renforcement du front de taille. Les résultats obtenus montrent que l'extrusion du front et le tassement en clé de voute pour un front 'libre' soumis à une sollicitation sismique peuvent arriver aux valeurs inacceptables. Le renforcement du front de taille améliore sa stabilité sous chargement sismique : l'extrusion est réduite de 77% et le tassement de clé de voute de 90% se lorsque le front est renforcé par un boulonnage ou maintenu par une pression équivalente à la poussée de terres. La stabilité du front impacte alors les tassements à la surface libre de sol, en les réduisant de 72%. On a enfin obtenu que le renforcement du front de taille permettait de réduire de près de 20% les efforts internes induits dans le revêtement par le chargement sismique.

Dans le cas du front renforcé par des boulons, on a montré que les efforts dans les boulons sont répartis en deux zones : (i) une zone où l'effort de traction augmente en s'éloignant du front jusqu'à une distance entre  $1,5R$  et  $1,7R$  où il atteint sa valeur maximale, (ii) une zone d'ancrage sur le reste du boulon où l'effort de traction diminue progressivement. Le boulon central reprend le maximum d'effort, en accord avec le mode de déformation du front de taille et le chargement maximal dans les boulons diminue en s'éloignant de centre du tunnel.

L'étude paramétrique portant sur la densité des boulons a montré que l'effort de traction et l'extrusion du front de taille engendrés par chargement sismique diminuent avec l'augmentation de la densité des boulons. Contrairement aux résultats obtenus sous chargement statique, La longueur initiale du boulon influe sur l'effort de traction dans les boulons, qui augmente avec la longueur de boulon. Enfin, on a aussi montré que plus le tunnel était profond, moins le chargement sismique affectait la stabilité du front de taille.

Enfin, il est apparu que le chargement sismique selon la direction longitudinale engendre des efforts dans les boulons et des déplacements plus préjudiciables que dans le cas d'une sollicitation sismique transversale à l'axe du tunnel. La combinaison des deux sollicitations montre que la réponse globale a la même allure que celle de la sollicitation longitudinale, mais amplifiée par la sollicitation transversale.

## Références bibliographiques

**AFTES. (1993):** Texte des recommandation relatives au choix d'un type de soutènement en galerie. Group de travail n°7.

**AFTES. (2001):** Recommandations on the convergence-confinement methode.

**AFTES. (2002):** Recommandations relatives à la méthode convergence-confinement. (Groupe de travail. n°7): *Tunnels et ouvrages souterrains*, pp. 79-89.

**Alsaleh, H. (2007):** Modélisation non-linéaire en trois dimensions de l'interaction Sol-Micropieux-Pont sous chargements sismiques. *Laboratoire de Mécanique de Lille UMR CNRS 8107*. Thèse

**Amorosi, A., Boldini, D. (2009):** Numerical modelling of the transverse dynamic behaviour of circular tunnels in clayey soils. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, pp.1059-1072.

**AŞÇIOĞLU, G. (2007):** Analysis of support design practice at Elmalik portals of Bolu tunnel. *Thesis*, MIDDLE EAST TECHNICAL UNIVERSITY.

**ASQUAPRO. (2007):** Fascicules techniques et recommandations de l'association pour la qualité de projection des mortiers et bétons.

**ATTEWELL, P.B., WOODMAN, J. (1982):** Predicting the dynamics of ground settlement and its derivatives caused by tunnelling in soil. *Ground Engineering*, vol. 15(8), pp. 13–22.

**ATTEWELL, P.B., YEATES, J., SELBY, A.R. (1986):** Soil Movements Induced by Tunnelling and their Effects on Pipelines and Structures. *Glasgow: Blackie*.

**Augarde, C.E. (1997):** Numerical modelling of tunnelling processes for assessment of damage to buildings. *University of Oxford*. Thèse.

**Azadi, M., Mir Mohammad Hosseini, S. (2010):** Analyses of the effect of seismic behavior of shallow tunnels in liquefiable grounds. *Tunnelling and Underground Space technology*, vol. 25 (5), pp. 543-552.

- Azadi, M., Mir Mohammad Hosseini, S. (2010):** The uplifting behavior of shallow tunnels within the liquefiable soils under cyclic loadings. *Tunnelling and Underground Space Technology*, vol. 25 (2), pp. 158-167.
- Bäckblom, G., Martin, C.D. (1999):** Recent experiments in hard rocks to study the excavation. Implications for the performance of a nuclear waste geological repository. *Tunnelling and Underground Space Technology*, vol. 14 (3), 377–394.
- Bejui, H. (1989):** Creusement des tunnels en terrain meuble et aquifère. *Annales de l'ITBTP*.
- Berthoz, N., Branque, D., Wong, H., Subrin, D., Humbert, E. (2011):** Evolution des champs de contraintes et déplacements autour d'un tunnelier à front pressurisé. *Rencontres Interdisciplinaires Doctorales de l'Aménagement Durable*.
- Billaux, D., Cundall, P. (1993):** Simulation des géomatériaux par la méthode des éléments Lagrangiens. *Revue Française de Géotechnique*, vol. 63, pp. 9-21.
- Bobet, A. (2003):** Effect of pore water pressure on tunnel support during static and seismic loading. *Tunnelling and Underground Space Technology*, vol. 18, pp. 377-393.
- Bouma, A.L. (1993):** Mechanics of Structures; Elasto-statics of slender structures. (in Dutch): *Delftse Uitgevers Maatschappij*.
- BOUVARD-LECOANET, A., COLOMBET, G., ESTEULLE, F. (1992):** Ouvrages souterrains: Conception, réalisation, entretien. *Paris: Presses de l'ENPC*.
- Bull, A. (1944):** Stresses in the linings of shield-driven tunnels. *ASCE Soil Mechanics and Foundations Division*.
- Cai, M., Kaiser, P.K. (2005):** Assessment of excavation damaged zone using a micromechanics model. *Tunnelling and Underground Space Technology*, vol. 20, pp. 301–310.
- Chou, H., Yang, C., Hseih, B., Chang, S. (2001):** A study of liquefaction related damages on shield tunnels. *Tunnelling and Underground Space Technology*, vol. 16 (3), pp. 185-193.

- Chou, J., Kutter, B., Travasarou, T., Chacko, J. (2011):** Centrifuge modeling of Seismically induced uplift for the BART transbay tube. *Geotech Geoenviron Eng*, vol. 137, pp. 754-765.
- Chungsik, Y. (2002):** Finite-element analysis of tunnel face reinforced by longitudinal pipes. *Computers and Geotechnics*, vol. 29, pp. 73-94.
- Chungsik, Y., Shin, H.H. (2003):** Deformation behaviour of tunnel face reinforced with longitudinal pipes-laboratory and numerical investigation. *Tunnelling and Underground Space technology*, vol. 18, pp. 303-319.
- Clouteau, D., Aubry, D. (2001):** Modifications of the ground motion in dense urban areas. *Journal of Computational Acoustics*, vol. 9, pp. 1659-1128.
- CLOUTERRE. (2002):** Additif aux recommandations CLOUTERRE 1991 pour la conception, le calcul, l'exécution et le contrôle des soutènements réalisés par clouage des sols. *Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées*, 224.
- CLOUTERRE. (1991):** recommandation pour la conception, le calcul, l'exécution et le contrôle des soutènements réalisés par clouage des sols. *Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées*, 268 p.
- Cook, R., Malkus, D., Plesha, M. (1989):** Concepts and applications of finite element analysis (Vol. Third Edition): *New York: John Wiley & Sons, Inc.*
- Datta, S.K., El-Akily, N. (1978):** Diffraction of elastic waves in a half-space. I. Integral representation and matched asymptotic expansions. *Modern Problems in Elastic Wave Propagation* (pp. 197-218): New York: J. Miklowitz and J. D. Achenbach.
- Datta, S.K., Shah, A.H. (1982):** Scattering of SH-waves by embedded cavities. *Wave motion* 4, pp. 265-283.
- Davis, E.H., G.M. (1980):** The stability of shallow tunnels and underground openings in cohesive material. *Géotechnique*, vol. 30 (4), pp. 29-43.
- Dias, D. (1999):** renforcement du front de taille des tunnels par boulonnag. Etude numérique et application à un cas réel en site urbain. Thèse de doctorat, Institute National des Science Appliquées de Lyon, Lyon.

- Doan, H.V. (2007):** Creusement des tunnels en terrain meuble : étude expérimentale sur modèle réduit de tunnelier à pression de terre en sol cohérent frottant. INSA de Lyon.
- Duddeck, H. (1991):** Application of numerical analysis for tunneling. *Int. J. for Num. and Anal. Meth. in Geomechanics*, vol. 15, pp. 223-239.
- Duddeck, H., Erdmann, J. (1982):** Structural design models for tunnels. *Tunnelling* 82, vol. 8, pp. 83-91.
- Duffaut, P. (1988):** Les débuts du boulonnage en génie civil souterrain. *Boulonnage et RENFORCEMENT DES terrains*. Nancy: Institut National Polytechnique de Lorraine.
- Eberhardt, E. (2001):** Numerical modelling of three-dimension stress rotation ahead of an advancing tunnel face. *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences*, vol. 38, pp. 499–518
- Einstein, H.H., Schwarz, C.W. (1979):** Simplified analysis for tunnel supports. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, pp. 499-517.
- Engelbreth, K. (1961):** A contribution to the analysis of stress in a circular tunnel. *Géotechnique*, vol. 11(3), pp. 246-248.
- Gazetas, G., Gerolymos, N., Anastasopoulos, I. (2005):** Response of three Athens metro underground structures in the 1999 Parnitha earthquake. *Soil Dynamic and Earthquake Engineering*, vol. 25, pp. 617-33.
- Genis, M. (2010):** Assessment of the dynamic stability of the portals of the Dorukhan tunnel using numerical analysis. *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences*, vol. 47, pp. 1231–1241.
- Giannakou, A., Nomikos, P., Anastasopoulos, I., Sofianos, A., Gazetas, G., Yiouta-Mitra, P. (2005):** Seismic behaviour of tunnels in soft soil: Parametric numerical study and investigation on the causes of failure of the Bolu tunnel (Düzce, Turquie, 1999). *Underground Space Use; Analysis of the Past and Lessons for the Future-Erdem&Solam (Eds)* (ISBN 04 1537 452 9).
- Guéguen, p., Bard, P.-Y., Semblat, J.-F. (2002):** L'interaction site-ville: un nouvel aspect de l'aléa sismique. Laboratoire des Ponts et Chaussées.

- Guéguen, P., Bard, P.-Y., Chazelas, J.-L., Semblat, J.-F. (2003):** Séismes dans la ville. *Pour la science*, vol. 310, pp. 56-61.
- Hamza, R.O. (2005):** Cicatrisation de la zone endommagée autour du tunnel dans des roches peu perméables. Thèse.
- Hashash, Y.M., Park, D., Yao, J.I.-C. (2005):** Ovaling deformation of circular tunnels under seismic loading, an update on seismic design and analysis of underground structures. *Tunnelling and Underground Space Technology*, vol. 20, pp. 435-441.
- Hashash, Y.M., Hook, J., Schmidt, B., Yao, J.-C. (2001):** Seismic design and analysis of underground structures. *Tunnelling and Underground Space technology*, vol. 16, pp. 247-293.
- Hatem, A. (2009):** Comportement en zone sismique des inclusions rigides. Analyse de l'interaction sol-inclusion-matelas de répartition-structure. *Laboratoire de Mécanique de Lille UMR CNRS 8107*. Thèse
- Hatzigeorgiou, G.D., Beskos, D.E. (2010):** Soil-structure interaction effects on seismic inelastic analysis of 3-D tunnels. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, vol. 30, pp. 851-861.
- HEJAZI, Y. (2010):** Influence de la prise en compte des modules en petites déformations des sols sur la modélisation numériques d'ouvrages géotechniques. L'INSTITUT NATIONAL DES SCIENCES APPLIQUEES DE LYON.
- Hibbitt, K. A. (1999):** ABAQUS User's Manual.
- Hilar, M. (2011):** 3D Modelling of a Tunnel Re-excavation in Soft Ground. *Acta Polytechnica*, vol. 51 (3).
- Hoeg, K. (1986):** Aseismic design of underground structures cylinders. *Soil Mechanics and Foundations Division*, vol. 94(4), pp. 833-858.
- Inc, I.C. (1995):** FLAC3D, Version 3.3: Fast lengrangian Analysis of Continua.
- Kastner, H. (1962):** statik des tunnel-und stollenbauses.

- Kasper, T., Meschke, G. (2004):** A 3D finite element simulation model for TBM tunneling in soft ground. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, vol. 28, pp. 1441-1460.
- KHAM, M. (2004):** Propagation d'ondes sismiques dans les bassins sédimentaires: des effets de site à l'interaction site-ville. Laboratoire Central des Ponts et Chaussées.
- Kham, M., Semblat, J.-F., Kurose, A., Xiao, H., Dangla, P. (2001):** Analyse de l'interaction onde sismique/cavité souterraine: Approches analytique et numérique. *15eme Congrès Français de Mécanique*. Nancy: Laboratoire Central des Pont et Chaussées.
- Kim, S. H., Tono, F. (2010):** Face stability and required support pressure for TBM driven tunnels with ideal face membrane – Drained case. *Tunnelling and Underground Space Technology*, vol. 25(5), pp. 526-542.
- Khoshnoudian, F. (1999):** Etude du comportement des tunnels sous chargement sismique. *Laboratoire de mécanique de Lille*, Département Sols-Structures.
- Khoshnoudian, F., Shahrour, I. (2002):** Numerical analysis of the seismic behaviour of tunnels constructed in liquefiable soils. *Soils Foundations*, vol. 42 (6), pp. 1-8.
- KOLYMBAS, D. (2005):** Tunnelling and Tunnel Mechanics: A Rational Approach to Tunnelling. *Springer-Verlag Berlin Heidelberg*.
- Kontoe, S., Zdravkovic, L., Potts, D., Menkiti, C. (2008):** Case study on seismic tunnel response. *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 45, pp. 1743-64.
- Kurose, A. (2000):** Effets des séismes sur les ouvrages souterrains. Palaiseau: École Polytechnique.
- Leca, E., Dormieux, L. (1990):** Upper and lower bound solutions for the face stability of shallow circular tunnels in frictional material. *géotechnique*, vol. 40 (4), pp. 581-606.
- Leca E., Garnier, J., Atwa, M., Chambon, P., Skiker, A. (1997):** Analyse théorique et expérimentale de la stabilité du front de taille des tunnels à faible profondeur. *14th Int. Conf. Soil mech* (pp. 1421-1424): Hambourg: Found. Eng.

- Lee, V.W. (1977):** On the deformations near circular underground cavity subjected to incident plane SH-waves. *Application of computer methods in engineering conference* (pp. 951-962): Los Angeles: University of South California.
- Liu, H., Song, E. (2005):** Seismic response of large underground structures in liquefiable soils subjected to horizontal and vertical earthquake excitations. *Comput Geotech*, vol. 32 (4), pp. 223-244.
- Liu, H., Song, E. (2006):** Working mechanism of cutoff walls in reducing uplift of large underground structures induced by soil liquefaction. *Comput geotech*, vol. 33 (4-5), pp. 209-221.
- Liu, J., Liu, X (2008):** Pushover analysis of Daikai subway station during the Osaka-Kobe earthquake in 1995. *The 14<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering October 12-17, Beijing, China.*
- Lombardi, G. (1973):** Dimensionning of tunnels linings with regard to constructional procedure. *Tunnels and tunneling* .
- Luco, J.E., De Barros, F.C. (1994):** Dynamic displacements and stresses in the vicinity of a cylindrical cavity embedded in a half-space. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, vol. 23, pp. 321-340.
- Lunardi, P.F. (2008):** Design and construction of tunnels, Analysis of Controlled Deformation in Rock and Soil. *Heidelberg: Springer.*
- Lunardi, P.F. (1992):** Tunnel face reinforcement in soft ground design and controls during excavation. *Towards new worrlds in tunnelling*, vol. 2, pp. 897-908. Acapulco.
- Melis, M., Medina, L., Rodriguez, J. (2002):** Prediction and analysis of subsidence induced by shield tunneling in the Madrid Metro extension. *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 39, pp. 1273-1287.
- Menkiti, C., Mair, R., Miles, R. (2001):** Highway tunnel performance during the 1999 Duzce earthquake. *The 15th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, (pp. 1365-1368): Istanbul.
- Merritt, J., Monsees, J., Hendron, A. (1985):** structure, Seismic design of underground subway. *Proceedings of the 1985 Rapid Excavation Tunneling Conference, 1*, pp. 104-131.

- Mhanna, M. (2012):** Analyse des vibrations induites par le trafic routier et étude de l'efficacité des systèmes de réduction de ces vibrations. *Laboratoire de Génie Civil et géo-Environnement*. Thèse.
- Mhanna, M., Sadek, M., Shahrour, I. (2012):** Numerical modeling of traffic-induced ground vibration. *Computers and Geotechnics*, vol. 39, pp. 116-123.
- Migliazza, M., Chiorboli, M., Giani, G. (2009):** Comparaison of analytical method, 3D finite element model with experimental subsidence measurements resulting from the extension of the Milan underground. *Computers and Geotechnics*, vol. 36, pp. 113-124.
- Möller, S. (2006):** Tunnel induced settlements and structural forces in linings. Thesis, Institut für Geotechnik, Stuttgart.
- Morgan, H.D. (1971):** A contribution to the analysis of stress in a circular tunnel. *Geotechnique*, vol. 25(1), pp. 115-127.
- Mroueh, H. (1998):** Tunnel en site urbain, Modélisation numérique et interaction creusement-ouvrages existants. Laboratoire de Mécanique de Lille, Département Sols-Structure, Ecole centrale de Lille.
- Mroueh, H., Shahrour, I. (2008):** A simplified 3D model for tunnel construction using tunnel boring machines. *Tunnelling and Underground Space Technology*, vol. 23, pp. 38-45.
- Nomoto, T., Imamura, S., Hagiwara, T., Kusakabe, O., Fujii, N. (1999):** Shield Tunnel Construction. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, vol. 125(4), pp. 289-300.
- Okamoto S., Tamura C., Kato K., Hamada M., (1973):** Behaviors of submerged tunnels during earthquakes. *Proceedings of the Fifth World Conference on Earthquake Engineering*, vol.1, Rome, Italy, pp. 544-553.
- Okumura, T., Takewaki, N., Shimizu, K., Fukutake, K. (1992):** Dynamic response of twin circular tunnels during earthquake. *Soil Dynamics and Foundations*, pp. 181-191.
- Owen, G., Scholl, R. (1981):** Earthquake engineering of large underground structures. *Federal Highway Administration and national Science Foundation*.

- Pakbaz, M.C., Yareevand, A. (2005):** 2-D analysis of circular tunnel against earthquake loading. *Tunnelling and Underground Space technology*, vol. 20, pp. 411-417.
- Panet, M. (1986):** Comportement aux séismes des tunnels et des ouvrages souterrains dans les sols. *Revue Française de Géotechnique*, vol. 38, pp. 25-32.
- Panet, M. (1995):** Le calcul des tunnels par la méthode convergence-confinement. *Paris: Presses de l'ENPC.*
- Panet, M., Guellec, P. (1974):** Contribution à l'étude du soutènement d'un tunnel à l'arrière du front de taille. *Int. Cong. Rock Mech, 2B.* Denver.
- Pao, Y.H., Mow, C.C. (1973):** Diffraction of elastic waves and dynamic stress concentrations. *Crane, Russak and Co. Inc., ISBN 0-8448-0155-0.*
- Park, K.H., Tantayopin, K., Tontavanich. B., Owatsiriwong, A. (2009):** Analytical solution for seismic-induced ovaling of circular tunnel lining under no-slip interface conditions: A revisit. *Tunnelling and Underground Space Technology*. Volume 24 (2), pp. 231-235.
- PECK, R.B. (1969):** Deep excavations and tunneling in soft ground. *7th int. Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering* (pp. 225-290): Sociedad Mexican de Mecanica de Suelos.
- Peila, D. (1994):** A theoretical study of reinforcement influence on the stability of a tunnel face. *Geotech and Geol Eng*, vol. 12, pp. 145-168.
- Penzien, J., Wu, C.L. (1998):** Stresses in linings of bored tunnels. *Earthquake Engineering and Structural Dynamic*, vol. 27, pp. 283-300.
- PLAXIS-B.V. (2002):** PLAXIS: Finite element Package for Analysis of Geotechnical Structures. *Delft, Netherland.*
- Power, M., Rosidi, D., Kaneshiro, J. (1996):** Screening, evaluation, and retrofit design of tunnels. *Buffalo, New York: National Centre for Earthquake Engineering Research.*
- Purwodihardjo, A. (2004):** Modélisation des déformations différées lors du creusement des tunnels. Thèse.

- Sharma S.W.R., Judd, (1991):** Underground opening damage from earthquakes. *Engineering Geology*, vol.30, p. 263-276.
- Schlosser, F.A. (1997):** Le couplage dans les sols indurés et les roches tendres. *On geotechnical engineering of hard soils-soft rocks* (pp. 1791-1799): Rotterdam: Balkema.
- Schmid, H. (1926):** Statische Probleme des Tunnels-und Druckstollenbaus. Berlin.
- SCHMIDT, B.F. (1969):** Settlements and ground movements associated with tunnelling in soils. Urbana: University of Illinois.
- Schwartz, C., Einstein, H. (1980):** Improvement design of tunnel supports. Vol. 1: simplified analysis for ground-structure interaction in tunnelling. *Urban Mass Transportation Administration (UMTA)*:
- Sedarat, H., Kozak, A., Hashash, Y.M., Shamsabadi, A., Krimotat, A. (2008):** Contact interface in seismic analysis of circular tunnels. *Tunnelling and Underground Space technology*, vol. 24(4), pp. 482-490.
- Sedarat, H., Kozak, A., Hashash, Y.M., Shamsabadi, A., Krimotat, A. (2009):** Contact interface in seismic analysis of circular tunnels. *Tunnelling and Underground Space technology*, vol. 24, pp. 1059-72.
- Shah, A.H., Wong, K.C., Datta, S.K. (1982):** Diffraction of plane SH-waves in a half-space. *Earthquake eng. struct. dyn*, vol. 10, pp. 519-528.
- Shahrour, I. (1992):** PECPLAS: A finite element software for the resolution of earthquake problems. *Acts de colloque Int. Géotechnique and Informatique* (pp. 327-334): Paris: Edition Presse ENPC.
- Shahrour, I., Khoshnoudian, F., Sadek, M., Mroueh, H. (2010):** Elastoplastic analysis of the seismic response of tunnels in soft soils. *Tunnelling and Underground Space Technology*, vol. 25, pp. 478-482.
- Sloan, W.S. (1988):** Lower bound limit analysis using finite elements and linear programming. *Int. J. Numer. Anal. meth. Geomech*, vol. 12, pp. 61-77.
- Sloan, W.S. (1989):** upper bound limit analysis using finite elements and linear programming. *Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomech*, vol. 13, pp. 263-282.

**Subrin, D. (2002):** Etudes théoriques sur la stabilité et le comportement des tunnels renforcés par boulonnage. thèse de doctorat, Institut National des Sciences Appliquées de Lyon, Lyon.

**Taylor, P., Ibrahim, H., Yang, D. (2005):** Seismic retrofit of George Massey Tunnel. *Earthquake Structure Dynamic*, vol. 34, pp. 519-542.

**TROMPILLE, V. (2003):** Etude expérimental et théorique du comportement d'un tunnel renforcé par boulonnage frontal. Thèse de doctorat, Institut national des Science Appliquées de Lyon, Lyon.

**Viggiani, G., Soccodato, F. (2004):** Predicting tunneling-induced displacements and associated damage to structures. *Rivista italiana di geotechnical*, vol. 4, pp. 11-25.

**Vrijiling, J. (1998):** Civil engineering Structures, special topics, Lecture notes on immersed and Bored tunnels. *Delft University of Technology* .

**Wang, J.-N. (1993):** Seismic Design of Tunnels: A Simple State-of-the-Art Approach (Vol. Monograph 7): *New York: Parsons, Brinckerhoff, Quade and Douglas Inc.*

**Wong, K.C., Shah, A.H., Datta, S.K. (1985):** Diffraction of elastic waves in a half space. 2. Analytical and numerical solutions. *Bull. seism. soc. Am*, vol. 75, pp. 69-92.

**Yang, D., Naesgaard, E., Byrne, P., Adalier, K., Abdoun, T. (2004):** Numerical model verification and calibration of George Massey Tunnel using centrifuge models. *Can Geotech*, vol. 41, pp. 921-942.

**YEO, C.H., LEE, F.H., TAN, S.C., HASEGAWA, O., SUZUKI, H., SHINJI, M. (2009):** Three dimensional numerical modelling of a NATM tunnel. *International Journal of the JCRM*. vol. 5, pp. 33-38.